

JCEEA

Czasopismo
Inżynierii Lądowej,
Środowiska
i Architektury

Journal of Civil
Engineering,
Environment
and Architecture

Kwartalnik
tom XXXIV
zeszyt 64 (nr 3/1/2017)
lipiec-wrzesień

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

Redaktor naczelny
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. Grzegorz OSTASZ

Rada Naukowa

prof. Hasan Arman (Zjednoczone Emiraty Arabskie), prof. Zinoviy Blikharskyy (Ukraina)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia), prof. Marina Ciuna (Włochy)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina), prof. Maurizio d'Amato (Włochy)
prof. Endre Domokos (Węgry), prof. Mohamed Eid (Francja), prof. Maria Elektorowicz (Kanada),
prof. Haritha Malladi (USA), prof. Samuel Hudson (USA), prof. Dušan Katunsky (Słowacja)
prof. Krzysztof Knapik (Polska), prof. Ryszard L. Kowalczyk (Australia)
prof. Jozef Kriš (Słowacja), prof. Vincent Kvočák (Słowacja), prof. Stanisław Kuś (Polska)
prof. Mladen Radujkovic (Chorwacja), prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska)
prof. Francesca Salvo (Włochy), prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Marco Simonotti (Włochy), prof. Nadežda Števelová (Słowacja),
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. David Valis (Czechy)
prof. António Avelino Batista Vieira (Portugalia), prof. Oksana Vovk (Ukraina)
prof. Tomasz Winnicki (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)

Komitet Redakcyjny

(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny

dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (naukowi)

dr hab. inż. Bartosz MILLER, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny

dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji

dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA, dr inż. Michał JUREK,
dr hab. inż. Lucjan ŚLĘCZKA, prof. PRz, mgr inż. Artur SZALACHA

Przygotowanie matryc

Artur SZALACHA

p-ISSN 2300-5130

e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska
i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpier@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12,
35-959 Rzeszów, www.oficyna.prz.edu.pl (e-mail: oficyna@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 595

SPIS TREŚCI

Piotr WOŹNICZKA: Modelowanie komputerowe pożaru w halach wielkopowierzchniowych	7
Paweł SULIK, Bartłomiej SEDŁAK: Wybrane aspekty oceny odporności ogniowej przeszklonych elementów oddzielenia przeciwpożarowego	17
Halina GARBALIŃSKA, Jarosław STRZAŁKOWSKI, Agata STOLARSKA: Analiza rozkładu temperatury w ścianie żelbetowego zbiornika, uwzględniająca dwuwymiarowy przepływ ciepła	31
Halina GARBALIŃSKA, Magdalena BOCHENEK: Pomiar rozkładu wilgotności i parametrów cieplnych betonu komórkowego klas 400 i 700 w trakcie 6-miesięcznego wysychania	39
Paweł FALACIŃSKI, Łukasz SZAREK: Popiół z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych jako składnik zawieszin twardniejących.....	49
Marta KADELA: Zastosowanie pianobetonu w warstwach konstrukcji nawierzchni drogowej.....	67
Ryszard COUFAL, Magdalena OLSZEWSKA: Analiza wartości osiadań konsolidowanych gruntów organicznych modelem numerycznym w porównaniu z wartościami pomierzonymi	81
Grzegorz STRAŻ: Ocena wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu” wybranego gruntu organicznego na podstawie badań sondą FVT	91
Andrzej GRUCHOT, Eugeniusz ZAWISZA, Ewa CZYŻ: Parametry kontaktu międzyfazowego wybranych materiałów stosowanych w budownictwie ziemnym.....	103
Eugeniusz ZAWISZA, Andrzej GRUCHOT: Wytrzymałość na ścinanie mieszaniny popiołowo-żużlowej stabilizowanej spoiwami hydraulicznymi	115
Agnieszka MACHOWSKA, Paweł KOSIŃSKI: Projektowanie zamknięć hydrotechnicznych według Eurokodów na przykładzie kłapy soczewkowej.....	123

Romuald SZYMKIEWICZ: Problemy gospodarczego wykorzystania dolnej Wisły	141
Grzegorz ŚWIT, Łukasz KOSNO: Zastosowanie metody georadarowej do oceny poprawności wykonania konstrukcji gruntowo-powłokowej	153
Janusz SZELKA: Pokonywanie przeszkód wodnych według standardów NATO ..	165
Mariusz HEBDA: Ocena przyczyn uszkodzeń i metoda naprawy elementów pomostu mostu kratownicowego.....	179
Marek PAŃTAK: Modelowanie obciążeń dynamicznych w formie przysiadów na kładkach dla pieszych	189
Józef JASICZAK, Marcin KANONICZAK: Zasadność przyjmowania normowych wartości f_{ci} oraz f_{cm} przy szacowaniu klasy betonu dla małej próby	203
Jacek KORENTZ: Ścieżki równowagi statycznej belek żelbetowych wzmacnianych taśmami z włókien węglowych	213
Lidia BUDA-OŻÓG: Numeryczna i doświadczalna analiza zginanych, skręcanych i ścinanych belek żelbetowych	223
Michał GOŁDYN, Tadeusz URBAN: Komentarz do zasad obliczania płyt na przebiecie w strefie słupów narożnych według Eurokodu 2.....	235
Renata KOTYNIA, Monika KASZUBSKA: O wpływie niemetalicznego zbrojenia głównego na mechanizm niszczenia i nośność ścinania betonowych belek bez zbrojenia poprzecznego	247
Łukasz KRAWCZYK, Michał GOŁDYN, Tadeusz URBAN: O niedokładnościach systemów cyfrowej korelacji obrazu	259
Rafał KRZYWOŃ: Wpływ podwyższonej temperatury na skuteczność wzmocnienia belek żelbetowych taśmami typu CFRP i SRP.....	271
Wojciech MAZUR, Radosław JASIŃSKI, Łukasz DROBIEC: Nośność stref przypodporowych nadproży z autoklawizowanego betonu komórkowego	281
Michał GOŁDYN, Łukasz KRAWCZYK, Tadeusz URBAN: Przyczynek do rozważań na temat nośności elementów z uwagi na przecinanie betonu	293

Marcin ABRAMSKI, Jarosław KONDRAT, Piotr KORZENIOWSKI: Badania eksperymentalne słupów CFST z betonem zwykłym i ekspansywnym	307
Przemysław BODZAK: Rozkład sił wewnętrznych w belkach żelbetowych bez zbrojenia na ścinanie	325
Przemysław BODZAK, Łukasz SOWA: Wpływ sposobu podparcia sprężonych płyt kanałowych z wypełnionymi kanałami na ich nośność na ścinanie.....	333
Rafał KRZYWONÓ, Jacek HULIMKA, Agnieszka JĘDRZEJEWSKA: Techniczne możliwości zbrojenia pianobetonowych płyt fundamentowych	341
Janusz PĘDZIWIATR: Metody obliczeń efektów drugiego rzędu – uwagi i porównania	351
Sebastian KOŁODZIEJ, Jakub MARCINOWSKI: Badania doświadczalne stateczności mało wyniosłych, stalowych powłok sferycznych obciążonych ciśnieniem	361
Antoni BIEGUS, Dariusz CZEPIŻAK: Obciążenie imperfekcyjne elementów wyłożonych znakozmienną wzdłużnie siłą osiową.....	371
Agnieszka GŁUSZKO, Lucjan ŚLĘCZKA: Numeryczna ocena nośności i sztywności króćców w doczołowych połączeniach rur prostokątnych.....	387
Dariusz LEŃ, Lucjan ŚLĘCZKA: Badania nośności, sztywności i efektu dźwigni w śrubowych połączeniach kołnierzowych	397
Zbigniew KOWAL, Monika SIEDLECKA: Nośność bliskogąźziowych prętów ściskanych w strukturach przestrzennych.....	407
Szymon IMIEŁOWSKI, Bartosz ŚNIEGOCKI: Metody ochrony mostów rurociągowych przed skutkami uderzenia hydraulicznego	417
Marian GIŻEJOWSKI, Zbigniew STACHURA: On LTB Resistance Assessment of Prismatic I-section Beams according to Eurocode 3	427
Krzysztof OSTROWSKI, Aleksander KOZŁOWSKI: Badania doświadczalne ramy portalowej do celów walidacji modelu MES doczołowego połączenia belki ze słupem	437

Marian GIŻEJOWSKI, Radosław SZCZERBA, Marcin GAJEWSKI: Wpływ imperfekcji na techniczne zwichrzenie stalowych belek walcowanych i spawanych	447
Roman BIJAK: Giętno-skrotna utrata stateczności podpartych widełkowo i obciążonych mimośrodowo słupów dwuteowych.....	461
Zbigniew STACHURA, Marian GIŻEJOWSKI: Alternatywna procedura analityczno-numeryczna w eurokodowym projektowaniu stalowych elementów z bocznymi usztywnieniami dyskretnymi	471
Patrycja CYNIAK, Iwona SZER, Jacek SZER, Tomasz LIPECKI, Ewa BŁAZIK- BOROWA: Wpływ obciążenia dynamicznego na wyężenie konstrukcji rusztowania	487
Piotr GÓRSKI, Beata STANKIEWICZ, Marcin TATARA: Badanie charakterystyk dynamicznych podwieszanej kładki dla pieszych wykonanej z kompozytu GFRP	499
Leszek SZOJDA: Analiza numeryczna zmian naprężeń w konstrukcji ściany wywołanych nieciągłymi deformacjami podłoża górnicego.....	511
Andrzej WIĘCKOWSKI, Roman ZIMKA: Odształcenia wczesnie obciążonego młodego betonu na szybkowiążącym cemencie CSA	523
Krzysztof WILDE, Kazimierz JAMROZ, Marcin BUDZYŃSKI, Dawid BRUSKI, Stanisław BURZYŃSKI, Jacek CHRÓŚCIELEWSKI, Łukasz PACHOCKI, Wojciech WITKOWSKI: Symulacje numeryczne stalowej bariery ochronnej na łuku drogi.....	535
Stanisław WIERZBICKI, Zbigniew PIÓRO, Marcin OSINIAK, Edward ANTOSZKIEWICZ: Zastosowanie inklinometrów w monitoringu konstrukcji.....	547
Magdalena LACHOWICZ: Modelowanie ośrodka lepkosprężystego w metodzie elementów czasoprzestrzennych	559
Tomasz JANIĄK: Metoda numerycznej nieliniowej analizy belek żelbetowych	571
Roman BIJAK, Leszek CHODOR, Grzegorz KOŁODZIEJ: Zakrzywione pręty cienkościenne o przekroju bisymetrycznym	583

Piotr WOŹNICZKA¹

MODELOWANIE KOMPUTEROWE POŻARU W HALACH WIELKOPOWIERZCHNIOWYCH

Norma PN-EN 1991-1-2 dopuszcza dwojaki sposób do kwestii modelowania pożaru w pomieszczeniach budynku. W ujęciu tradycyjnym wartości temperatury gazów spalinowych oddziałujących na elementy konstrukcji w warunkach pożaru wyznacza się za pomocą krzywych standardowych lub alternatywnie krzywych parametrycznych o ograniczonym zakresie stosowania (ważne dla stref pożarowych o powierzchni użytkowej jedynie do 400m² i wysokości pomieszczeń do 4m). Podejście zaawansowane opiera się na modelowaniu numerycznym, z uwzględnieniem realistycznych scenariuszy pożaru. W zależności od właściwości i obciążenia ogniowego danego pomieszczenia analizowany pożar może pozostać pożarem lokalnym lub przekształcić się w pożar w pełni rozwinięty. Dla obu typów pożaru można zbudować dwa niezależne modele numeryczne: model jedno- i dwustrefowy lub model pół, który oparty jest na założeniach obliczeniowej mechaniki płynów (CFD – computational fluid dynamics). W literaturze specjalistycznej brak jest jednak szczegółowych wytycznych dotyczących schematu postępowania przy tworzeniu modeli CFD. W artykule przedstawiono własną propozycję takiego toku postępowania, który uwzględnia model pożaru lokalnego oraz pozwala na ocenę możliwości pełnego rozgorzenia ognia. Ponadto wyspecyfikowano dane liczbowe służące do określenia mocy i powierzchni początkowego źródła ognia. Odniesiono się także do umownych kryteriów zapłonu stosowanych w przypadku modeli jedno- i dwustrefowego. Według proponowanego schematu postępowania opracowano przykład modelowania, który jest reprezentatywny dla hal wielkopowierzchniowych. W przykładzie posłużono się zaawansowanym programem numerycznym Fire Dynamics Simulator.

Słowa kluczowe: modelowanie pożaru, obliczeniowa mechanika płynów, pożar lokalny, pożar w pełni rozwinięty

1. Wprowadzenie

W Eurokodzie PN-EN 1991-1-2 [1] dotyczącym projektowania konstrukcji budowlanych z uwagi na oddziaływania pożarowe, przedstawiono wielorakie modele pożaru - analityczne i numeryczne, pozwalające na mniej lub bardziej wiarygodną prognozę wartości temperatury gazów spalinowych w warunkach

¹ Piotr Woźniczka, Politechnika Krakowska, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 123742033; pwozniczka@pk.edu.pl

pożaru. Zakres zastosowania modelu parametrycznego jest ograniczony do pomieszczeń o nieskomplikowanej geometrii, charakteryzujących się dodatkowo niewielką powierzchnią i stosunkowo małą wysokością. Podobne ograniczenia dotyczące geometrii obowiązują również w odniesieniu do modelu jedno- i dwustrefowego. Przywołane założenia uniemożliwiają zastosowanie takich modeli w licznych przypadkach współczesnych hal wielkopowierzchniowych. Wymagania bezpieczeństwa pożarowego dla tej grupy budynków można zapewnić albo poprzez dość pracochłonne modelowanie komputerowe pożaru, które często pozwala na wyeliminowanie zabezpieczeń ogniochronnych, albo też można zaniechać takiego modelowania, projektując w zamian asekuracyjne zabezpieczenie ogniochronne, szczególnie kosztowne w przypadku hal o konstrukcji stalowej. Norma PN-EN 1991-1-2 [1] dopuszcza oba wskazane podejścia, a o wyborze metody decyduje projektant. Zalecenia normowe są dość ogólnikowe i nie zawierają precyzyjnych wytycznych dotyczących niezbędnych elementów modelowania komputerowego ani sposobu przeprowadzenia obliczeń. W tej sytuacji wskazane jest sformułowanie typowego schematu postępowania, który pozwoli na ustalenie w oparciu o model CFD, wartości temperatury gazów spalinyowych w przypadku rozległych stref pożarowych o znacznej wysokości. W artykule przedstawiono własną propozycję takiego schematu postępowania, w której wykorzystano ogólnie dostępne oprogramowanie Fire Dynamics Simulator [2]. Zaproponowana procedura obliczeń uwzględnia założenia teoretyczne pożaru lokalnego oraz pozwala na uwzględnienie możliwości pełnego rozgorzenia ognia, które prowadzi do wystąpienia przypadku pożaru w pełni rozwiniętego. Tym sposobem opracowana procedura stanowi kompletny opis zjawiska pożaru w budynku halowym.

2. Proponowana metoda obliczeń

2.1. Opis schematu modelowania pożaru

W opisie przebiegu pożaru, przyjmowanego na ogół na potrzeby projektowania elementów konstrukcji zakłada się istnienie kilku umownych etapów: fazy rozwoju, fazy pełnego rozgorzenia oraz fazy stygnięcia [3]. W fazie pożaru rozwijającego się niezależnie od rodzaju analizowanego pomieszczenia, za miarodajny uważa się model pożaru lokalnego [4], obejmującego swoim zasięgiem tylko niewielką część składowanego materiału. W przypadku obiektów halowych maksymalną moc pożaru lokalnego Q_c można określić na podstawie zaczerpniętej z pracy [5] tabeli 1. Podane w niej wartości Q_c oszacowano na podstawie analizy materiałów palnych znajdujących się w różnego typu obiektach w zależności od sposobu ich użytkowania oraz z uwzględnieniem ewentualnego istnienia czynnych zabezpieczeń przeciwpożarowych w postaci instalacji tryskaczowej. Warto podkreślić, że maksymalne wartości rzędu 20-25MW odpowiadają równoczesnemu spalaniu ok. 15m³ drewna.

Tabela 1. Maksymalna moc pożaru lokalnego, na podstawie [5]

Table 1. Maximum power of localized fire, based on [5]

Moc pożaru [MW]	Intensywność pożaru	Wyposażenie ppoż	Sposób użytkowania
5	łagodny	tryskacze	poczekalnie, sale sportowe
10	średni	bez tryskaczy	poczekalnie, sale sportowe
15	stosunkowo silny	tryskacze	centra handlowe, supermarkety, magazyny, biblioteki
20	silny	bez tryskaczy	centra handlowe, supermarkety, magazyny, biblioteki
25	bardzo silny	---	wielkokubaturowe obiekty o konstrukcji stalowej zawierające dużą ilość materiałów łatwopalnych lub wybuchowych

Niezbędną do modelowania komputerowego wartość maksymalnej szybkości wydzielenia ciepła $RHR_{f,MAX}$ oraz umowną wartość prędkości rozwoju pożaru można określić na podstawie tabeli E5 zawartej w normie PN-EN 1991-1-2 [1]. Powierzchnię początkowego źródła ognia określa się wówczas z zależności (1), natomiast zmianę wartości RHR_f w czasie za pomocą tzw. pożaru t-kwadrat (2).

$$A_{fire} = Q_c / RHR_{f,MAX} \quad (1)$$

$$RHR_f(t_{fi}) = \begin{cases} 10^6 (t_{fi} / t_\alpha) \cdot \frac{1 \cdot W}{A_{fire}} & \text{dla } 0 \leq t_{fi} < t_{fi,MAX} \\ RHR_{f,MAX} & \text{dla } t_{fi,MAX} \leq t_{fi} < t_{fi,70\%} \\ \frac{RHR_{f,MAX}}{t_{fi,70\%} - t_{fi,100\%}} \cdot (t_{fi} - t_{fi,100\%}) & \text{dla } t_{fi,70\%} \leq t_{fi} < t_{fi,100\%} \end{cases} \quad (2)$$

gdzie: A_{fire} – powierzchnia pożaru lokalnego [m²],

Q_c – całkowita moc pożaru [MW] określona na podstawie tab.1,

$RHR_{f,MAX}$ – maksymalna szybkość wydzielenia ciepła [kW/m²],

t_{fi} – czas trwania pożaru [s],

$t_{fi,MAX}$ – czas [s] potrzebny do osiągnięcia przez pożar mocy Q_c ,

$t_{fi,70\%}$ – czas [s] potrzebny do spalenia 70% paliwa na powierzchni A_{fire} ,

$t_{fi,100\%}$ – czas [s] potrzebny do spalenia 100% paliwa na powierzchni A_{fire} ,

t_α – parametr zależny od prędkości rozwoju pożaru wg tab. E5 [1].

Całkowity czas trwania pożaru lokalnego jest uzależniony od przewidywanego obciążenia ogniowego analizowanego pomieszczenia. Zakłada się, że po wypaleniu 70% paliwa zgromadzonego na powierzchni początkowej A_{fire} szybkość wydzielania ciepła pożaru lokalnego spada liniowo od wartości $RHR_{f,\text{MAX}}$ do zera. Tak opisany pożar lokalny należy umieszczać w szeregu lokalizacji poszukując położenia prowadzącego do najbardziej niekorzystnego scenariusza rozwoju pożaru. W przypadku konstrukcji stalowych o powtarzalnym schemacie statycznym ilość potencjalnych lokalizacji można ograniczyć np. do obszaru znajdującego się pod kilkoma głównymi ramami nośnymi analizowanej hali. Pozostałą powierzchnię obiektu, poza początkowym obszarem źródła ognia, należy pokryć równomiernie rozłożonym materiałem palnym o zadanym cieple właściwym, szybkości przenikania ciepła, temperaturze zapłonu i odpowiedniej wartości obciążenia ogniowego. Przy braku precyzyjnych danych dotyczących składu potencjalnego paliwa można posłużyć się parametrami fizycznymi i składem chemicznym określonymi dla drewna (tab. 2.). Tak zdefiniowane paliwo jest traktowane jako bezpieczne oszacowanie i standardowo stosowane np. w modelu jedno- i dwustrefowym opisanym w pracach [6] i [7]. Prędkość rozwoju pożaru oraz wartość RHR_f dla paliwa znajdującego się poza początkowym źródłem ognia można określić na podstawie badań, danych dostępnych w literaturze lub jak poprzednio można posłużyć się zależnością (2) i tabelą E5 normy [1]. W modelu komputerowym należy również uwzględnić parametry fizyczne przegród, wszelkie otwory okienne i drzwiowe oraz ewentualne klapy oddymiające mogące w znaczący sposób wpływać na przebieg pożaru.

Tabela 2. Proponowane do obliczeń właściwości drewna, na podstawie [6] i [7]

Table 2. Properties of wood proposed for calculations, based on [6] and [7]

Parametr	Wartość	Parametr	Wartość
skład chemiczny (uproszczony)	$\text{CH}_{1,5}\text{O}_{0,7}$	współczynnik przenikania ciepła	0,2 [W/m·K]
temperatura zapłonu	300°C	ciepło właściwe	2360[J/kg·°C]
ilość produkowanej sadzy	0,02 [kg/kg]	ilość produkowanego tlenku węgla	0,00 [kg/kg]

Analiza obiektu zamodelowanego w opisany powyżej sposób może prowadzić do dwóch ścieżek rozwoju pożaru. W pierwszym przypadku, który będzie miarodajny dla wielu obiektów wielkopowierzchniowych, pożar lokalny nigdy nie przejdzie do fazy pożaru w pełni rozwiniętego. Po wypaleniu całego zgromadzonego na powierzchni A_{fire} paliwa nastąpi wygaśnięcie źródła ognia a temperatura w pomieszczeniu zacznie powoli spadać (faza stygnięcia). Alternatywnie przy dostatecznej maksymalnej mocy Q_c oraz odpowiedniej ilości paliwa

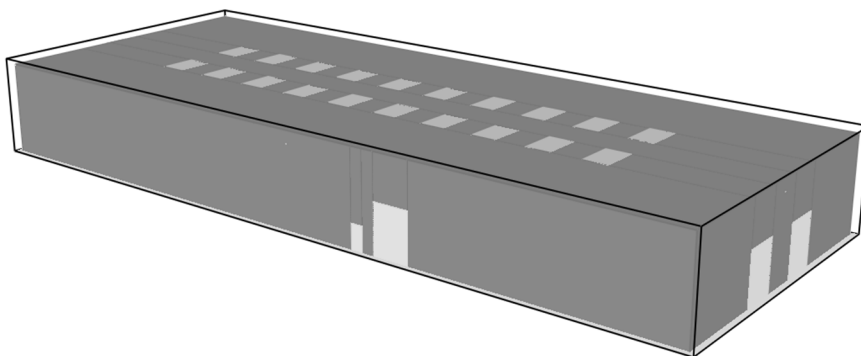
i tlenu może nastąpić pełne rozgorzenie pożaru skutkujące zapłonem wszystkich materiałów palnych zgromadzonych w danej strefie pożarowej. W przeciwieństwie do prostszych modeli obliczeniowych ([1],[6]) przy stosowaniu oprogramowania opartego na założeniach obliczeniowej mechaniki płynów nie ma potrzeby wyznaczania tzw. umownych kryteriów zapłonu, których spełnienie prowadziłoby do przejścia do fazy pożaru w pełni rozwiniętego. Większość z takich kryteriów, wykorzystywanych w modelach analitycznych czy też np. we wspomnianym już modelu jedno- i dwustrefowym, jest uwzględniana w obliczeniach automatycznie. Za przykład może tu posłużyć podstawowe ograniczenie obowiązujące w modelach strefowych. Zakłada się w nich mianowicie, że po przekroczeniu w górnej warstwie gorących gazów spalinowych temperatury rzędu 500°C następuje pełne rozgorzenie pożaru [6]. Podstawą takiego sformułowania są rezultaty badań eksperymentalnych wskazujące, że przy takiej wartości temperatury wartość promieniowania wynosi ok. 20kW/m^2 co spowoduje zapłon całego zgromadzonego w strefie pożarowej paliwa. Ponieważ w programie FDS zagadnienia promieniowania, konwekcji i przenikania ciepła są z definicji elementem modelu obliczeniowego opisane zjawisko nie musi być analizowane odrębnie.

Opisany schemat modelowania nie uwzględnia jednak wysokości składowania, która może być istotna dla rozwoju pożaru co wykazano np. w pracy [8]. W tej sytuacji konieczna jest dodatkowa analiza rozkładu wartości temperatury w hali w celu dokonania oceny czy istnieje możliwość bezpośredniego kontaktu gazów spalinowych z materiałami palnymi o konkretnej temperaturze zapłonu. Jeżeli wystąpi taki przypadek i znany jest sposób magazynowania potencjalnego paliwa to można oczywiście odwzorować dokładnie układ poszczególnych elementów i przeprowadzić dodatkową symulację. Przy braku odpowiednich danych proponuje się zastąpienie równomiernie rozłożonych materiałów palnych prostopadłościanami, tak aby potencjalna całkowita moc pożaru w pełni rozwiniętego pozostała stała. Równocześnie moc poszczególnych prostopadłościanów powinna być maksymalnie zbliżona do mocy początkowego źródła ciepła. Tak zamodelowane zastępcze obiekty uwzględniające wysokość składowania należy rozmieścić równomiernie po powierzchni hali. Należy zauważyć, że odległość proponowanych obiektów od początkowego źródła ognia może być dość znaczna i nie powinno to wpływać na wiarygodność przeprowadzanych obliczeń. Wynika to z faktu, że przypadek gdy materiał palny jest zgromadzony w bezpośrednim sąsiedztwie pożaru lokalnego był analizowany w podstawowym modelu obliczeniowym zatem nie musi być ponownie sprawdzany.

W punkcie 2.2 przedstawiono przykład zastosowania opisanego schematu modelowania pożaru w odniesieniu do typowego obiektu magazynowego o konstrukcji stalowej.

2.2. Przykład modelowania pożaru w typowej hali magazynowej

Przedmiotem analizy jest parterowa hala o konstrukcji stalowej o wymiarach w osiach 24x63m i wysokości użytkowej 7,5m. Model obliczeniowy analizowanego obiektu przedstawiono na rys. 1. Zgodnie z dokumentacją projektową przyjęto równomiernie rozłożone obciążenie ogniowe o wartości $Q_f=156\text{MJ/m}^2$. Na podstawie tab. 1 dla hali magazynowej bez instalacji tryskaczowej określono maksymalną moc pożaru na $Q_c=20\text{MW}$. W tabeli E5 normy [1] nie podano odpowiednich wartości szybkości wydzielania ciepła i prędkości rozwoju pożaru dla obiektów magazynowych. Za obiekt najbardziej zbliżony uznano centrum handlowe stąd bezpiecznie przyjęto $RHR_{f,MAX}=250\text{kW/m}^2$ i dużą prędkość rozwoju pożaru ($t_a=150\text{s}$). Funkcję zmiany wartości RHR_f w czasie określono za pomocą zależności (3), natomiast pozostałe parametry składowanego materiału ustalono jak dla drewna. Dla analizowanego obiektu opracowano cztery przykładowe modele komputerowe, których porównanie zamieszczono w tab. 3. W każdym przypadku wiernie odwzorowano geometrię obiektu oraz parametry fizyczne przegród.



Rys. 1. Model obliczeniowy analizowanego obiektu opracowany w programie FDS

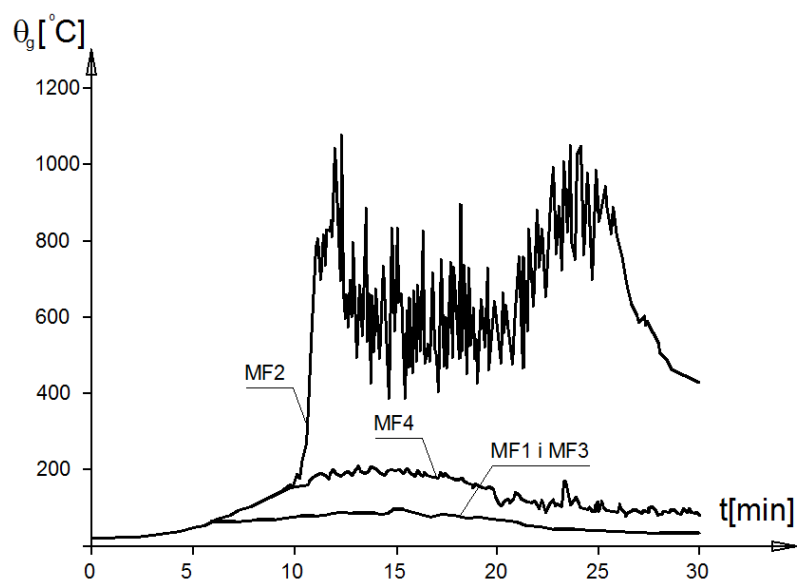
Fig. 1. Computational model of analyzed building prepared using FDS software

Tabela 3. Porównanie opracowanych modeli obliczeniowe

Table 3. Comparison of prepared computational models

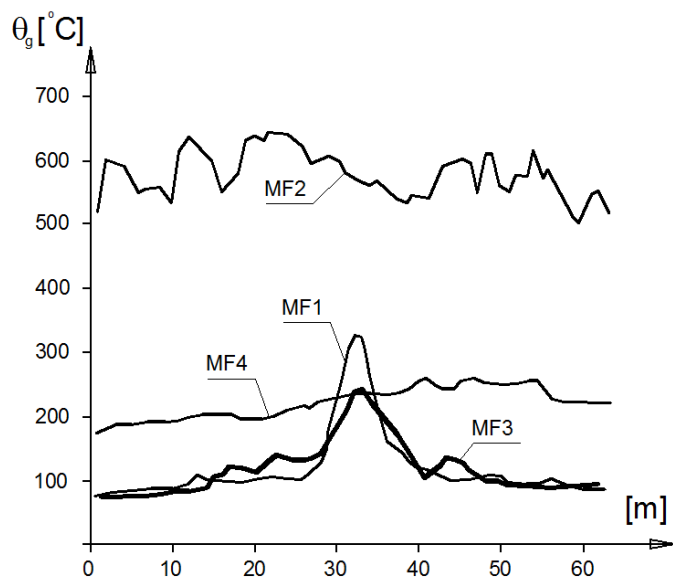
Model	Sposób zamode- lowania paliwa	Klapy oddymiające	Bramy
MF1	równomiernie rozłożone	uwzględnione	uwzględnione
MF2	równomiernie rozłożone	pominięte	uwzględnione
MF3	prostokątne	uwzględnione	uwzględnione
MF4	prostokątne	pominięte	uwzględnione

Poszczególne modele różniły się względem siebie uwzględnieniem bądź pominięciem kłap oddymiających oraz sposobem rozmieszczenia paliwa. Wartość temperatury aktywacji kłap oddymiających przyjęto jako równą 74°C , natomiast wartość temperatury przy której następuje rozszczelnienie bram jako równą 300°C . W dwóch przypadkach paliwo zamodelowano jako równomiernie rozłożone (MF1 i MF2), natomiast w pozostałych dwóch zastosowano skonstruowane zgodnie z uprzednio podaną propozycją prostopadłościanny o wysokości odpowiadającej założonej wysokości składowania wynoszącej 3,5m (MF3 i MF4). Na rys. 2. przedstawiono przykładowe zależności temperatura gazów spalinowych – czas trwania pożaru wyznaczone bezpośrednio pod dachem hali w odległości ok. 30m od początkowego źródła ognia. Na rys. 3. zaprezentowano porównanie rozkładów wartości temperatury w przekroju podłużnym hali po 11 minutach pożaru, natomiast na rys. 4. i rys. 5. przedstawiono wizualizację wspomnianego rozkładu w przypadku modeli MF1 i MF2.



Rys. 2. Wykresy temperatura gazów spalinowych - czas trwania pożaru

Fig. 2. Charts of exhaust gases temperature – fire duration time



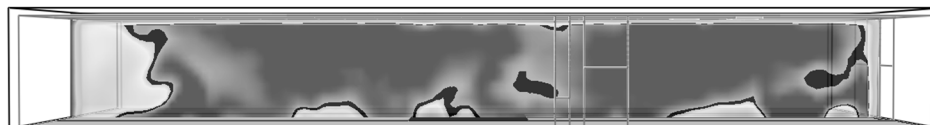
Rys. 3. Wykresy rozkładu wartości temperatura gazów spalinowych

Fig. 3. Charts of distribution of exhaust gases temperatures in longitudinal section



Rys. 4. Model MF1. Rozkład wartości temperatury po 11 minutach trwania pożaru. Pogrubioną linią oznaczono izotermę 100°C

Fig. 4. Model MF1. Distribution of temperature values after 11 minutes of fire. 100°C isotherm is marked in bold



Rys. 5. Model MF2. Rozkład wartości temperatury po 11 minutach trwania pożaru. Pogrubioną linią oznaczono izotermę 690°C

Fig. 5. Model MF2. Distribution of temperature values after 11 minutes of fire. 690°C isotherm is marked in bold

3. Wnioski

W artykule opisano dość uniwersalną metodę obliczeniową, zgodną z rekomendacjami normy PN-EN 1991-1-2, pozwalającą na określenie temperatury gazów spalinowych w sytuacji pożaru we współczesnych halach wielkogabarytowych, niezależnie od ich wysokości i powierzchni. Przedstawiony schemat modelowania komputerowego przebiegu pożaru uwzględnia zarówno scenariusz pożaru lokalnego jak i dopuszcza możliwość pełnego rozgorzenia ognia i dalszą analizę pożaru w pełni rozwiniętego. Należy zauważyć, że w wykorzystanym w pracy modelu CFD kryteria zapłonu są uwzględniane automatycznie. Przy stosowaniu proponowanego sposobu modelowania możliwe jest rozpatrzenie w obliczeniach wielu dodatkowych czynników wpływających na rozwój pożaru, które są pomijane w alternatywnych modelach tradycyjnych.

Przeprowadzona analiza porównawcza wykazała, że w zależności od parametrów charakteryzujących dany budynek możliwe jest uzyskanie scenariuszy pożaru o diametralnie różnym przebiegu. W opisanym przypadku pożaru hali magazynowej o relatywnie niskim obciążeniu ogniowym pełne rozgorzenie nastąpiło tylko w modelu MF1 podczas gdy dla modeli MF2-MF4 decydujący okazał się model pożaru lokalnego. Uzyskana na podstawie zaproponowanego podejścia obliczeniowego zależność temperatura gazów spalinowych-czas trwania pożaru, stanowi podstawę do drugiego etapu oceny bezpieczeństwa pożarowego, czyli analizy odpowiedzi mechanicznej konstrukcji budynku na oddziaływania pożarowe.

Literatura

- [1] PN-EN 1991-1-2. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w warunkach pożaru, PKN Warszawa 2006.
- [2] McGrattan K., Hostikka S., McDermott R., Floyd J., Weinschenk C., Overholt K.: Fire Dynamics Simulator user's guide, NIST, Gaithersburg, Maryland, USA 2013.
- [3] Maślak M.: Trwałość pożarowa stalowych konstrukcji prętowych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2008.
- [4] Franssen J., Vila Real P.: „Fire Design of Steel Structures”, ECCS, Ernst & Sohn, 2010.
- [5] Fan S-g, Shu G-P., She G-J., Liew R-J-Y.: Computational method and numerical simulation of temperature field for large-space steel structures in fire, *Advanced Steel Construction* Vol. 10, No. 2, pp. 151-178 2014.
- [6] Cadorin J-F., Franssen J-M.: A tool to design steel elements submitted to compartment fires – Ozone V2. Part 1: pre- and post-flashover compartment fire model, *Fire Safety Journal* 38, pp.395-427, 2003.
- [7] Cadorin J-F., Franssen J-M.: A tool to design steel elements submitted to compartment fires – Ozone V2. Part 2: Methodology and application, *Fire Safety Journal* 38, pp. 429-521, 2003.
- [8] Maślak M., Woźniczka P.: Scenariusze rozwoju pożaru w wielkopowierzchniowej hali handlowej – cz. I, *Nowoczesne Hale* nr 2, 2017, str. 27-31.

COMPUTER MODELING OF A FIRE IN A LARGE SPACE HALL BUILDINGS

Summary

Current european standard PN-EN 1991-1-2 presents two possible ways of modeling a fire in a building's compartment. In a traditional approach temperatures of the exhaust gases affecting structural elements during fire could be calculated by using standard or alternatively parametric curves with a limited range of use. For example parametric curve is only valid for fire zones with an area up to 400m² and height up to 4m. An advanced approach is based on numerical modeling and takes into account realistic fire scenarios. Depending on properties and fire load density of the compartment the analysed fire can remain as a localised fire or it can change into a fully developed fire. For both types of fire it is possible to create two different and independent numerical models: zone model and field model, based on computational fluid dynamics (CFD) theory. However professional literature do not give us any guidelines on how to prepare CFD model. This paper presents the proposal of a fire modeling scheme that takes into account theoretical basis of localised fires and that allows to estimate the possibility of a fire flashover. Values that could be used to set the proper area and total power of a fire are specified in the article. Moreover, the relationship between ignition criterions in CFD models and in zone models is discussed. Finally, the example of application of proposed fire modeling scheme for typical warehouse hall building is presented. Calculations are performed with Fire Dynamics Simulator software.

Keywords: fire modeling, computational fluid dynamics, localized fire, fully-developed fire

Przesłano do redakcji: 25.02.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Paweł SULIK¹
Bartłomiej SĘDŁAK²

WYBRANE ASPEKTY OCENY ODPORNOŚCI OGNIOWEJ PRZESZKLONYCH ELEMENTÓW ODDZIELENIA PRZECIWPÓŻAROWEGO

Coraz większe wykorzystanie szkła we współczesnym budownictwie ma swoje uzasadnienie. Jest to materiał pozwalający na kształtowanie powierzchni użytkowych z maksymalnym wykorzystaniem światła dziennego, a współczesne technologie umożliwiają eliminację niekorzystnych wpływów atmosferycznych, zapewniając jednocześnie niezbędny komfort i intymność. Ponadto, nowoczesne elewacje wykorzystujące szkło, pozwalają również na efektywne energetycznie rozwiązania, łącznie z pozyskiwaniem energii z promieniowania słonecznego.

Budynki, w tym elementy przeszklone oprócz normalnych warunków użytkowania, w określonym zakresie muszą również spełniać wymagania ogniowe. O ile w przypadku wielu rozwiązań np. murowych wymagania konstrukcyjne, osłonowe i pożarowe są spełnione niejako równolegle, to w przypadku elementów przeszklonych należy stosować specjalne rozwiązania, które umożliwiają uzyskanie odpowiedniej klasy odporności ogniowej, reakcji na ogień, klasy dymoszczelności, czy też spełnienie wymagań związanych z rozprzestrzenianiem ognia przez elementy.

Słowa kluczowe: ogniochronne przegrody przeszklone, ściany osłonowe, drzwi przeciwpożarowe, drzwi dymoszczelne, przeszklone ściany działowe, świetliki, odporność ogniowa, dymoszczelność

1. Wprowadzenie

Wśród elementów przeszklonych charakteryzujących się odpornością ogniową, w budownictwie najczęstsze zastosowanie mają ściany działowe [1]–[4], ściany osłonowe [5]–[8], drzwi [9]–[12] i okna [13], [14] oraz świetliki [15], [16]. Pomimo odmiennych funkcji jakie one pełnią w budynkach, uwzględniając problematykę bezpieczeństwa pożarowego muszą spełnić podobne kryteria. Najczęściej należą do nich szczelność, izolacyjność ogniowa oraz promieniowanie, a w przypadku elementów poziomych dodatkowo uwzględnia się nośność ogniową.

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Paweł Sulik, Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniowych, ul. Ksawerów 21 budynek A, 02-656 Warszawa; tel. 225664210; p.sulik@itb.pl

² Bartłomiej Sędłak, Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniowych, ul. Ksawerów 21, budynek A, 02-656 Warszawa; tel. 225664494; b.sedlak@itb.pl

Przez szczelność ogniową (E) rozumie się zdolność elementu konstrukcji, który pełni funkcję oddzielającą do wytrzymania oddziaływania ognia tylko z jednej strony bez przeniesienia ognia na stronę nienagrzewaną w wyniku przeniknięcia płomieni lub gorących gazów. Szczelność ogniową podczas badania sprawdza się za pomocą szczelinomierzy, tamponu bawełnianego lub wizualnie i uznaje się, że została utracona, gdy:

- na nienagrzewanej powierzchni elementu próbnego pojawi się ogień ciągły trwający dłużej niż 10 s,
- tampon bawełniany ulegnie zapaleniu w czasie 30 sekund od momentu przyłożenia go do elementu próbnego,
- w wyniku działania ognia powstanie szczelina przekraczająca dopuszczalne wymiary.

Na rysunku 1. przedstawiono elementy próbne przeszklonych ścian działowych, które utraciły szczelność ogniową.

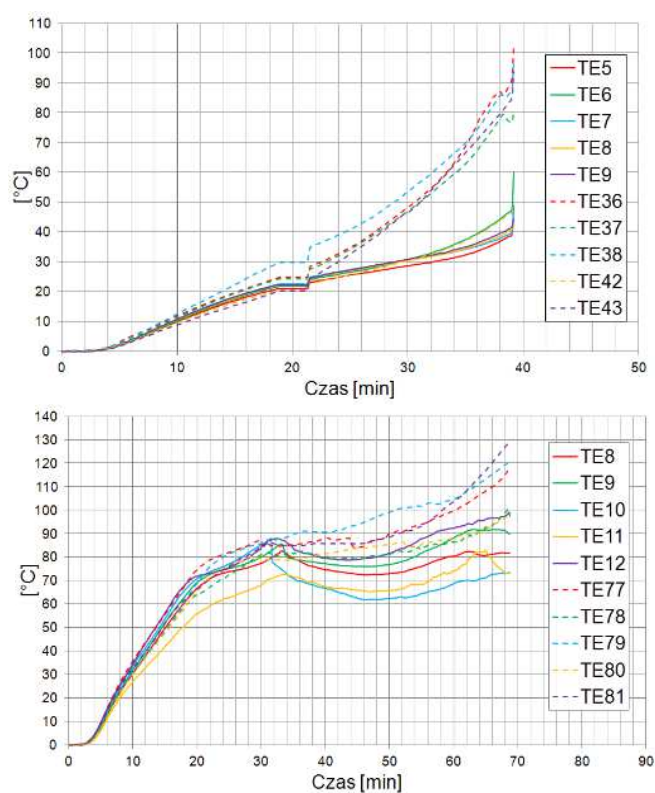


Rys. 1. Widok nienagrzewanej powierzchni elementu próbnego przeszklonej ściany działowej w momencie przekroczenia kryterium szczelności ogniowej. Autor: ITB

Fig. 1. The view of the unexposed surface of glazed partition test specimen when the fire integrity criterion is exceeded. Author: ITB

Izolacyjność (I) ogniowa to zdolność danego elementu, będącego oddzielającym elementem konstrukcji budowlanej, poddanego działaniu ognia z jednej strony, do ograniczenia przyrostu temperatury na powierzchni nienagrzewanej powyżej danego poziomu. Izolacyjność ogniowa weryfikowana jest za pomocą termoelementów powierzchniowych mocowanych do badanego elementu za pomocą kleju odpornego na temperaturę. Termoelementy rozmieszczone są w konkretnych miejscach, opisanych w normach badawczych. Dodatkowo laboratorium badawcze musi być wyposażone w termoelement ruchomy umożliwiający pomiar temperatury w dowolnym miejscu elementu próbnego, w którym wystąpi podejrzenie o przekroczeniu kryterium izolacyjności ogniowej (np. wyraźne zaciemnienie, widoczne zaczerwienie świadczące o wzroście temperatury). Przykładowo, w przypadku przeszklonych ścian działowych maksymalny przyrost temperatury w danym punkcie ograniczony jest do 180 K, a średni

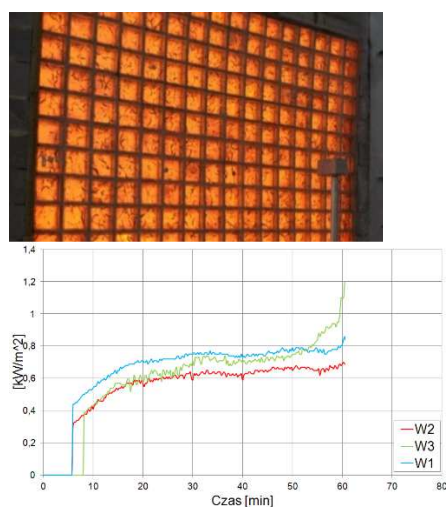
przyrost temperatury do 140 K. Pomiar średniej temperatury prowadzony jest na przeszkleniach oraz panelach nieprzeziernych, natomiast pomiar temperatury maksymalnej prowadzony jest na profilach, jak również w normowej odległości np. 150 mm od krawędzi swobodnej oraz w określonych miejscach przeszkleń (lub paneli) o największych wymiarach. Na rysunkach 2 zaprezentowano przykładowe przyrosty temperatur na nienagrzewanej powierzchni największych przeszkleń elementów próbnych ścian działowych (linią ciągłą oznaczono wskazania termoelementów do pomiaru temperatury średniej, a linią przerywaną termoelementy do pomiaru temperatury maksymalnej umieszczone 20 mm od krawędzi elementu obramowania).



Rys. 2. Przykładowy wykres przyrostów temperatury na nienagrzewanej powierzchni największego przeszklecia elementu próbnego ściany działowej (szyba zespolona, linią ciągłą oznaczono wskazania termoelementów do pomiaru temperatury średniej a linią przerywaną termoelementy do pomiaru temperatury maksymalnej umieszczone 20 mm od krawędzi elementu obramowania). Autor: ITB

Fig. 2. Example graph of temperature rise on unexposed surface of largest glazing in glazed partition test specimen (coupled glass unit; the solid line indicates the temperature on thermocouples for measuring the average temperature rise and the dashed line temperature on thermocouples for measuring the maximum temperature placed 20 mm from the edge of the framing member). Author: ITB

Kolejnym parametrem, często weryfikowanym w przypadku elementów przeszklonych jest promieniowanie (W), rozumiane jako zdolność elementu, pełniącego funkcję oddzielającą do wytrzymania oddziaływania ognia tylko z jednej strony tak, aby ograniczyć prawdopodobieństwo przeniesienia ognia w wyniku znaczącego wypromieniowania ciepła albo poprzez element albo z jego powierzchni nienagrzewanej do sąsiadujących materiałów w pomieszczeniu nie objętym pożarem. Promieniowanie oceniane jest na podstawie czasu, w którym maksymalna wartość promieniowania mierzonego w odległości 1 m od geometrycznego środka elementu próbnego nie przekracza 15 kW/m^2 . Na rysunku 3. przedstawiono przykładowy wykres promieniowania dla przeszklonej ściany działowej (W1 – pomiar w odległości 1 m od geometrycznego środka elementu próbnego, W2 – pomiar w odległości 1 m od geometrycznego środka największej tafli szklanej w układzie pionowym, W3 – pomiar w odległości 1 m od geometrycznego środka największej tafli szklanej w układzie poziomym). Opisany na tym wykresie pomiar promieniowania sporządzony został dla elementu próbnego wyposażonego w specjalne szyby izolacyjne (przewidziane do stosowania w ścianach o klasie EI) [17], [18], dlatego też wartość promieniowania jest znikoma.



Rys. 3. Góra: Widok nienagrzewanej powierzchni elementu próbnego ściany działowej z pustaków szklanych w trakcie badania, przed elementem ustawione urządzenie do pomiaru poziomu promieniowania; dół: wykres promieniowania dla elementu próbnego przeszklonej ściany działowej (W1, W2, W3 – pomiary promieniowania w odległości 1 m od charakterystycznych punktów pomiarowych usytuowanych na elemencie próbnym). Autor: ITB

Fig. 3. Top: The view of the unexposed surface of glass block made partition test specimen, during the fire resistance test, in front of the element device for radiation measurements is set, bottom: graph of the radiation level for glazed partition test specimen (W1, W2, W3 – radiation measurements in 1 m distance from the characteristic measuring points located on the test specimen). Author: ITB

Ostatnim z powszechnie występujących kryteriów jest nośność ogniowa (R), którą uwzględnia się w przeszklonych elementach poziomych i nachylnych. Jest to zdolność elementu konstrukcji do wytrzymania oddziaływania ognia przy określonych oddziaływaniach mechanicznych, na jedną lub więcej powierzchni, przez określony czas, bez utraty właściwości nośnych; w przypadku poziomych elementów przeszklonych, będących elementami zginanymi oceniana jest na podstawie prędkości deformacji (prędkości ugięcia) i stanu granicznego rzeczywistej deformacji (ugięcia) przy danym poziomie wyężenia konstrukcji.

2. Wyposażenie do weryfikacji odporności ogniowej elementów przeszklonych

Z przedstawionych powyżej zdjęć jednoznacznie wynika, że badania z zakresu odporności ogniowej przeprowadza się na elementach o rzeczywistych wymiarach, co oznacza, że trzeba dysponować specjalistycznym piecem, na którym takie elementy można zamontować. Przez wiele lat maksymalne wymiary elementów badawczych nie przekraczały 3x3 m, co oznaczało że najpopularniejsze piece do badań odporności ogniowej elementów pionowych miały właśnie wymiary w świetle 3x3 m, a w przypadku elementów poziomych 3x4 m. Badanie takich elementów, pozwalało na rozszerzanie wyników zastosowania na znacznie większe konstrukcje [19], [20], jakie spotykano w realnych budynkach. Rozwój wiedzy z tego zakresu, poparty latami doświadczeń badawczych wykazały, że nie była to słuszna droga, ponieważ wielkość badanego elementu przeszklonego, układ przeszklonych paneli, ich rozmiary i proporcje mają znaczący wpływ na osiągnięty wynik w badaniu.



Rys. 4. Po lewej: piec pionowy o wymiarach 7m x 10m (wysokość x szerokość); po prawej: 3 komorowy piec do badań głównie elementów poziomych 4,3m x 11,35 m. Autor: ITB

Fig. 4. Left: vertical furnace dimensions of: 7 m x 10 m (height x width); right: 3 chamber furnace, mainly for horizontal elements testing: 4,3 m x 11,35 m. Author: ITB

Zmiany w normach badawczych, klasyfikacyjnych oraz dokumentach związanych, wymusiły konieczność budowania większych pieców. W wielu laboratoriach badawczych powstały piece o większych wymiarach np. IBS Austria - 9m x 4m (wysokość x szerokość); Pavus Czechy - 6m x 6m; CSTB Francja - 12m x 3,5m; Fires Słowacja - 5m x 5m; IBMB Braunschweig Niemcy - 5m x 5m; ITB Polska – 3,7m x 3,7m; 4,5m x 5m, 7m x 10m oraz piec do badań elementów poziomych 4,3m x 11,35 m (szerokość x długość), rysunek 4. i 5.



Rys. 5. Montaż elementu przeszklonego, widok przed, w trakcie i po badaniu na piecu o wymiarach 4,5m x 5m. Autor: ITB

Fig. 5. Mounting of glazed partition, view prior to the test; during the test and after the test on the furnace dimensions of 4,5 m x 5 m. Author: ITB

Nieco inaczej wygląda wyposażenie do badania poziomych elementów przeszklonych – stropy, świetliki. W tym wypadku dodatkowo weryfikuje się nośność ogniową, co oznacza, że element badawczy należy obciążyć do założonego poziomu wytrzymałości, rysunek 6. W przypadku elementów przeszklonych zazwyczaj wykorzystuje się obciążniki, które przez cały czas trwania badania znajdują się na elemencie lub są od strony nagrzewanej do niego podwieszane. Oznacza to, że badanie elementów poziomych jest bardziej niebezpieczne od badania elementów pionowych, z uwagi na fakt możliwości wpadnięcia zniszczonego elementu do wnętrza pieca.

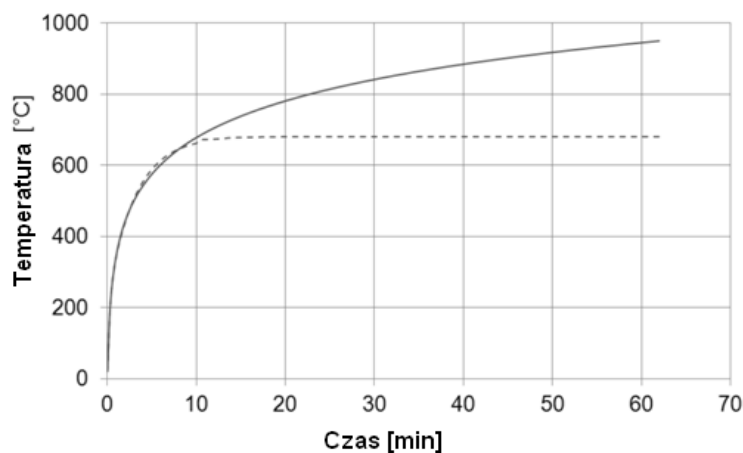


Rys. 6. Widok obciążonych grawitacyjnie poziomych elementów przeszklonych podczas badania odporności ogniowej. Autor: ITB

Fig. 6. The view of gravity loaded horizontal glazed elements during fire-resistance tests. Author: ITB

Przedstawione na zdjęciach badania, z uwagi na powtarzalność zawsze odbywają się według ściśle określonego scenariusza. Oczywiście można założyć sobie dowolną zależność pomiędzy czasem i przyrostem temperatury, niemniej nie będzie to wtedy badanie normowe. Norma [21] dopuszcza kilka scenariuszy, np. krzywa powolnego nagrzewania (pożar tłący się), pożar „semi-naturalny”, oddziaływanie temperatury o stałym poziomie np. stosowane przy badaniu drzwi dymoszczelnych [22], [23], przy czym najważniejsze z nich dla elementów przeszklonych są:

- standardowa krzywa temperatura-czas (pożar rozwinięty), który stosuje się przy opisie w pełni rozwiniętego pożaru w pomieszczeniu, oraz tzw.
- krzywa zewnętrzna która ma zastosowanie przy opisie w pożaru ściany zewnętrznej kiedy ogień wydostaje się przez okno lub zwykłego pożaru zewnętrznego (rys. 7.).



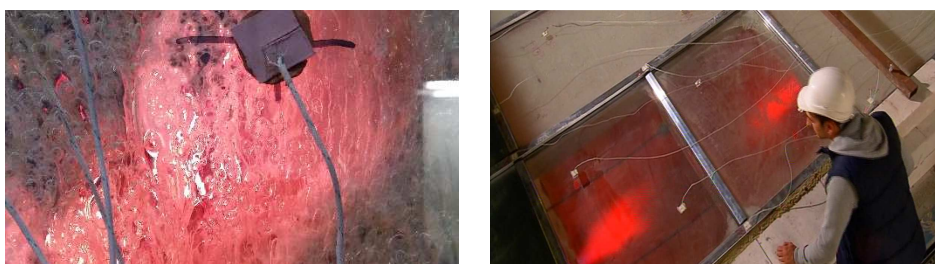
Rys. 7. Podstawowe krzywe nagrzewania. Linia ciągła – krzywa standardowa, linia przerywana – krzywa zewnętrzna. Autor: ITB

Fig. 7. Basic heating curves: Solid line – standard temperature/time curve; dashed line: external curve. Author: ITB

3. Elementy wpływające na odporność ogniową przegród przeszklonych

Wśród bardzo wielu czynników, wpływających na wynik badania odporności ogniowej elementów przeszklonych, trzy czynniki odgrywają najistotniejszą rolę. Pierwszym z nich jest dobór właściwego przeszklenia oraz sposób jego zamocowania. Generalnie spotyka się dwa podstawowe typy przeszklenia. Pierwsze z nich składa się z wielu warstw specjalnej folii lub żeluz (zazwyczaj twardego), występujących w niewielkich grubościach, usytuowanego pomiędzy dwoma szybami typu float. W tym wypadku uszkodzenie jednej z warstw

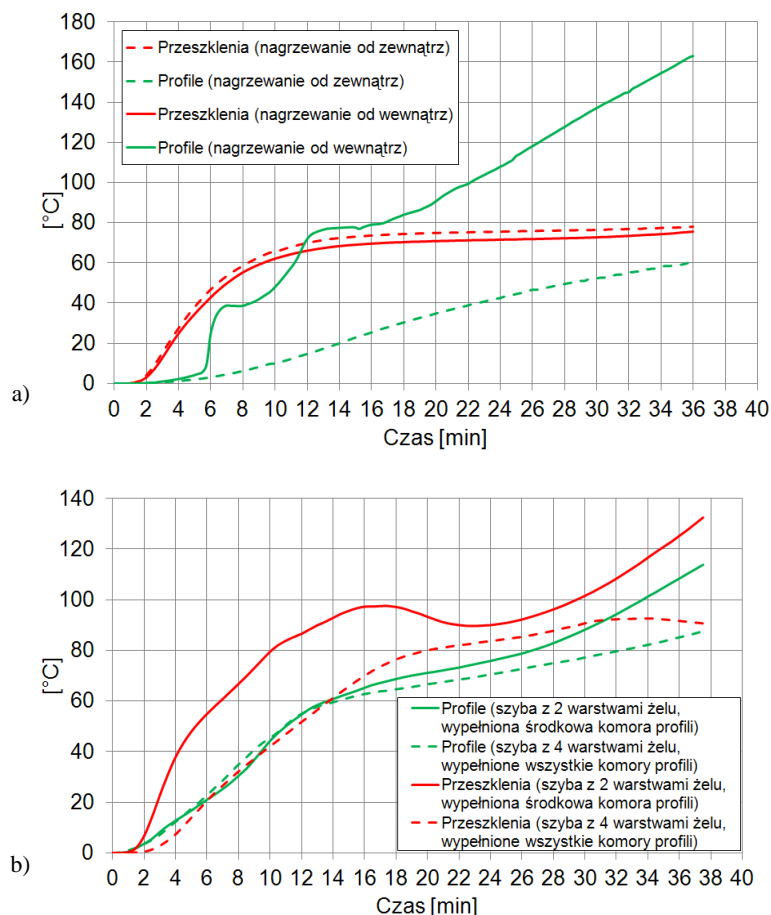
ogniochronnych, nie eliminuje całego elementu, ponieważ pozostają jeszcze kolejne warstwy. Drugi rodzaj to przeszklenie składające się z grubej, nawet ponad 2 cm warstwy żelu (zazwyczaj miękkiego) pomiędzy warstwami szkła typu float. Warstwa żelu w wysokiej temperaturze twardnieje zapewniając odporność ogniową. Należy zwrócić uwagę, że do czasu utwardzenia - krystalizacji żelu, narażony jest on na uszkodzenia mechaniczne (tafla szklana od strony nagrzewania zazwyczaj odpada w 2-3 minucie oddziaływania krzywej standardowej). Najczęściej rozbieżności dotyczą grubości zestawu szklanego, w tym elementów ogniochronnych. Nawet niewielka różnica, 2-3 mm, w grubości żelu może dać diametralnie niższą klasę odporności ogniowej badanego elementu w stosunku do deklarowanej. Bezwzględnie należy więc weryfikować grubość szkła, w tym poszczególnych warstw, dostarczanych na budowę. Przykłady zachowania szkła ogniochronnego podczas badania odporności ogniowej przedstawiono na rysunku 8.



Rys. 8. Widok szkła ogniochronnego podczas badania. Po prawej widoczne zmatowienie części przeszklenia. Autor: ITB

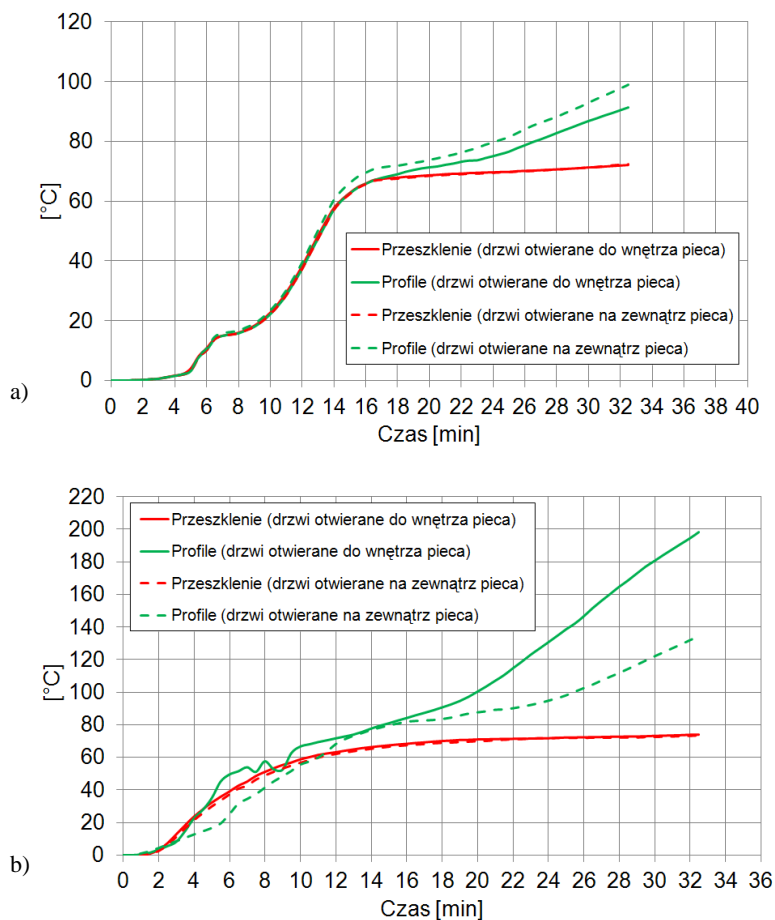
Fig. 8. The view of fire resistant glazing during testing. On the right there is visible tarnishing of the part of the glazing

Kolejnym ważnym elementem jest wypełnienie profili. W większości przypadków stosuje się profile aluminiowe lub stalowe, sporadycznie drewniane. Profile metalowe są dobrymi przewodnikami ciepła, dlatego też należy je wypełniać różnego rodzaju izolatorami, utrudniającymi przenikanie ciepła ze strony nagrzewanej na stronę nienagrzewaną i wzrost temperatury jej powierzchni. Najczęściej stosuje się wypełnienia gipsowe, silikatowo-cementowe, krzemianowo-wapniowe lub z wełny mineralnej. Z uwagi na komorową budowę profili, wypełnia się komorę środkową, skrajne lub wszystkie. W gotowym elemencie trudno jest zweryfikować miejsce i jakość wypełnienia, a jak wskazują dane z badań zamieszczone na rysunkach 9. i 10., jest to bardzo istotny czynnik wpływający na uzyskane wyniki badań, podobnie jak rodzaj zastosowanej krzywej nagrzewania [7], [24]–[26].



Rys. 9. a) porównanie średnich przyrostów temperatury na profilach i przeszkleniach aluminium-szklanej ściany osłonowej w zależności od warunków nagrzewania; b) porównanie średnich przyrostów temperatury na profilach i przeszkleniach aluminium-szklanej ściany działowej w zależności od stopnia wypełnienia profili oraz rodzaju zastosowanego przeszklenia (źródło: Archiwum ITB)

Fig. 9. a) comparison of the average temperature rise on profiles and glazing of the aluminium glazed curtain wall depending on the heating conditions, b) comparison of the average temperature rise on profiles and glazing of the aluminium glazed partition wall depending on the degree of filling of the profiles and the type of glazing used (source: ITB Archives)



Rys. 10. a) porównanie przyrostów temperatury na profilach oraz przeszkleniach aluminiowych drzwi rozwieranych w zależności od kierunku oddziaływania ognia; b) porównanie przyrostów temperatury na profilach oraz przeszkleniach stalowych drzwi rozwieranych w zależności od kierunku oddziaływania ognia (źródło: Archiwum ITB)

Fig. 10. a) comparison of the average temperature rise on profiles and glazing of the aluminium glazed, hinged doors depending on the side of fire exposure; b) comparison of the average temperature rise on profiles and glazing of the steel glazed, hinged doors depending on the side of fire exposure (source: ITB Archives)

Trzecim z wymienionych czynników mających bardzo istotny wpływ na skuteczność działania przeszklonej przegrody ogniochronnej, jest poprawność jej montażu do konstrukcji wsporczej. Wielokrotnie zdarzało się, że prawidłowo wykonana np. ściana czy drzwi o odporności ogniowej, w wyniku nieprawidłowego wbudowania w konstrukcję np. ścianę murowaną, nie stanowiły właściwej

bariery dla ognia. Potwierdziły to badania wykonane na zlecenie nadzoru budowlanego, gdzie zauważono, że jakość montażu na podstawie dostarczonej do drzwi przeciwpożarowych instrukcji, często jest niewystarczająca. W przypadku badań ogniowych, w odróżnieniu od badań mechanicznych, nie zawsze usztywnienie konstrukcji poprzez mocniejsze przymocowanie do konstrukcji wsporczej jest działaniem wskazanym. Działające temperatury bliskie 1000°C powodują tak dużą deformację elementu, że bywają przypadki, kiedy mocowanie do konstrukcji wsporczej jest wrywane z fragmentem ściany, umożliwiając przedostanie się ognia na drugą stronę. Jedyne prawidłowy, często trudny i nieintuicyjny montaż przez doświadczoną i przeszkoloną ekipę monterską, jest gwarantem prawidłowej pracy przeszklonej przegrody podczas pożaru.

4. Wnioski

Pomimo, że statystycznie średni lub duży pożar budynku, w stosunku do wolumenu budynków w Polsce, jest mało prawdopodobny, to niemalże codzienne doniesienia prasowe nie pozwalają zapomnieć o tragediach, jakie z sobą niesie ogień. Od wielu lat staramy się wznosić budynki, głównie z materiałów niepalnych, wyjątkiem jest drewno, niemniej jednak przechowywane w budynkach materiały, jego wyposażenia, media, itp. powodują, że nie możemy wykluczyć powstania pożaru w cyklu życia budynku. Nowoczesna architektura bardzo obficie czerpie z rozwiązań zapewniających optymalne wykorzystanie światła naturalnego, do czego doskonale nadaje się szkło. Zwykłe szkło, pomimo że jest materiałem niepalnym, nie stanowi trwałej przegrody dla ognia, dlatego w miejscach, gdzie jest to wymagane, bardzo powszechnie stosuje się przeszklone elementy o odporności ogniowej. Dotyczy to wielu elementów budowlanych, ale najczęściej szkło ogniochronne wykorzystywane jest do wykonywania oddzieleń przeciwpożarowych tj. ściany działowe, drzwi, ściany osłonowe (elewacyjne), świetliki, rzadziej całe dachy i stropy. W każdym wypadku należy pamiętać o stosowaniu rozwiązań systemowych, gdyż nawet niewielka zmiana np. wymiana szkła na inne, również ogniochronne, ale nie przebadane z danymi profilami, może spowodować, że nie zostanie zachowana integralność elementu w sytuacji wyjątkowej jaką jest pożar. Nie ma w zasadzie szansy innej niż niszczące badanie, weryfikacji odporności ogniowej elementu, dlatego należy przykładać bardzo dużą staranność, znacznie wyższą niż powszechnie obserwowana w budownictwie, do montażu przeszklonych elementów mających zapewnić nam bezpieczeństwo i możliwość ewakuacji w sytuacji wystąpienia pożaru w budynku.

Literatura

- [1] Sędłak B., Kinowski J., Izydorzyc D., Sulik P.: Fire resistance tests of aluminium glazed partitions, Results comparison, Appl. Struct. Fire Eng., p. 472-477, Jan. 2016.

- [2] Sędlak B., Sulik P.: Badanie i klasyfikacja w zakresie odporności ogniowej przeszklonych ścian działowych według wymagań nowego wydania normy badawczej. Cz. 1., Świat szkła, vol. 21, no. 2, pp. 38-40, 42, 2016.
- [3] Sędlak B., Sulik P.: Badanie i klasyfikacja w zakresie odporności ogniowej przeszklonych ścian działowych zgodnie z wymaganiami nowego wydania normy badawczej. Cz. 2., Świat szkła, vol. 21, no. 5, pp. 27-28, 30-34, 2016.
- [4] Sędlak B.: Bezpieczeństwo pożarowe przeszklonych ścian działowych, Świat szkła, vol. 20, no. 5, pp. 34-40, 2015.
- [5] Kinowski J., Sędlak B., Sulik P.: Large glazing in curtain walls - Study on impact of fixing methods on fire resistance, MATEC Web of Conferences, 2016, vol. 46, p. 05004.
- [6] Sulik P., Sędlak B., Kinowski J.: Study on critical places for maximum temperature rise on unexposed surface of curtain wall test specimens, MATEC Web of Conferences, 2016, vol. 46, p. 02006.
- [7] Sulik P., Kinowski J., Sędlak B.: Fire resistance of aluminium glazed curtain walls, Test results comparison depending on the side of fire exposure, Appl. Struct. Fire Eng., p. 478-483, Jan. 2016.
- [8] Sędlak B.: Badania odporności ogniowej przeszklonych ścian osłonowych wg nowego wydania normy PN-EN 1364-3, Świat szkła, vol. 19, no. 7-8, pp. 49-53, 2014.
- [9] Izydorczyk D., Sędlak B., Papis B., Turkowski P.: Doors with Specific Fire Resistance Class, Procedia Eng., vol. 172, pp. 417-425, 2017.
- [10] Izydorczyk D., Sędlak B., Sulik P.: Thermal insulation of single leaf fire doors, Test results comparison in standard temperature-time fire scenario for different types of doorsets, Appl. Struct. Fire Eng., p. 484-489, Jan. 2016.
- [11] Sulik P., Sędlak B.: Wybrane zagadnienia związane z drzwiami przeciwpożarowymi, Inżynier Budownictwa, no. 11, pp. 90-97, 2015.
- [12] Sulik P., Sędlak B.: Odporność ogniowa drzwi z dużymi przeszkleniami, Świat szkła, vol. 20, no. 3, pp. 38-42, 2015.
- [13] Izydorczyk D., Sulik P., Kinowski J., Sędlak B.: Fire resistance of timber windows – Part II: Technical solutions and test results, Ann. Warsaw Univ. Life Sci. - SGGW For. Wood Technol., vol. 92, pp. 113-116, 2015.
- [14] Kinowski J., Sędlak B., Sulik P., Izydorczyk D.: Fire resistance of timber windows – Part I: Test procedure and classification, Ann. Warsaw Univ. Life Sci. - SGGW For. Wood Technol., vol. 92, pp. 183-187, 2015.
- [15] Roszkowski P., Sędlak B.: Badania odporności ogniowej poziomych elementów przeszklonych, Świat szkła, vol. 19, no. 12, pp. 46-51, 2014.
- [16] Roszkowski P., Sędlak B.: Metodyka badań odporności ogniowej dachów przeszklonych, Świat szkła, vol. 16, no. 6, pp. 50-52, 2011.
- [17] Laskowska Z., Borowy A.: Szyby w elementach o określonej odporności ogniowej, Świat szkła, vol. 20, no. 12, pp. 10-15, 2015.
- [18] Zieliński K.: Szkło ogniochronne, Świat szkła, vol. 1, pp. 9-11, 2008.
- [19] Kinowski J., Sędlak B., Sulik P., Izydorczyk D.: Fire resistance glazed constructions classification, Changes in the field of application, Appl. Struct. Fire Eng., p. 460-465, Jan. 2016.

- [20] Laskowska Z., Borowy A.: Rozszerzone zastosowanie wyników badań odporności ogniowej ścian działowych przeszklonych wg PN-EN 15254-4, Mater. Bud., vol. 7, pp. 62-64, 2012.
- [21] EN 1363-1:2012 Fire resistance tests. General requirements.
- [22] Sędłak B., Frączek A., Sulik P.: Wpływ zastosowanego rozwiązania progowego na dymoszczelność drzwi przeciwpożarowych, Mater. Bud., vol. 1, no. 7, pp. 26-29, Jul. 2016.
- [23] Sędłak B.: Przeszkłone drzwi dymoszczelne – badania oraz klasyfikacja w zakresie dymoszczelności, Świat szkła, vol. 18, no. 4, pp. 35-38, 2013.
- [24] Sędłak B., Sulik P., Roszkowski P.: Fire resistance tests of aluminium glazed partitions with timber insulation inserts, Ann. Warsaw Univ. Life Sci. - SGGW For. Wood Technol., vol. 92, pp. 395-398, 2015.
- [25] Kinowski J., Sędłak B., Sulik P.: Izolacyjność ogniowa aluminiowo - szklanych ścian ostonowych w zależności od sposobu wypełnienia profili szkieletu konstrukcyjnego, Izolacje, vol. 20, no. 2, pp. 48-53, 2015.
- [26] Sędłak B., Kinowski J., Borowy A.: Fire resistance tests of large glazed aluminium curtain wall test specimens - Results comparison, MATEC Web of Conferences, 2013, vol. 9, p. 02009.

SELECTED ASPECTS OF FIRE RESISTANCE EVALUATION OF GLAZED FIRE PROTECTION ELEMENTS

Summary

The increasing use of glass in modern construction has its justification. It is a material that allows usable surfaces to maximize the use of daylight, and modern technologies allow for the elimination of adverse atmospheric influences while providing the necessary comfort and intimacy. In addition, modern glass facades also allow for energy-efficient solutions, including the recovery of solar energy.

Buildings, including glazed elements in addition to normal conditions of use, must also meet fire requirements within the specified range. While many solutions, such as masonry, construction, fire and fire protection requirements are fulfilled in parallel, special solutions should be used for glazed elements to achieve appropriate fire resistance class, reaction to fire class, smoke control class, or fulfill the requirements for the spread of fire by elements.

Keywords: Fire resistant partition walls, curtain walls, fireproof doors, smoke control doors, glazed partition walls, glazed roofs, fire resistance, smoke control

Przesłano do redakcji: 24.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Halina GARBALIŃSKA¹
Jarosław STRZAŁKOWSKI²
Agata STOLARSKA³

ANALIZA ROZKŁADU TEMPERATURY W ŚCIANIE ŻELBETOWEGO ZBIORNIKA, UWZGLĘDNIAJĄCA DWUWYMIAROWY PRZEPIY W CIEPŁA

Artykuł prezentuje wybrane aspekty projektowania żelbetowych zbiorników na ciecz z uwagi na obciążenia termiczne, pojawiające się w trakcie ich eksploatacji. Obciążenia termiczne wynikają z występowania dużych różnic temperatur między cieczą wypełniającą zbiornik a jego otoczeniem. W szczególności problem ten ujawnia się w przypadku ścian zbiornika, wyniesionych ponad poziom terenu. Wartości obliczeniowych temperatur podane w normie EC1-1-5 ustalone zostały na ekstremalnie niskim poziomie dla warunków zimowych (w przeprowadzonych obliczeniach przyjmowano -30°C), natomiast dla okresu letniego na poziomie ekstremalnie wysokim (w obliczeniach przyjmowano $+38^{\circ}\text{C}$ oraz $+56^{\circ}\text{C}$, na ścianach zbiornika wyeksponowanych na działanie słońca). W obliczeniach zaprezentowanych w artykule poddano analizie 4 warianty rozwiązania ściany zewnętrznej zbiornika – bez izolacji termicznej oraz z ułożoną na zewnątrz izolacją ze styropianu o grubości 5, 10 i 15 cm. Obliczenia rozkładów temperatur w ścianie zbiornika wykonano przy użyciu oprogramowania CFD, używanego do symulacji stacjonarnych i niestacjonarnych procesów cieplnych. Porównanie danych otrzymanych z symulacji dwuwymiarowych z wynikami obliczeń zakładających jednowymiarowy przepływ ciepła, wskazuje na występowanie wyraźnie wyższych gradientów temperatur. Problem ten jest szczególnie istotny w ścianach z termoizolacją, gdzie różnice temperatury są nawet pięciokrotnie większe w rozpatrywanych przekrojach, niż w modelu jednowymiarowym. Przekłada się to w dalszej kolejności na naprężenia występujące w obrębie ściany zbiornika, a wywołane zmianami temperatury.

Słowa kluczowe: zbiornik na ciecz, ściana żelbetowa, obciążenia termiczne, naprężenia termiczne, oprogramowanie CFD

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Halina Garbalińska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin, tel. 91 449 42 91; Halina.Garbalinska@zut.edu.pl

² Jarosław Strzałkowski, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin, tel. 91 449 43 41; jstrzalkowski@zut.edu.pl

³ Agata Stolarska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin, tel. 91 449 43 41; siwinska@zut.edu.pl

1. Wprowadzenie

Zbiorniki na ciecze znajdują szerokie zastosowanie w gospodarce, głównie w przemyśle spożywczym oraz chemicznym. Wykorzystywane są przy oczyszczaniu ścieków, służą do magazynowania wody pitnej, przemysłowej oraz przeznaczonej do celów przeciwpożarowych, jak również do przechowywania produktów naftowych, ale też występują przy innego rodzaju realizacjach np. jako baseny rekreacyjne lub sportowe.

W przypadku zbiorników na ciecze podstawową kwestią jest zapewnienie ich szczelności, co powoduje, że miarodajny w projektowaniu elementów składowych żelbetowego zbiornika nie jest stan graniczny nośności, ale stan graniczny użytkowalności – w zakresie zarysowania.

Głównym obciążeniem zbiornika otwartego jest ciśnienie cieczy wywierane na jego dno i ściany, a także przeciwnie skierowane do ciśnienia cieczy parcie gruntu, brane pod uwagę w przypadku zbiorników podziemnych i częściowo zagłębionych. Oczywiście w obliczeniach uwzględnia się także obciążenia stałe (ciężar własny przekrycia, ścian i dna, ciężar izolacji) oraz technologiczne, a także obciążenia środowiskowe, takie jak wiatr i śnieg (w przypadku zbiorników wyposażonych w przekrycie). Ponadto brane są pod uwagę obciążenia wyjątkowe, tj. obciążenia sejsmiczne, zewnętrzne wybuchy, uderzenia, pożary w strefach przyległych, eksplozje, czy przecieki.

Poza w/w obciążeniami elementy składowe zbiornika żelbetowego poddane są dodatkowym oddziaływaniom (m.in. termicznym), których pominięcie może prowadzić do niedoszacowania wartości sił wewnętrznych w projektowanych elementach, [2].

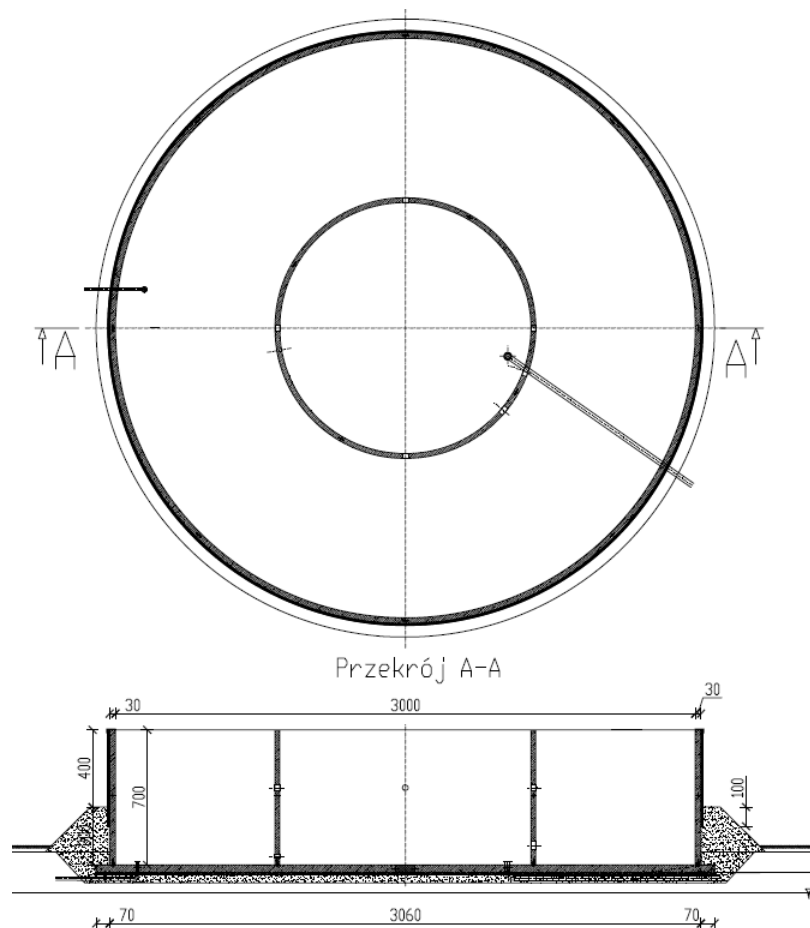
Oddziaływania termiczne szczególnie silnie ujawniają się przy dużej różnicy temperatur między cieczą wypełniającą zbiornik a jego otoczeniem. W literaturze [3] wyróżnia się dwa zasadnicze obciążenia termiczne, które spowodowane są różnicą ΔT_M między temperaturą wewnętrzną i zewnętrzną powierzchni ściany zbiornika oraz różnicą ΔT między temperaturą początkową, a średnią temperaturą panującą wewnątrz ściany. Różnice temperatur należy wyznaczać na podstawie normy EC1-1-5 [5]. Opis i zastosowanie wzorów zalecanych w normatywach do oszacowania gradientu temperatur w obrębie ściany przykładowego zbiornika (patrz rys. 1.) przedstawiono w [1], zakładając zgodnie z zaleceniami jednowymiarowy przepływ ciepła w kierunku prostopadłym do ściany zbiornika.

W niniejszym artykule przeprowadzono w odniesieniu do tego samego zbiornika bardziej precyzyjne obliczenia symulacyjne, uwzględniające dwuwymiarowy przepływ ciepła. Ich wyniki wskazują na występowanie wyraźnie wyższych gradientów temperatur, skutkujących wyższymi wartościami naprężeń w stosunku do wyznaczonych na bazie modelu jednowymiarowego.

2. Przedmiot analiz

Przeprowadzone analizy dotyczą zbiornika żelbetowego zlokalizowanego w Szczecinie. Jest to zbiornik oczyszczalni ścieków przy zakładzie produkcyjnym branży spożywczej. Ściana zbiornika ma założoną grubość 30 cm i przewidzianą izolację termiczną ze styropianu, wprowadzoną na głębokość 1,0 m poniżej poziomu gruntu. Płyta denna ma grubość 40 cm. Średnica wewnętrzna zbiornika wynosi 30 m. Rzut poziomy i przekrój poprzeczny zbiornika zobrazowano na rys. 1. W zbiorniku znajdują się ścieki o dodatniej temperaturze, wynoszącej zimą $T_{in} = 10 - 15^{\circ}\text{C}$, a latem $T_{in} = 17 - 25^{\circ}\text{C}$.

W nawiązaniu do lokalizacji zbiornika, przyjęto parametry klimatu zewnętrznego na podstawie [5], a mianowicie zimą -30°C , latem $+38^{\circ}\text{C}$. Przy uwzględ-



Rys. 1. Rzut poziomy i przekrój poprzeczny zbiornika ścieków [1]

Fig. 1. Layout and horizontal section of sewage tank [1]

nieniu dodatkowego nagrzania przez promieniowanie słoneczne latem maksymalna temperatura zewnętrzna wynosi $+56^{\circ}\text{C}$ (zwiększenie o $+18^{\circ}\text{C}$), [5].

3. Procedura badawcza i analiza wyników

Obliczenia rozkładów temperatur w ścianie zbiornika wykonano przy użyciu oprogramowania CFD, służącego m.in. do symulacji stacjonarnych i niestacjonarnych procesów cieplnych. Wykonano trójwymiarowy model zbiornika, analizie poddając wycinek ściany o szerokości jednego metra. Testowano cztery przypadki:

- ściana bez izolacji,
- ściana z izolacją grubości 5cm,
- ściana z izolacją grubości 10cm,
- ściana z izolacją grubości 15cm.

Dodatkowo obliczenia wariantowano warunkami brzegowymi. W wariantcie pierwszym przyjęto obliczeniową temperaturę powietrza zewnętrznego $T_{\text{out}} = -30^{\circ}\text{C}$, a temperaturę cieczy na najbardziej niekorzystnym poziomie, tj. $T_{\text{in}} = +15^{\circ}\text{C}$. Na podstawie EC1-1-5 [5] przyjęto temperaturę w gruncie do głębokości jednego metra równą -5°C oraz -3°C poniżej. W wariantcie drugim symulowano temperatury zbiornika w okresie letnim. Przyjęto temperaturę powietrza zewnętrznego $T_{\text{out}} = +38^{\circ}\text{C}$ i temperaturę cieczy $T_{\text{in}} = +17^{\circ}\text{C}$. Temperaturę gruntu dla okresu letniego, zgodnie z zaleceniami EC1-1-5 [5], do głębokości jednego metra przyjęto $+8^{\circ}\text{C}$, a przy większej głębokości $+5^{\circ}\text{C}$. W trzecim wariantcie uwzględniono dodatkowo wpływ nagrzania ściany przez promieniowanie słoneczne, zwiększając temperaturę zewnętrzną do wartości $T_{\text{out}} = +56^{\circ}\text{C}$.

We wszystkich przypadkach opór przejmowania ciepła od strony cieczy oraz przy gruncie założono jako równy $0,00 \text{ (m}^2 \cdot \text{K)/W}$, [1]. Natomiast po stronie zewnętrznej założono wartość $0,04 \text{ (m}^2 \cdot \text{K)/W}$, [6]. Współczynnik przewodzenia ciepła w przypadku żelbetowej ściany zbiornika przyjęto $\lambda = 2,30 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$ oraz w przypadku izolacji termicznej $\lambda = 0,04 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$ [7].

Wynikiem symulacji było wyznaczenie rozkładów temperatury (rys. 2-4) w ścianie zbiornika w poszczególnych przypadkach rozwiązania izolacji i różnych wariantach założonej temperatury wewnątrz i na zewnątrz. Różnice między temperaturą na wewnętrznej powierzchni zbiornika, a temperaturą na zewnętrznej jego powierzchni na trzech charakterystycznych poziomach ściany zbiornika zestawiono w tabeli 1. Na rysunku 2. przedstawiono rozkład temperatury w ścianie zbiornika w warunkach zimowych, a na rys. 3-4 w warunkach letnich.

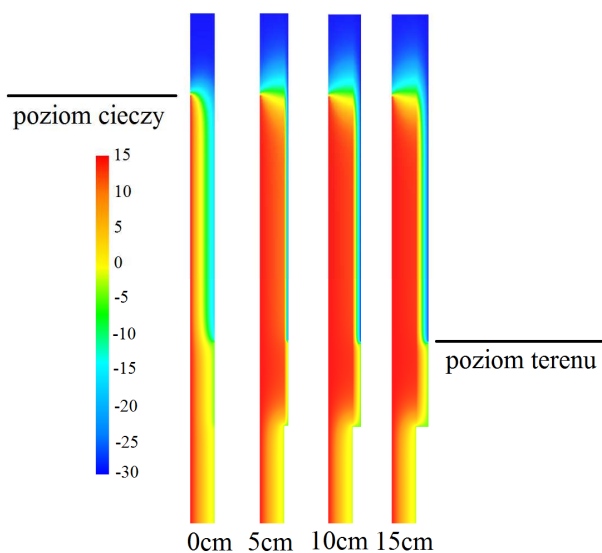
Zilustrowane na rysunku 2. rozkłady temperatur dotyczą najbardziej niekorzystnych warunków panujących zimą, gdy temperatura ścieków wynosi $+15^{\circ}\text{C}$, a temperatura zewnętrzna -30°C . Z kolei zestawione na rysunkach 3-4 rozkłady temperatur dotyczą najbardziej niekorzystnych warunków w sezonie letnim, przy temperaturze ścieków przyjętych na poziomie $+17^{\circ}\text{C}$ oraz wariantowo

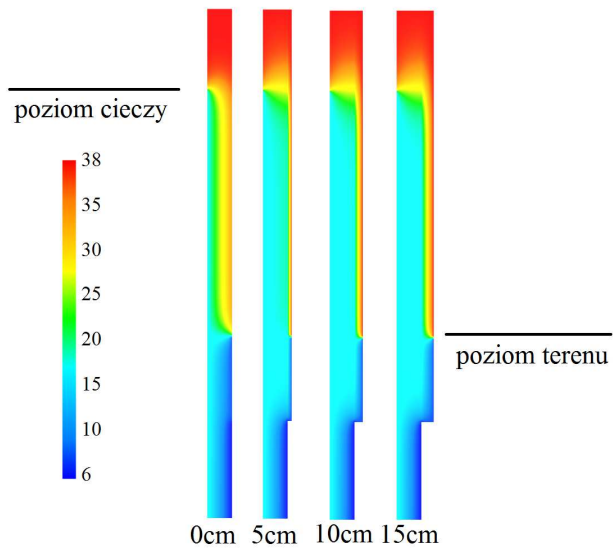
przyjętej temperaturze zewnętrznej: $+38^{\circ}\text{C}$ (powierzchnia nienasłoneczniona) oraz $+56^{\circ}\text{C}$ (jasna powierzchnia zbiornika wyeksponowana na działanie promieni słonecznych).

Tabela 1. Zestawienie danych dla trzech rozpatrywanych wariantów

Table 1. Data summary for the three examined variants

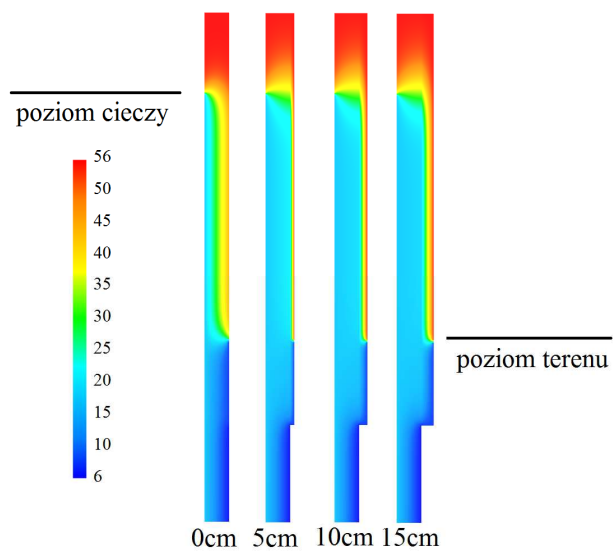
Wariant	T_{out} [$^{\circ}\text{C}$]	T_{in} [$^{\circ}\text{C}$]	Izolacja [cm]	ΔT_M na wysokości lustra cieczy	ΔT_M na wysokości poziomu terenu	ΔT_M na poziomie dolnej krawędzi izolacji
I	-30	+15	0	37,94	19,94	18,71
			5	19,24	2,88	18,76
			10	18,02	1,58	18,75
			15	17,58	1,10	18,78
II	+38	+17	0	17,70	8,81	10,09
			5	8,97	0,31	9,95
			10	8,41	0,18	9,95
			15	8,20	0,12	9,92
III	+56	+17	0	32,88	8,74	10,09
			5	16,67	1,02	9,95
			10	15,61	0,57	9,95
			15	15,23	0,39	9,92

Rys. 2. Rozkład temperatury w ścianie zbiornika przy $T_{\text{in}} = +15^{\circ}\text{C}$ i $T_{\text{out}} = -30^{\circ}\text{C}$ Fig. 2. Temperature distribution in tank wall at $T_{\text{in}} = +15^{\circ}\text{C}$ and $T_{\text{out}} = -30^{\circ}\text{C}$



Rys. 3. Rozkład temperatury w ścianie zbiornika przy $T_{in} = +17^{\circ}\text{C}$ i $T_{out} = +38^{\circ}\text{C}$

Fig. 3. Temperature distribution in tank wall at $T_{in} = +17^{\circ}\text{C}$ and $T_{out} = +38^{\circ}\text{C}$



Rys. 4. Rozkład temperatury w ścianie zbiornika przy $T_{in} = +17^{\circ}\text{C}$ i $T_{out} = +56^{\circ}\text{C}$

Fig. 4. Temperature distribution in tank wall at $T_{in} = +17^{\circ}\text{C}$ and $T_{out} = +56^{\circ}\text{C}$

4. Podsumowanie

W każdym rozpatrywanym wariantcie warunków termicznych (I, II, III) występujących po obydwu stronach zbiornika, największe różnice temperatur występują przy analizie modelu bez termoizolacji (por. tab. 1.). Sięgają one 38°C na wysokości lustra cieczy.

Natomiast w przypadkach z zastosowaną termoizolacją różnice temperatury są niewielkie, ale wyłącznie na odcinku, w którym występuje jednokierunkowy przepływ ciepła, co ma miejsce w strefie lokującej się między poziomem lustra cieczy, a poziomem gruntu.

Stosunkowo duże gradienty ΔT_M , sięgające nawet 19 stopni, występują w ścianach z izolacją na wysokości lustra cieczy. W tej strefie mamy do czynienia z dwukierunkowym przepływem ciepła, co ujawnia się jako wyraźne zakrzywienie izoterm widoczne na rysunkach 2-4.

Podobnie w miejscu zakończenia izolacji cieplnej w gruncie gradient ΔT_M osiąga wartości bliskie 19 stopni w okresie zimowym i około 10 stopni w okresie letnim. W tej strefie przegrody również występują wyraźne zaburzenia jednokierunkowego przepływu ciepła.

Na poziomie terenu duży wpływ na uzyskiwane wyniki ma założona temperatura w gruncie, przyjęta zgodnie z zaleceniami [5]. Jej wpływ jest szczególnie widoczny przy rozpatrywaniu przypadków bez izolacji termicznej, gdzie ΔT_M w okresie zimowym wynosi prawie 20 stopni. W sezonie letnim wielkość ΔT_M jest mniejsza i nie przekracza 9 stopni. Zastosowanie izolacji skutkuje znacznym obniżeniem gradientów temperatury na tym poziomie.

Zilustrowane graficznie wyniki (rys. 2-4) uwiadcniają zróżnicowane efekty termiczne wariantowego rozwiązania izolacji. Wyraźnie widać wpływ zastosowanej termoizolacji na różny rozkład izoterm w poszczególnych przypadkach.

Porównując otrzymane dane z symulacji dwuwymiarowych z wynikami obliczeń zakładających jednowymiarowy przepływ ciepła [1], zauważono wyraźnie bardziej niekorzystne gradienty, których model jednowymiarowy nie wykazuje. Problem ten jest szczególnie istotny w ścianach z termoizolacją, gdzie różnice temperatury są nawet pięciokrotnie większe w rozpatrywanych płaszczyznach niż w modelu jednowymiarowym. Przekłada się do w dalszej kolejności na wyższe wartości naprężeń, związanych z oddziaływaniem temperatury na ścianę zbiornika.

W planach autorów jest kontynuowanie analiz, w kierunku dalszego urealnienia opisu rozpatrywanych zjawisk termicznych. W pierwszej kolejności przewiduje się przeprowadzenie symulacji porównawczych odnoszących się do stref zbiornika zagłębionych w gruncie. Podawane w EC1-1-5 [5] wartości temperatur do głębokości 1 m i poniżej (np. zimą: -5°C i -3°C) odbiegają istotnie od faktycznych rozkładów temperatury na głębokości gruntu (por. np. [1, 4, 7]) i skutkują niepotrzebnym przeszacowaniem gradientów temperatury wyznaczanych w odniesieniu do tej strefy.

Literatura

- [1] Garbalińska H., Stolarska A., Strzałkowski J., Figiel E.: Wyznaczanie rozkładu temperatur w ścianie żelbetowego zbiornika na ciecz, XVI Polska Konferencja Naukowo-Techniczna „Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce”, Łódź-Słok 20-22 czerwca 2017.
- [2] Halicka A.: Specyfika projektowania zbiorników na ciecz, Inżynier budownictwa, 2014, nr 12, s. 82-88.
- [3] Halicka A., Franczak D.: Projektowanie zbiorników żelbetowych, Zbiorniki na ciecz, Tom 2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- [4] Kostka M., Szulgowska-Zgrzywa M.: Obliczenia energetyczne gruntowych rurowych wymienników ciepła, Rynek Instalacyjny, czerwiec 2015, s. 64-68.
- [5] PN-EN 1991-1-5 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5. Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
- [6] PN-EN ISO 6946:2008 Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
- [7] Tarnawski P.: Analiza CFD wydajności rurowego gruntowego wymiennika ciepła, Rynek Instalacyjny, czerwiec 2015, s. 70-72.

ANALYSIS OF TEMPERATURE DISTRIBUTION IN THE REINFORCED CONCRETE WALL OF TANK, CONSIDERING TWO-DIMENSIONAL HEAT FLOW

Summary

The article presents the selected aspects of designing reinforced concrete tanks for liquids considering the high thermal loads occurring during tanks' exploitation. Thermal loads often are a consequence of occurrence of high differences in temperature between the liquid, which fills the tank, and the tank's surroundings. This problem is strongly visible in case of the tank's walls erected high above ground level. The calculation values of temperatures presented by EC1-1-5 norm have been established on extremely low levels of winter conditions (during the calculations, the assumed temperature was -30°C), and extremely high levels of summer conditions (during the calculations, the assumed temperature was $+38^{\circ}\text{C}$ and $+56^{\circ}\text{C}$ on the tank's walls exposed to sunlight). The calculations presented in the article included 4 variants of solutions for the tank's external walls – devoid of thermal isolation and with isolation of 5, 10 and 15 cm thick polystyrene layers laid out externally. Calculations of temperature distribution in the tank wall were made with application of CFD software which is used to simulate stationary and non-stationary heat processes. The comparison of data obtained from the two-dimensional simulation with results assuming one-dimensional heat flow indicates the appearance of clearly higher temperature gradients. The problem is particularly important in walls with thermal insulation, where temperature differences are even five times higher in the section in question than in the one-dimensional model. It further results in stresses appearing within the tank walls, which are caused by temperature changes.

Keywords: liquids tank, reinforced concrete wall, thermal loads, thermal stresses, CFD software

Przesłano do redakcji: 20.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Halina GARBALIŃSKA¹
Magdalena BOCHENEK²

POMIARY ROZKŁADU WILGOTNOŚCI I PARAMETRÓW CIEPLNYCH BETONU KOMÓRKOWEGO KLAS 400 i 700 W TRAKCIE 6-MIESIĘCZNEGO WYSYCHANIA

W artykule przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych zrealizowanych na próbkach z betonu komórkowego o gęstości 400 kg/m³ i 700 kg/m³. W pierwszym etapie próbki poddano działaniu ciekłej wody, która wprowadzana była do ich wnętrza siłami podciągania kapilarnego. Następnie przystąpiono do pomiarów podstawowych parametrów cieplnych, prowadzonych na próbkach o różnym poziomie zawilgocenia. Wyznaczano współczynnik przewodzenia ciepła λ oraz objętościową pojemność cieplną c_p . Równocześnie część próbek poddano nasycaniu wodą, aż do momentu ustabilizowania się ich masy. Następnie próbki poddano suszeniu w warunkach laboratoryjnych, rejestrując tempo tego procesu przez okres pół roku. Głównym celem przeprowadzonego eksperymentu było wyznaczenie obydwu parametrów cieplnych dla próbek o różnym stanie zawilgocenia, a następnie odwzorowanie czasowych zmian zachodzących w parametrach cieplnych testowanych betonów komórkowych w trakcie ich wysychania z zawilgocenia powodziowego. Zmienne rozkłady wilgotności oraz przewodności i pojemności cieplnej po grubości przegrody odtworzono po upływie 1, 2, 3, 4 oraz 6 miesięcy trwania procesu wysychania. Dane zebrane w przypadku obydwu badanych klas betonów 400 i 700 wskazują na wyraźnie różny przebieg procesu – tak pod względem jakościowym, jak i ilościowym. Badania dotyczące betonu klasy 400 dowodzą silnego zróżnicowania w rozkładzie badanych wielkości fizycznych (λ , c_p oraz U_v) zarówno po miesięcznym, jak i 2-miesięcznym okresie wysychania oraz powrót do stanu zbliżonego do wyjściowego pod względem wilgotnościowym i cieplnym po upływie około 3-miesięcznego okresu wysychania. W przypadku betonu komórkowego klasy 700 okres 6 miesięcy okazał się być niewystarczający, aby uzyskać parametry cieplne i wilgotnościowe zbliżone do wartości, jakie miałby materiał w stanie naturalnej wilgotności.

Słowa kluczowe: beton komórkowy, przepływ kapilarny, przewodność cieplna, pojemność cieplna, wysychanie

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Halina Garbalińska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin, tel. 91 449 42 91; Halina.Garbalińska@zut.edu.pl

² Magdalena Bochenek, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Architektury, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin, tel. 91 449 43 41; mbochenek@zut.edu.pl

1. Wprowadzenie

We współczesnym budownictwie kładzie się duży nacisk na podniesienie trwałości realizowanych obiektów budowlanych, poprzez dobór właściwych materiałów, o parametrach ściśle dostosowanych do specyficznych warunków występujących w trakcie eksploatacji obiektu. Jednocześnie duże znaczenie przypisuje się problemom energooszczędnego projektowania budynków. Świadomy dobór właściwych materiałów do wznoszenia budynków wymaga pełnej znajomości ich właściwości fizycznych i mechanicznych. Właściwości te mogą ulegać silnym wahaniom w zależności od nasilenia działających na nie czynników, np. zawilgocenia. Do podstawowych parametrów termicznych, decydujących o przydatności danego materiału do zastosowania w przegrodach zewnętrznych, należą jego przewodność cieplna oraz objętościowa pojemność cieplna. Materiały w stanie suchym wykazują jednak zupełnie inne właściwości, niż w przypadku gdy poddane zostaną działaniu wilgoci. Wraz ze wzrostem zawilgocenia zwiększa się współczynnik przewodzenia ciepła i jednocześnie pogarszają się właściwości mechaniczne [1]. Według [5] projektowanie przegród budowlanych powinno uwzględniać wysychanie z zawilgocenia początkowego oraz wyeliminowanie możliwości trwałego ich zawilgocenia w warunkach eksploatacji. Znaczenie praktyczne ma nie tylko zdefiniowanie zmienności parametrów materiałowych w wyniku zawilgocenia, ale również ocena tempa rozprzestrzeniania się zawilgocenia, jak również powrotu do stanu wyjściowego, stąd pomysł zaaranżowania kilkietapowego eksperymentu opisanego poniżej.

2. Eksperyment

2.1. Badania podciągania kapilarnego i parametrów cieplnych

W pierwszym eksperymencie zaaranżowano sytuację, w której przegrody wykonane z betonu komórkowego klas 400 i 700 kg/m³ zostają narażone na intensywne działanie ciekłej wody, np. w warunkach powodziowych. Z każdej odmiany przygotowano po osiem próbek prostopadłościennych o wymiarach 12x12x24 cm. Próbki wycinano z bloczków w takim kierunku, w jakim wilgoć migrowałaby przez nie po grubości przegrody. Próbki zinwentaryzowano pod względem wyjściowej masy i wymiarów geometrycznych, określając równocześnie wyjściową gęstość objętościową. Następnie po trwałym oznaczeniu, zaizolowano próbki prostopadłościenne na powierzchniach bocznych bezbarwnym silikonem, aby zapewnić jednokierunkowy transport wody i zabezpieczyć próbki przed niekontrolowanym wysychaniem przez pobocznicę (rys. 1.).

Zaizolowane na pobocznicach próbki wstawiono do wcześniej przygotowanych kuwet wypełnionych wodą destylowaną (rys. 1.). Próbki zanurzono na głębokość ok. 2–5 mm. Utrzymywano stały poziom zanurzenia próbek przez cały okres trwania badań.



Rys. 1. Badania kapilarne

Fig. 1. Capillary measurements

Po miesięcznym okresie kapilarnego podciągania wody pocięto po trzy próbki z każdej odmiany betonu komórkowego na 6 próbek składowych, które przeznaczone zostały do badań współczynnika λ i pojemności cieplnej c_p . Badania te miały dostarczyć informacji nt. wpływu rozprzestrzeniającego się zawilgocenia kapilarnego na parametry cieplne badanych betonów komórkowych.

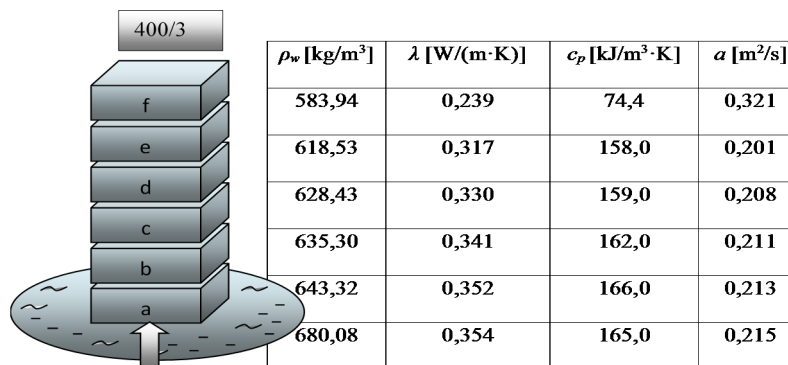
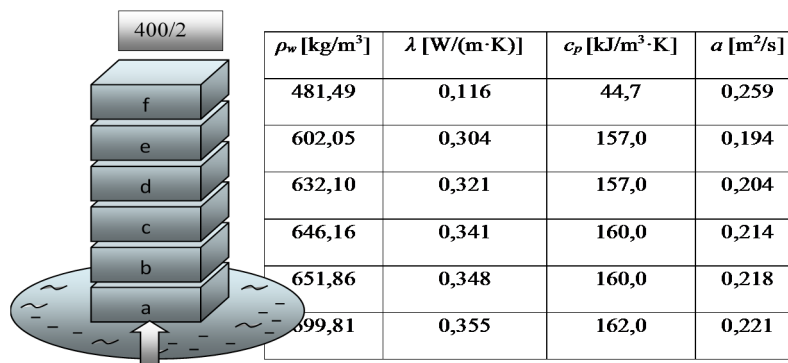
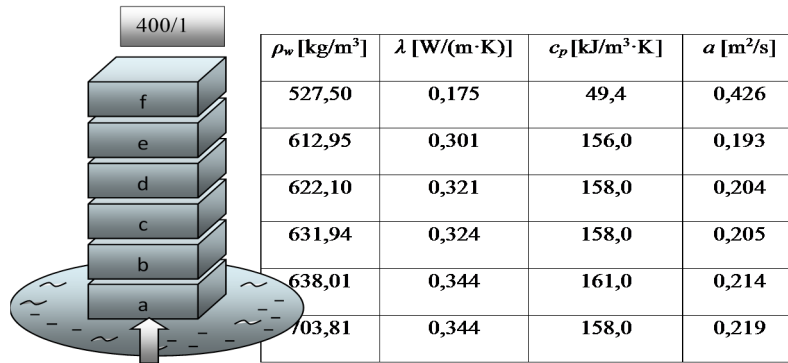
Badania przeprowadzono metodą niestacjonarną. Zastosowano aparat pomiarowy ISOMET 2104, służący do bezpośredniego pomiaru właściwości termofizycznych szerokiej gamy materiałów. W badaniach zastosowano sondy przyłgowe o odpowiednio dobieranych zakresach pomiarowych. Mimo, że badany był materiał tego samego rodzaju, to zmienny stan zawilgocenia próbek niejednokrotnie wymagał doboru innej sondy pomiarowej, dostosowanej pod względem parametrów do panujących warunków strukturalno-wilgotnościowych. Pomiar na każdej próbce wykonywany był dwukrotnie, a wynik rejestrowany automatycznie przez przyrząd pomiarowy, zaprezentowany na rys. 2.



Rys. 2. Pomiary parametrów cieplnych próbek o różnym poziomie zawilgocenia

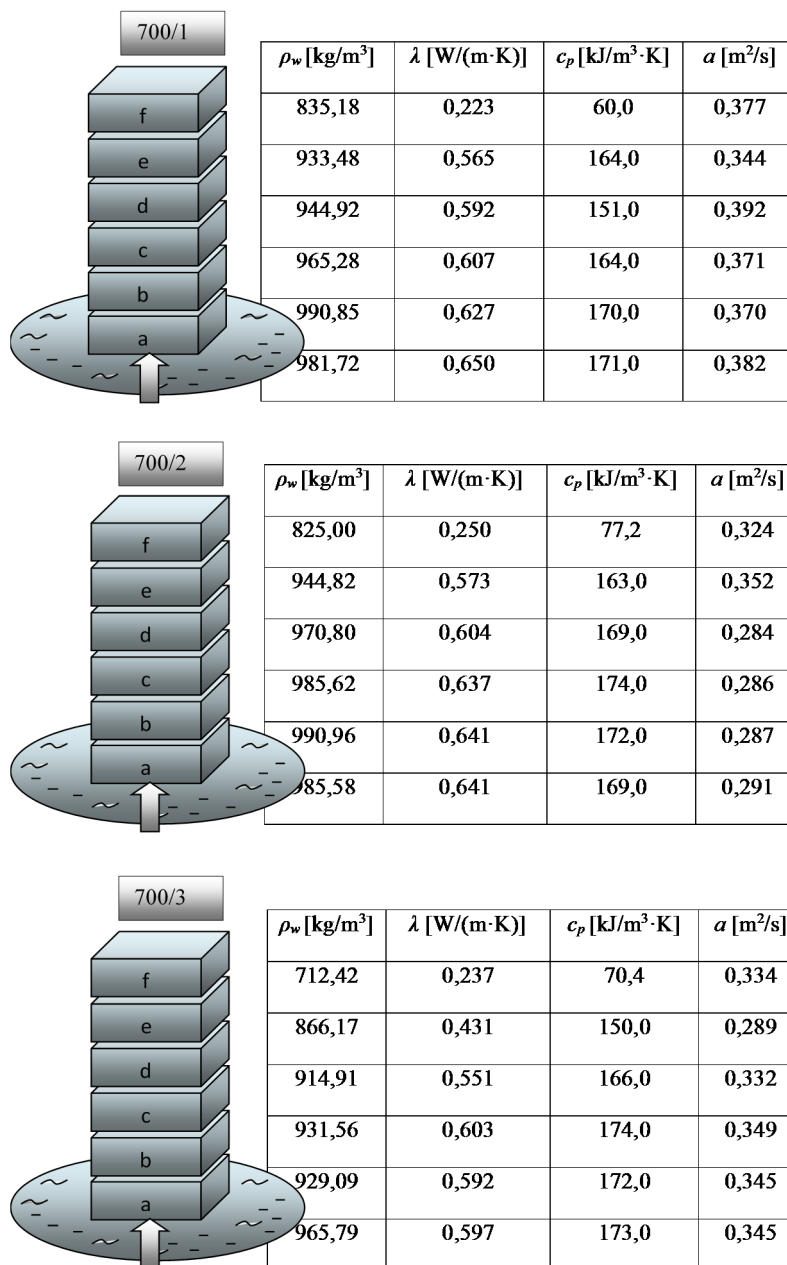
Fig. 2. Measurements of thermal parameters on samples with various moisture contents

Wyniki uzyskane na próbkach betonu komórkowego klas 400 i 700 kg/m³ pokazano na rysunkach 3. i 4.



Rys. 3. Schemat ideowy podziału próbek wyjściowych 12x12x24 cm na próbki składowe 12x12x4 cm, beton komórkowy klasy 400 kg/m³

Fig. 3. Schematic diagram of 12x12x24 cm AAC blocks division for samples 12x12x4 cm, aerated concrete of density class 400 kg/m³



Rys. 4. Schemat ideowy podziału próbek wyjściowych 12x12x24 cm na próbki składowe 12x12x4 cm, beton komórkowy klasy 700 kg/m³

Fig. 4. Schematic diagram of 12x12x24 cm AAC blocks division for samples 12x12x4 cm, aerated concrete of density class 700 kg/m³

Na rysunkach 3. i 4. w odniesieniu do każdej próbki prostopadłościennej o wymiarach 12x12x24 cm podano schemat podziału na próbki składowe 12x12x4 cm oraz zamieszczono przypisane im średnie wartości gęstości objętościowej ρ_w w stanie zawilgocenia osiągniętym po 1 miesiącu trwania procesu oraz średnie wartości współczynnika przewodzenia ciepła λ i objętościowej pojemności cieplnej c_p oraz współczynnika wyrównywania temperatury a , odpowiadające różnym poziomom nasycenia wodą badanego materiału. Wyniki dla czterech klas gęstości (400, 500, 600, 700) przedstawione zostały w pracy [2], a częściowe wyniki dla klasy 400 w artykule [3].

2.2. Nasycenie próbek i symulacyjne pomiary wysychania

Kolejny eksperyment rozpoczęto tak samo jak pierwszy – od poddania próbek z betonu komórkowego o klasie gęstości 400 i 700 kg/m³ działaniu podciągania kapilarnego, realizowanego przez okres jednego miesiąca. Po upływie miesiąca próbki zanurzone w wodzie, aż do osiągnięcia stanu pełnego nasycenia (rys. 5.). Próbki nasycone wodą najpierw docięto na wymiar 10x10x24 cm, a następnie przecięto na dwie połowy (każda o wymiarze 10x10x12 cm).



Rys. 5. Nasycenie próbek wodą, a następnie izolacja próbek

Fig. 5. Soaking of samples and next insulation of samples

Każdy bloczek zaizolowano z pięciu stron oraz dodatkowo owinięto folią, tak aby wysychaniu podlegała tylko jedna powierzchnia (10x10 cm) – rys. 5. Systematycznie mierzono masę wysychających próbek, a po upływie 30 dni wytypowano 4 próbki z każdej klasy gęstości, które pocięto po długości na 10 plastrów o zbliżonej grubości h . Po zinwentaryzowaniu wszystkie plastry suszono do uzyskania stałej masy. Po 60 dniach wytypowano kolejne 4 próbki z każdej klasy gęstości i tak jak poprzednio pocięto je na 10 jednakowych plastrów i wysuszono do stałej masy. Następnie po 90 dniach pocięto na plastry kolejne cztery bloczki. Po 120 dniach pocięto dwa bloczki na 10 jednakowych plastrów, a kolejne dwa bloczki pocięto po 180 dniach.

2.3. Ocena zmienności parametrów cieplnych w procesie wysychania

Przeprowadzone badania pozwoliły na ocenę rozkładu zmienności parametrów cieplnych po grubości przegrody w procesie jej wysychania.

W tabelach 1-5 zestawiono dane odnoszące się do kolejnych plastrów składowych o uśrednionej grubości h , wycinanych z wysychających bloczków betonu komórkowego klasy 400 i 700. Poniższe tabele prezentują zmiany zawartości wilgoci U_v , jak również zmiany parametrów cieplnych λ oraz c_p , wyznaczone po upływie 1, 2, 3, 4 i 6-miesięcznego procesu wysychania. Wszystkie wartości zamieszczone w poniższych tabelach są wartościami średnimi, uzyskanymi z pocięcia bloczków zgodnie z opisem przedstawionym w p. 2.2.

Wstępne wyniki dotyczące pojedynczych, wybranych próbek betonu komórkowego klasy 400 prezentowane były wcześniej w artykule [4].

Tabela 1. Średnie wartości zawartości wilgoci U_v , przewodności cieplnej λ i objętościowej pojemności cieplnej c_p betonu komórkowego klasy 400 i 700 po 1 miesiącu wysychania

Table 1. The mean moisture content of U_v , thermal conductivity λ , and heat capacity c_p of aerated concrete of density class 400 and 700 after 1 month drying

400										
h	9,06	9,30	9,38	9,18	9,07	9,16	9,18	9,10	9,14	9,08
U_v	0,020	0,031	0,069	0,113	0,131	0,140	0,145	0,148	0,146	0,139
λ	0,136	0,149	0,194	0,247	0,269	0,280	0,286	0,289	0,287	0,278
c_p	0,691	0,750	0,954	1,190	1,287	1,335	1,362	1,378	1,368	1,330
700										
h	8,97	9,27	9,17	9,16	9,05	9,12	9,04	8,94	9,18	8,88
U_v	0,021	0,068	0,135	0,158	0,168	0,173	0,179	0,183	0,183	0,185
λ	0,222	0,294	0,398	0,434	0,449	0,457	0,466	0,472	0,472	0,476
c_p	0,929	1,070	1,270	1,338	1,368	1,383	1,401	1,413	1,413	1,419

Tabela 2. Średnie wartości zawartości wilgoci U_v , przewodności cieplnej λ i objętościowej pojemności cieplnej c_p betonu komórkowego klasy 400 i 700 po 2 miesiącach wysychania

Table 2. The mean moisture content of U_v , thermal conductivity λ and heat capacity c_p of aerated concrete of density class 400 and 700 after 2 months drying

400									
h	10,30	9,65	9,56	9,61	9,83	9,92	10,06	9,62	10,37
U_v	0,016	0,019	0,022	0,031	0,045	0,063	0,008	0,090	0,093
λ	0,131	0,134	0,138	0,149	0,166	0,187	0,208	0,220	0,223
c_p	0,669	0,685	0,701	0,750	0,825	0,922	1,013	1,067	1,083
700									
h	10,22	10,23	9,74	10,36	10,15	10,22	10,21	10,02	9,82
U_v	0,017	0,024	0,053	0,092	0,119	0,133	0,142	0,144	0,147
λ	0,215	0,226	0,271	0,331	0,373	0,395	0,409	0,412	0,417
c_p	0,917	0,938	1,025	1,141	1,222	1,264	1,291	1,297	1,306

Tabela 3. Średnie wartości zawartości wilgoci U_v , przewodności cieplnej λ i objętościowej pojemności cieplnej c_p betonu komórkowego klasy 400 i 700 po 3 miesiącach wysychania

Table 3. The mean moisture content of U_v , thermal conductivity λ , and heat capacity c_p of aerated concrete of density class 400 and 700 after 3 months drying

400										
h	8,67	8,64	8,82	8,87	8,50	8,39	8,49	8,23	8,47	8,30
U_v	0,015	0,016	0,018	0,019	0,020	0,021	0,023	0,026	0,027	0,028
λ	0,130	0,131	0,133	0,134	0,136	0,137	0,139	0,143	0,144	0,145
c_p	0,664	0,669	0,680	0,685	0,691	0,696	0,707	0,723	0,728	0,734
700										
h	8,37	8,79	8,60	8,33	8,41	8,48	8,80	8,14	8,30	8,34
U_v	0,015	0,018	0,023	0,033	0,051	0,074	0,094	0,11	0,121	0,123
λ	0,212	0,217	0,225	0,240	0,268	0,304	0,335	0,359	0,376	0,380
c_p	0,911	0,920	0,935	0,965	1,019	1,087	1,147	1,195	1,228	1,234

Tabela 4. Średnie wartości zawartości wilgoci U_v , przewodności cieplnej λ i objętościowej pojemności cieplnej c_p betonu komórkowego klasy 400 i 700 po 4 miesiącach wysychania

Table 4. The mean moisture content of U_v , thermal conductivity λ , and heat capacity c_p of aerated concrete of density class 400 and 700 after 4 months drying

400										
h	8,00	7,68	7,93	7,93	8,48	7,48	9,17	8,50	8,97	9,34
U_v	0,017	0,017	0,018	0,019	0,018	0,018	0,018	0,019	0,019	0,020
λ	0,132	0,132	0,133	0,134	0,133	0,133	0,133	0,134	0,134	0,136
c_p	0,675	0,675	0,680	0,685	0,680	0,680	0,680	0,685	0,685	0,691
700										
h	8,61	7,96	7,92	8,66	8,12	8,01	8,99	8,81	8,39	7,39
U_v	0,018	0,022	0,026	0,031	0,043	0,056	0,071	0,085	0,092	0,097
λ	0,217	0,223	0,229	0,237	0,256	0,276	0,299	0,321	0,331	0,339
c_p	0,920	0,932	0,944	0,959	0,995	1,034	1,078	1,120	1,141	1,156

Tabela 5. Średnie wartości zawartości wilgoci U_v , przewodności cieplnej λ i objętościowej pojemności cieplnej c_p betonu komórkowego klasy 400 i 700 po 6 miesiącach wysychania

Table 5. The mean moisture content of U_v , thermal conductivity λ , and heat capacity c_p of aerated concrete of density class 400 and 700 after 6 months drying

400										
h	8,82	9,40	9,56	9,48	9,40	9,16	9,23	8,88	9,31	8,54
U_v	0,018	0,016	0,016	0,016	0,015	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016
λ	0,133	0,131	0,131	0,131	0,130	0,131	0,131	0,131	0,131	0,131
c_p	0,680	0,669	0,669	0,669	0,664	0,669	0,669	0,669	0,669	0,669
700										
h	9,08	9,35	8,98	9,25	8,90	9,10	9,56	8,66	9,00	8,34
U_v	0,014	0,015	0,017	0,021	0,025	0,031	0,036	0,041	0,047	0,053
λ	0,211	0,212	0,215	0,222	0,228	0,237	0,245	0,253	0,262	0,271
c_p	0,908	0,911	0,917	0,929	0,941	0,959	0,974	0,989	1,007	1,025

3. Podsumowanie

Uzyskane wyniki pozwalają ocenić skalę zmian parametrów cieplnych, wywołanych po pierwsze działaniem ciekłej wody rozprzestrzeniającej się w obrębie przegrody, a po drugie zachodzących w trakcie trwającego wiele miesięcy procesu wysychania.

Zrealizowany eksperyment jednoznacznie wskazuje, że przebieg analizowanych procesów w obydwu klasach betonów różnił się znacząco, zarówno pod względem jakościowym jak i ilościowym. W przypadku betonu klasy 400 wykazano silne zróżnicowanie w rozkładzie badanych wielkości fizycznych (λ , c_p oraz U_v) zarówno po 1-miesięcznym, jak i 2-miesięcznym okresie wysychania oraz powrót do stanu zbliżonego do wyjściowego pod względem wilgotnościowym i cieplnym po upływie przynajmniej 3-miesięcznego okresu wysychania. W przypadku betonu komórkowego klasy 700 okres 6 miesięcy okazał się być niewystarczający, aby uzyskać parametry cieplne i wilgotnościowe zbliżone do wartości, jakie miałby materiał w stanie naturalnej wilgotności.

Im dłużej trwa proces wysychania, tym dłużej przegroda wykazuje gorsze parametry techniczne, m.in. związane z izolacyjnością termiczną.

Sucha ściana wykonana z badanego betonu komórkowego klasy 400 o współczynniku $\lambda \approx 0,11$ [W/(m·K)], spełni aktualne wymagania [6] dotyczące wartości granicznej współczynnika przenikania ciepła $U = 0,23$ [W/(m²·K)] – przy grubości minimalnej wynoszącej 46 cm. Ta sama przegroda w stanie kapilarnego nasycenia wodą, tj. przy współczynniku $\lambda \approx 0,35$ [W/(m·K)], będzie cechowała się współczynnikiem $U = 0,67$ [W/(m²·K)], tj. wykaże niemal 3-krotne przekroczenie dopuszczalnej wartości $U_{c(max)}$. Natomiast w przypadku suchego betonu komórkowego klasy 700, tj. przy $\lambda \approx 0,19$ [W/(m·K)], aktualne wymagania dotyczące współczynnika przenikania ciepła spełniłaby ściana jednowarstwowa o minimalnej grubości 79 cm. Tak gruba przegroda nie jest współcześnie akceptowalna zarówno ze względów praktycznych, jak i mentalnych. Gdyby hipotetycznie założyć wykonanie takiej przegrody, to w wyniku zawilgocenia kapilarnego, tj. przy $\lambda \approx 0,63$ [W/(m·K)], jej współczynnik U osiągnąłby wartość około 0,70 [W/(m²·K)], czyli przekroczyłby więcej niż 3-krotnie aktualnie dopuszczalny poziom $U_{c(max)}$.

Literatura

- [1] Autoclaved aerated concrete. Properties, Testing and Design. RILEM Technical Committees 78-MCA and 51-ALC, 1993.
- [2] Bochenek M.: Ocena zmienności parametrów higro-termicznych betonu komórkowego o zróżnicowanej gęstości. Praca doktorska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Szczecin 2016.
- [3] Garbalińska H., Bochenek M.: Wpływ podciągania kapilarnego na przewodność cieplną betonu komórkowego, Inżynieria i Budownictwo, nr 5/2013, s. 260-262.

- [4] Garbalińska H., Bochenek M.: Popowodziowe wysychanie przegród wykonanych z betonu komórkowego i zachodzące zmiany przewodności cieplnej. *Czasopismo Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA*, t. XXXI, z. 61 (3/II/14), lipiec-wrzesień 2014, s. 155-162, DOI: 10.7862/rb.2014.83.
- [5] Grabarczyk S.: *Fizyka budowli. Komputerowe wspomaganie projektowania budownictwa energooszczędnego*. Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa 2005.
- [6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2004 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 75, poz. 690 (z późniejszymi zmianami).

MEASUREMENTS OF MOISTURE AND THERMAL PARAMETERS DISTRIBUTION IN AUTOCLAVED AERATED CONCRETES OF 400 AND 700 CLASS DURING A SIX MONTH PERIOD OF DRYING

Summary

The paper describes the results of experimental studies which were conducted on the samples of aerated concrete of density class 400 kg/m³ and 700 kg/m³. Initially, the samples were exposed to a strong effect of liquid water which was introduced into their interior by capillary forces. Next, basic thermal parameters were measured and some tests were carried out on samples of various degree of moisture. The coefficient of thermal conductivity λ and the heat capacity c_p were determined. At the same time, a part of the samples was saturated with water until they stabilized. Next, the samples were dried under laboratory conditions, recording the rate of this process for a period of half a year. The main goal of the experiment was to determine both thermal parameters for the samples of various degree of moisture and then to map the temporal changes in the thermal parameters of the tested aerated concretes during the drying out of post flood moisture. The variables of moisture distribution, thermal conductivity and heat capacity across the width of wall were reconstructed after 1, 2, 3, 4 and finally 6 months of drying process. In case of the both classes researched (400 and 700), all collected data indicate at clearly different courses of the process in qualitative and quantitative character. Research concerning 400 class concrete proves strong differentiation in the distribution of the tested physical parameters (λ , c_p and U_v) after both, 1 and 2 month periods of drying and return after 3 months to the state similar to the initial one regarding moisture and heat distribution. In case of 700 class aerated concrete, a period of 6 month drying proves to be too short in order to obtain thermal and moisture parameters similar to the values which the material would have in the state of natural conditions.

Keywords: autoclaved aerated concrete, capillary transport, thermal conductivity, heat capacity, drying

Przesłano do redakcji: 20.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Paweł FALACIŃSKI¹
Łukasz SZAREK²

POPIÓŁ Z TERMICZNEGO PRZEKSZTAŁCANIA KOMUNALNYCH OSADÓW ŚCIEKOWYCH JAKO SKŁADNIK ZAWIESIN TWARDNIEJĄCYCH

W roku 2015 wytworzono 568,0 tys. ton s.m. komunalnych osadów ściekowych. Jest to pochodna rozwoju cywilizacyjnego Polski i budowy nowoczesnych oczyszczalni ścieków. Zaostrzające się przepisy oraz założone, strategiczne cele gospodarki ściekowej determinują rozwój nowoczesnych metod utylizacji osadów ściekowych: technik termicznych. W wyniku takich działań ilość powstałych lotnych popiołów po spaleniu komunalnych osadów ściekowych znacząco rośnie. Specyficzne właściwości powstającego popiołu nie pozwalają na wykorzystaniu go w powszechnie rozumianym przemyśle budowlanym. Trwają intensywne prace nad możliwością bezpiecznego dla środowiska zagospodarowania tego typu odpadu. Artykuł prezentuje możliwości zastosowania popiołu z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych (TPKOŚ) jako dodatku do zawiesin twardniejących stosowanych podczas realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych w obiektach hydrotechnicznych /ochrony środowiska. Przedstawiono proces TPKOŚ, podstawowe właściwości fizyczne oraz chemiczne powstającego popiołu i skonfrontowano je z obowiązującymi wymaganiami dla dodatków do betonu. Zaprezentowano wyniki badań podstawowych parametrów technologicznych zawiesin twardniejących z dodatkiem lotnego popiołu z TPKOŚ, tj. gęstość, lepkość, odstęp doby wody, wytrzymałość strukturalną. Ponadto przedstawiono wyniki parametrów użytkowych zawiesin po stwardnieniu tj. gęstość, przepuszczalność hydrauliczną, wytrzymałość na ściskanie. Na tej podstawie przeanalizowano przydatność projektowanych zawiesin twardniejących do realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych.

Słowa kluczowe: zawiesina twardniejąca, lotny popiół z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Paweł Falaciński, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, Warszawa, ul. Nowowiejska 20, 00-653, pawel.falacinski@is.pw.edu.pl

² Łukasz Szarek, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, Warszawa, ul. Nowowiejska 20, 00-653, lukasz.szarek@is.pw.edu.pl

1. Wprowadzenie

Od roku 2004 zanotowano wzrost liczby oczyszczalni ścieków komunalnych o ok. 14,0 % (z 2875 do 3273 w roku 2015) [6]. Przyrost obiektów specjalistycznych, o wysokiej sprawności technologicznej powoduje wzrost ilości ubocznych produktów procesów oczyszczania ścieków, tj. komunalnych osadów ściekowych. Według danych GUS [6], ilość wytworzonych osadów ściekowych w roku 2015 wyniosła 568,0 tys. ton suchej masy (s.m.). Stały, coroczny przyrost ich ilości (na poziomie ok. 2,0 – 2,5 %) stwarza ogromne problemy z bezpiecznym ich zagospodarowaniem.

Jednym ze sposobów przetwarzania powstałych osadów ściekowych jest ich spalanie. W ostatnich latach w Polsce bardzo rozwinęły się metody termiczne, w związku z tym ilość ubocznych produktów spalania (UPS) – popiołów, znacząco wzrosła. Dane GUS [6] wyraźnie wskazują na zmniejszenie ilości osadów składowanych na składowiskach (z ok. 16 % w roku 2008 r. do ok. 5,0 % w 2015 r.) na rzecz metod termicznych (z ok. 1,0 % w roku 2008 r. do ok. 15 % w 2015 r.). Proces spalania osadów ściekowych nie eliminuje jednak problemu wysokiej zawartości w osadach fosforu oraz metali ciężkich, które trafiają do ubocznych produktów tego procesu. Powstający odpad ze względu na swoje specyficzne właściwości (wysoka wodożądność, niska aktywność, obecność metali ciężkich) jest trudny do zagospodarowania / zastosowania w powszechnie rozumianym przemyśle budowlanym. W związku z tym poszukiwane są sposoby bezpiecznego dla środowiska wykorzystania lotnych popiołów z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych (TPKOŚ) [1].

W niniejszym artykule przedstawiono badania nad możliwością wykorzystania lotnych popiołów z TPKOŚ jako składnika zawiesin twardniejących, stosowanych do realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych w obiektach hydrotechnicznych / ochrony środowiska. Dostępne w literaturze badania zawiesin twardniejących z dodatkiem innych rodzajów UPS, np.: popiołów konwencjonalnych lub ze spalania fluidalnego, wykazały obniżenie przepuszczalności hydraulicznej w warunkach kapilarno – dyfuzyjnych [8]. Niniejsza praca przedstawia charakterystykę popiołu z TPKOŚ, badania podstawowych właściwości technologicznych (w stanie płynnym) oraz użytkowych (po stwardnieniu) zawiesin twardniejących z dodatkiem popiołu z TPKOŚ.

2. Rodzaje i właściwości zawiesin twardniejących

W budownictwie hydrotechnicznym od kilkadziesiąt lat wykorzystuje się przesłony przeciwfiltracyjne wykonywane w wykopach wąskoprzestrzennych. Wykopy rozpierane zawiesinami bentonitowo-wodnymi są wypełniane gruntem spoistym, modyfikowanymi gruntami miejscowymi, betonem, iłobetonem lub tzw. zawiesiną twardniejącą. Zgodnie z definicją [15] zawiesina twardniejąca jest to wysokowodna suspensja, zawierająca cement lub inne spoiwo oraz dodat-

kowe materiały, jak il, bentonit, granulowany żużel wielkopiecowy lub popioły lotne, wypełniacze i domieszki, która twardnieje z upływem czasu.

Jeśli wyłączyć ze składu zawiesin domieszki chemiczne, to pozostałe składniki stałe mają charakter mineralny. Niektóre z nich są produktami ubocznymi procesów technologicznych – odpadami.

Zawiesiny stosowane lub badane w Polsce można usystematyzować pod względem rodzaju zastosowanych składników w następujący sposób:

- cementowo-bentonitowo-wodne,
- cementowo-bentonitowo-wodne z domieszkami chemicznymi,
- cementowo-bentonitowo-wodne z dodatkami, takimi jak: piasek, popiół z węgla kamiennego lub brunatnego, popiół fluidalny z węgla kamiennego lub brunatnego, żużel wielkopiecowy,
- bentonitowo-wodne z dodatkami, takimi jak: popiół z węgla brunatnego, popiół z węgla kamiennego, wapno,
- cementowo-bentonitowo-wodne z dodatkami, tzw. mieszanki firmowe.

Informacje o właściwościach wyżej wymienionych zawiesin można znaleźć w literaturze przedmiotu, np. [4, 9], a w odniesieniu do gotowych mieszanek w aprobatkach technicznych wydanych dla tych wyrobów.

Przywołane w tabeli 1. wartości wybranych właściwości zawiesin twardniejących charakteryzują wymagania (kryteria dopuszczające) w stosunku do prze-

Tabela 1. Wybrane właściwości zawiesin twardniejących stosowanych do wykonywania przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych [4, 28]

Table 1. Selected properties of hardening slurries used in the fabrication of cut-off walls in flood embankments [4, 28]

Właściwości	Jednostka	Wartości	Oznaczenie według
Gęstość - metoda wgłębnego mieszania (Deep Soil Mixing – DSM) - metoda wibracyjna (Wibracyjnie Iniek-towana Przesłona Szczelinowa – WIPS) - metoda wykopu wąskoprzestrzennego	[g/cm ³]	1,30-1,50 1,50-1,60 1,15-1,40	BN-90/1785-01
Lepkość umowna (czas wypływu z lejka Marsha)	[s]	maks. 50	BN-90/1785-01
Odstój dobowy wody (po 24 h)	[%]	maks. 4,0	PN-85/G-02320
Wytrzymałość strukturalna - po 10 min	[Pa]	1,4-10,0	BN-90/1785-01
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania	[MPa]	0,5-2,0	PN-EN 12390-3: 2011
Współczynnik filtracji po 28 dniach dojrzewania	[m/s]	≤ 10 ⁻⁸	metody laboratoryjne, jak dla gruntów spoistych

słon przeciwfiltracyjnych realizowanych (różnymi metodami) w wałach przeciwpowodziowych. W stosunku do uszczelnień (przesłon przeciwfiltracyjnych) realizowanych w innych, specjalistycznych obiektach hydrotechnicznych (obwałowania w oczyszczalniach ścieków lub na składowiskach odpadów) wymagania stawiane dla tego typu budowli wyznacza się (specyfikuje) indywidualnie w zależności od wymagań projektowych.

3. Charakterystyka popiołu z TPKOŚ zastosowanego w badaniach

Popioły z TPKOŚ najczęściej powstają w wyniku spalania osadów ściekowych w piecach fluidalnych. Proces przebiega w temperaturze $600 \div 900^{\circ}\text{C}$, w której podsuszony wsad surowcowy ulega spopieleniu w zawieszynie drobnych cząstek ciała stałego, w strumieniu gazu. Taka forma przekształcania osadów ściekowych pozwala na redukcję objętości odpadu oraz uzysk energii cieplnej, a także ograniczenie zawartości związków azotu i siarki w spalinach – w związku z tym spalanie fluidalne uznawane jest za najlepszą dostępną technikę (Best Available Technology) [3].

Ze względu na swoje pochodzenie popioły z TPKOŚ charakteryzują się specyficznymi właściwościami (min. duża zawartość fosforu [10]), niespotykanymi w stosowanych do tej pory w budownictwie ubocznych produktach spalania węgla. W myśl idei Circular Economy, gospodarki blisko-zero emisyjnej, powinno się je traktować jako potencjalny produkt, np. materiał budowlany.

Wykorzystana w eksperymencie partia popiołu pochodziła z miejskiej oczyszczalni ścieków, wyposażonej w stację termicznego przekształcania osadów ściekowych, obsługującej aglomerację miejską. Partia pobrana została na przełomie kwietnia i maja 2015 r., w okresie ciągłej pracy instalacji.

Badania składu chemicznego oraz właściwości fizycznych popiołu przeprowadzono w laboratoriach Wydziału Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej. W tabeli 2. przedstawiono zbiorcze zestawienie wskaźników wraz z odniesieniem do norm/metod, zgodnie z którymi zostały przeprowadzone analizy chemiczne i fizyczne. Rozkładu popiołu dokonano przy użyciu nadtlenku sodu. Niska zawartość manganu w badanym materiale pozwoliła na wykorzystanie roztworu kwasu wersenowego (EDTA) jako czynnika kompleksującego kationy metali.

Zaczyny niezbędne do oznaczenia czasu początku wiązania oraz stałości objętości wykonano po zmieszaniu popiołu, cementu CEM I 42,5R i wody wodociągowej o temperaturze $(20 \pm 2)^{\circ}\text{C}$. Do przeprowadzenia badań wytrzymałościowych oraz wodożądności przygotowano zaprawę wykorzystując w/w materiały oraz piasek normowy [18-21].

Tabela 2. Zestawienie metod wykonywania badań chemicznych i fizycznych

Table 2. Methodological summary of chemical and physical examinations

Lp.	Wskaźniki chemiczne	
	Oznaczenie	Metoda badania/norma
1	Chlorki Cl ⁻	PN-EN 196-2 [19]
2	Siarczany(VI) SO ₃	PN-EN 196-2 [19]
3	Wolny tlenek wapnia CaO _{Wolny}	PN-EN 451-1 [24]
4	Reaktywny tlenek wapnia CaO _{Reaktywny}	PN-EN 197-1 [22]
5	Reaktywny ditlenek krzemu SiO ₂ _{Reaktywny}	PN-EN 197-1 [22]
6	Zawartość sumy tlenków SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ (przy użyciu EDTA)	PN-EN 196-2 [19]
7	Całkowita zawartość alkaliów jako Na ₂ O _{eq}	Metoda fotometrii płomieniowej FES ISO 9964 [7]
8	Tlenek magnezu MgO (przy użyciu EDTA)	PN-EN 196-2 [19]
9	Fosforany (V) jako P ₂ O ₅	PN-EN 450-1 [23]
10	Straty prażenia	PN-EN 196-2 [19]
Wskaźniki fizyczne		
11	Miałkość	PN-EN 451-2 [25]
12	Wskaźnik aktywności	PN-EN 450-1 [23]
13	Stałość objętości	PN-EN 196-3 [20]
14	Gęstość	PN-EN 1097-7 [14]
15	Czas początku wiązania	PN-EN 196-3 [20]
16	Wodoządnosc	PN-EN 450-1 [23]
17	Powierzchnia właściwa wg Blaine'a	PN-EN 196-6 [21]

W tabeli 3. przedstawiono wyniki oznaczeń właściwości chemicznych i fizycznych badanej partii popiołu z TPKOŚ. Uzyskane wyniki badań składu chemicznego i właściwości fizycznych popiołu z TPKOŚ (tabela 3.) skonfrontowano z wymaganiami stawianymi popiołom wykorzystywanym jako dodatek do betonu PN-EN 450-1 [23].

Zawartość w badanym popiele reaktywnego tlenku wapnia (10,5 % masy) nieznacznie przekracza górną wartość graniczną (kryterium: 10,0 % masy). Składnik ten bierze udział w tworzeniu fazy C-S-H. Potencjału hydraulicznego popiołu nie potwierdzają jednak wyniki badań wskaźnika aktywności (54,0 % wytrzymałości na ścislenie próbek referencyjnych). Ponadto na nieprzydatność popiołu, jako dodatku do betonu, wskazuje niska zawartość reaktywnego tlenku krzemu (9,1 % masy), biorącego udział w reakcji pucolanowej. Wymagania odnoszące się do sumy zawartości tlenków SiO₂, Fe₂O₃, oraz Al₂O₃ (kryterium: 70,0 % masy) – stanowiących, obok tlenku wapnia, główne składniki cementu, również nie zostały spełnione (60,2 % masy). Dzięki niskiemu stosunkowi SO₃/Al₂O₃ = 0,15 dodatek popiołu z TPKOŚ prawdopodobnie nie wpłynie negatywnie na pęcznienie betonu w wyniku tworzenia się ettringitu [27], jednak podwyższona zawartość tlenku magnezu (4,15 % masy), który w wolnej postaci

Tabela 3. Właściwości chemiczne i fizyczne popiołu z TPKOŚ w odniesieniu do wymagań PN EN 450-1 [23]

Table 3. Chemical and physical properties of ash from the thermal treatment of municipal sewage sludge in terms of EN 450-1 [23]

Lp.	Składnik chemiczny	Popiół z TPKOŚ	Wymagania EN 450-1 [23]
		[% masy]	[% masy]
1	Chlorki	$0,038 \pm 0,003$	$\leq 0,10$
2	Siarczany	$2,78 \pm 0,18$	$\leq 3,0$
3	Wolny tlenek wapnia $\text{CaO}_{\text{Wolny}}$	$0,12 \pm 0,01$	$\leq 2,5$ EN 197-1 wg 450-1 dla $> 1,5$ należy spełnić stałość objętości
4	Reaktywny tlenek wapnia $\text{CaO}_{\text{Reaktywny}}$	$10,5 \pm 2,0$	$\leq 10,0$
5	Reaktywny tlenek krzemu $\text{SiO}_{2\text{Reaktywny}}$	$9,1 \pm 0,9$	≥ 25
6	Zawartość sumy tlenków SiO_2 , Fe_2O_3 , oraz Al_2O_3	$60,2 \pm 4,5$	≥ 70
7	Całkowita zawartość alkaliów jako $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$	$4,20 \pm 0,12$	$\leq 5,0$
8	Tlenek magnezu MgO	$4,15 \pm 0,26$	$\leq 4,0$
9	Fosforany jako P_2O_5	$5,50 \pm 1,02$ mg/kg	$\leq 5,0$
10	Strata prażenia (Kategoria)	$2,09 \pm 0,07$ (A)	kat.: A $\leq 5,0$ B $\leq 7,0$ C $\leq 9,0$ %
Właściwości fizyczne			
11	Miałkość	$62,5 \pm 4,0$	kat. N $\leq 40,0$ kat. S $\leq 12,0$
12	Stałość objętości	$0,1 \pm 0,1$ mm	≤ 10 mm
13	Wskaźnik aktywności po 28 dniach	$54,0 \pm 3,4$ %	≥ 75 %
14	Początek wiązania* (w/s**)	2,03 (0,38)	$\leq 2,0$ razy dłużej niż czas początku wiązania zaczynu wykonanego z samego cementu porównawczego
15	Wodoządnosc	129 ± 1 %	≤ 95 % (tylko kategoria S)
16	Gęstość	$2263,7 \pm 154,2$ Mg/m ³	–
17	Powierzchnia właściwa wg Blaine'a	2860 ± 80 cm ² /g	–
* – wielokrotność czasu wiązania próbki referencyjnej			
** – wskaźnik wodno-spoiwowy			

uwadnia się zdecydowanie wolniej niż CaO, może powodować nierównomierną zmianę objętości przy dojrzewaniu tworzyw na bazie badanego popiołu [12]. Ze względu na określenie zawartości tylko rozpuszczalnej formy fosforanów (jako P_2O_5), nie jest znany całkowity udział masowy fosforu ogólnego, który dochodzić może nawet do 1,5 % [10]. Obecność w popiołach fosforu może wpływać negatywnie na alit oraz opóźniać proces hydratacji cementu w betonach na bazie

tego dodatku [11]. Prawdopodobnie stąd wynika wydłużony początek czasu wiązania zaczynu na bazie rozpatrywanego popiołu. Wysoka miałość popiołu (ponad 60,0 % masy) oraz znacznie podwyższona wodożądność (129,0 % w porównaniu z zaprawą referencyjną) wpłynie negatywnie na urabialność mieszanki betonowej.

Popioły z TPKOŚ nie spełniają założeń normy PN-EN 450-1 [23-25]. Zapisy normy PN-EN 197-1 [22] dyskwalifikują popioły z TPKOŚ jako składnik główny oraz drugorzędny cementu ze względu na genezę (palenisko nieopalone pyłem węglowym), a także ze względu na miałość i wysoką wodożądność (tabela 2.).

Podobna sytuacja ma miejsce w przypadku popiołów ze spalania węgla brunatnego (zbyt duża zawartość reaktywnego tlenku wapnia [26, 5]), jednak są one powszechnie stosowane jako dodatek do różnego rodzaju spoiw [22] oraz mieszanek betonowych na podstawie aprobat technicznych.

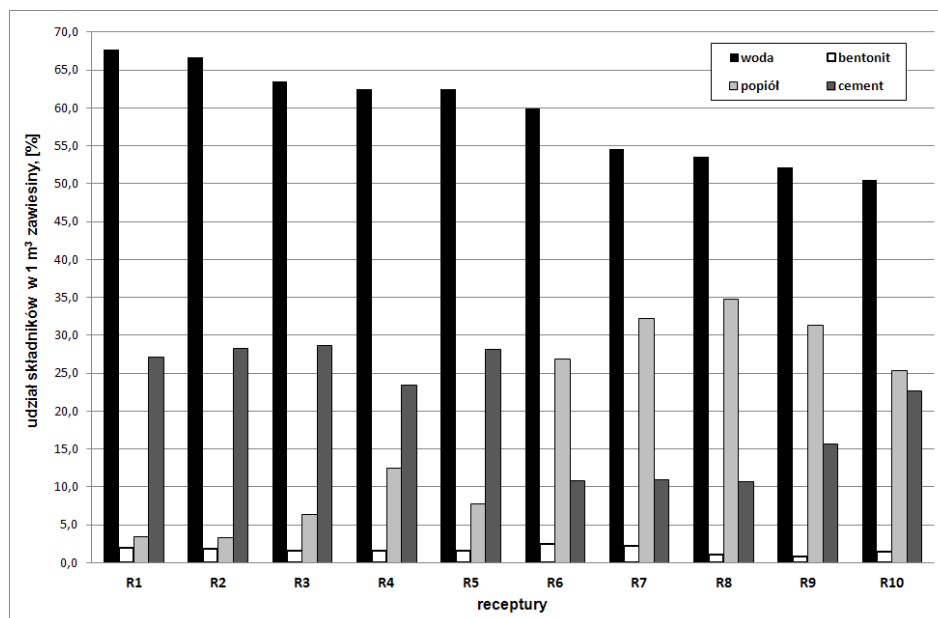
Pomijając kwestie formalne popiół z TPKOŚ cechuje wiele problematycznych dla technologii betonu właściwości, które nie stanowią przeszkody do stosowania go w technologii zawiesin twardniejących.

Technologia zawiesin twardniejących nie stawia popiołom wyżej wymienionych wymagań, w szczególności wymagań dotyczących wodożądności. Wynika to z faktu, że woda stanowi składnik mieszaniny przeważający objętościowo i jej ilość jest wystarczająca do zwilżenia dodatków mineralnych oraz zachowania odpowiedniej konsystencji zawiesiny. Wpływ wodożądności na mrozoodporność jest pomijalny ze względu na fakt, iż zawiesiny nie są mrozoodporne, a konstrukcje z nich wykonywane (głównie w podłożu gruntowym) są chronione przed przemarzaniem [9].

4. Receptury zawiesin twardniejących

Do sporządzenia zawiesin twardniejących wykorzystano: wodę wodociągową, bentonit sodowy (DYWONIT), cement CEM I 32,5R, lotny popiół z TPKOŚ.

Na rysunku 1. przedstawiono udział wymienionych składników w % na 1 m³ zawiesiny (receptury od R1 do R10).



Rys. 1. Procentowy udział składników w 1,0 m³ zawiesiny

Fig 1. The percentage of components in 1,0 m³ of slurry

5. Metody badań

5.1. Badania zawiesin w stanie płynnym (właściwości technologiczne)

Pomiary gęstości ρ zawiesin w stanie płynnym wykonano przy użyciu wagi ramiennej typu Baroida [2].

Lepkość umowną L zawiesiny badano przy użyciu wiskozymetru wypływowego (lejek Marsha). Mierzono czas (w sekundach) wypływu 1000 ml płynnej zawiesiny (z 1500 ml zawiesiny umieszczonej w lejku) [2].

Odstój dobowy wody O_d określano jako procentowy udział objętości wody wydzielającej się samoistnie z 1,0 dm³ zawiesiny po dobie jej pozostawiania w bezruchu w cylindrze pomiarowym [13].

Oznaczenie wytrzymałości strukturalnej zawiesiny płynnej (największej wartości naprężenia ścinającego, przy której następuje zniszczenie struktury układu dyspersyjnego) wykonano za pomocą szirometru [2].

Próbki zawiesiny do badań po stwardnieniu były formowane w cylindrycznych formach stalowych oraz z PCV o $d = h = 80$ mm. Do momentu związania próbki były przechowywane w formach pod okryciem z folii, w pomieszczeniu laboratoryjnym. Po 2-3 dobach próbki były wyjmowane z form stalowych i zanurzane całkowicie w wodzie wodociągowej, w której dojrzewały do momentu badania. Próbki wykonywane w formach z tworzywa sztucznego (PCV) (rys. 2.)

i przeznaczone do badań przepuszczalności hydraulicznej nie były wyjmowane z form, ale umieszczane w wodzie, i tak przechowywane do momentu badania. Wszystkie próbki dojrzewały w stałej temperaturze $+18^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

5.2. Badania zawiesin po stwardnieniu

Oznaczenie wszystkich właściwości po stwardnieniu przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania próbek.

Gęstość objętościową ρ_o stwardniałej zawiesiny określano na próbkach walcowych z form stalowych według procedury opisanej w normie [16].

Przepuszczalność hydrauliczna k_{10} stwardniałych zawiesin twardniejących jest bardzo niska (analogicznie jak gruntów spoistych) i w związku z tym czas potrzebny do uzyskania równowagi dopływu i odpływu wody z próbki w badaniach ze stałym spadkiem hydraulicznym jest długi. W takim przypadku wykorzystuje się metody badania przepuszczalności przy zmiennym spadku hydraulicznym. Sposób ten polega na określaniu, w ustalonych chwilach czasu t_1 , t_2 , itd., wartości naporów hydraulicznych h_1 , h_2 , itd. wywieranych przez słup wody w rurce dopływowej, o powierzchni przekroju a , podczas przepływu cieczy przez próbkę o długości (wysokości) L_p i powierzchni przekroju poprzecznego A . W tym przypadku przepuszczalność hydrauliczną można wyznaczyć ze wzoru (1):

$$k_T = \frac{a \cdot L_p}{A \cdot \Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [\text{m/s}] \quad (1)$$

gdzie: k_T – przepuszczalność hydrauliczna w temperaturze T [m/s];

a – powierzchnia przekroju poprzecznego rurki zasilającej [m²];

L_p – długość (wysokość) badanej próbki [m];

A – pole powierzchni przekroju poprzecznego próbki, [m²];

$\Delta t = t_2 - t_1$, – czas między pomiarami naporów h_1 i h_2 [s];

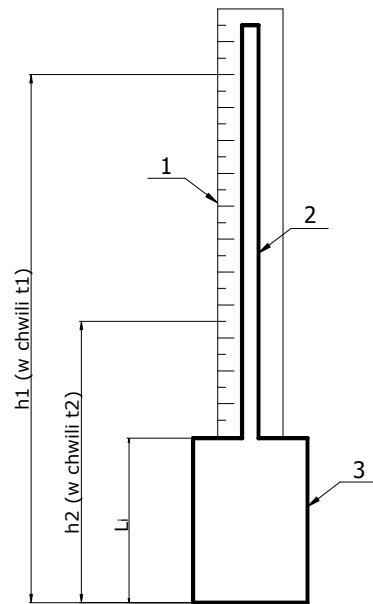
h_1 i h_2 – wartości naporów hydraulicznych w chwilach t_1 i t_2 , [m].

Badania przepuszczalności hydraulicznej zawiesin twardniejących przy użyciu wody wodociągowej zostały przeprowadzone w specjalnie wykonanych, chemoodpornych aparatach z tworzywa sztucznego (pleksi i PVC) (rys. 2.). Działanie na badaną próbkę medium filtrującego (woda pitna) odbywało się w sposób grawitacyjny. Wykonywano pomiary z malejącym, początkowym spadkiem hydraulicznym. Zakres stosowanych gradientów wynosił od 0 do 45. Pomiary naporów hydraulicznych (odczyt na skali pomiarowej) wykonywano w kilku odstępach czasowych (od 3 do 6), wynoszących 30 min. W celu zapewnienia powtarzalności wyników do badania wykorzystywano po 3 próbki zawiesiny w serii.

Przepuszczalność hydrauliczna obliczona ze wzoru (1) nie uwzględnia wpływu temperatury filtrującej cieczy. Wartości k_T uzyskane z badań (w temperaturze T) przeliczano na wartości k_{10} odpowiadające temperaturze $+10^{\circ}\text{C}$. Korzystano przy tym ze wzoru (2):

$$k_{10} = \frac{k_T}{0,7 + 0,03T} \quad [\text{m/s}] \quad (2)$$

Wytrzymałość na ściskanie f_c zawiesiny twardniejącej określano na próbkach walcowych z form stalowych, według normy [17].



Rys. 2. Schemat badania przepuszczalności hydraulicznej przy zmiennym spadku hydraulicznym: 1 – skala pomiarowa; 2 – rurka z PVC; 3 – forma z próbką; h_1 , h_2 – napory hydrauliczne w chwilach t_1 , t_2

Fig 2. Scheme of testing hydraulic conductivity with variable hydraulic gradient:

1 – measuring scale; 2 – PVC pipe; 3 – sample of hardening slurry; h_1 , h_2 – hydrodynamic thrust in moments t_1 , t_2

6. Wyniki badań

6.1. Właściwości technologiczne zawiesin twardniejących

Wartości parametrów technologicznych badanych zawiesin twardniejących (w stanie płynnym) przedstawiono w formie graficznej na rysunkach 2-5.

6.2. Właściwości użytkowe zawiesin twardniejących

W tabeli 4. przedstawiono wartości średnie badanych parametrów użytkowych zawiesin twardniejących (po stwardnieniu). W nawiasach podano miarę rozrzutu wyników, w formie współczynnika zmienności ν [%].

Tabela 4. Wartości parametrów użytkowych (po stwardnieniu) badanych zawiesin twardniejących

Table 4. Functional parameters of hardening slurries (after hardening)

Lp.	Zawiesi- na	Wskaźniki		Gęstość obje- tościowa ρ_o [g/cm ³]	Przepuszczalność hydrauliczna k_{10} [m/s]	Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]
		w/s	w/c			
1	R1	2,09	2,50	1,321 (0,5)	$2,24 \times 10^{-8}$ (13,9)	1,03 (10,2)
2	R2	1,99	2,35	1,333 (0,1)	$2,32 \times 10^{-8}$ (15,2)	1,19 (0,6)
3	R3	1,74	2,22	1,355 (0,5)	$1,03 \times 10^{-8}$ (32,8)	1,41 (1,5)
4	R4	1,67	2,67	1,363 (0,5)	$1,51 \times 10^{-8}$ (16,4)	0,67 (1,1)
5	R5	1,67	2,22	1,368 (0,5)	$4,99 \times 10^{-9}$ (30,2)	1,58 (4,0)
6	R6	1,49	5,56	1,374 (1,4)	$1,07 \times 10^{-6}$ (19,7)	0,20 (13,4)
7	R7	1,20	5,00	1,398 (1,3)	$8,84 \times 10^{-7}$ (15,2)	0,21 (21,7)
8	R8	1,15	5,00	1,429 (1,1)	$5,89 \times 10^{-7}$ (10,2)	0,23 (10,1)
9	R9	1,09	3,33	1,462 (1,0)	$3,15 \times 10^{-7}$ (15,2)	0,33 (8,5)
10	R10	1,02	2,22	1,504 (0,7)	$3,88 \times 10^{-8}$ (11,1)	1,11 (23,4)

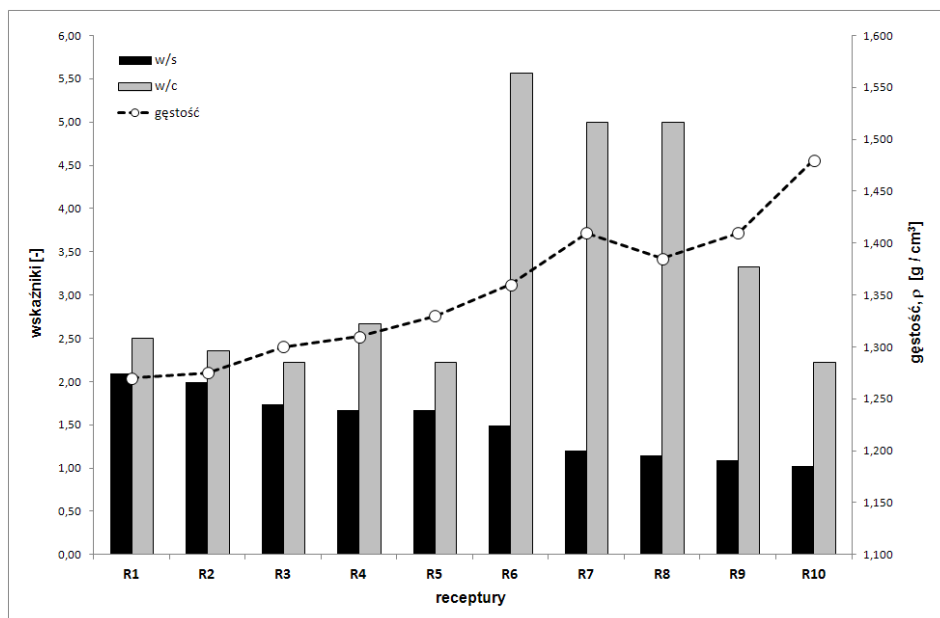
7. Analiza wyników badań

Wartości parametrów technologicznych badanych zawiesin przedstawiono na rysunkach 2 ÷ 5 w odniesieniu do wskaźników: w / s (woda / suche składniki) oraz w / c (woda / cement).

Wielkości zmierzone porównano z wymaganiami podanymi w tabeli 1., tj. wartościami parametrów technologicznych zawiesin twardniejących stosowanych do wykonywania przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych.

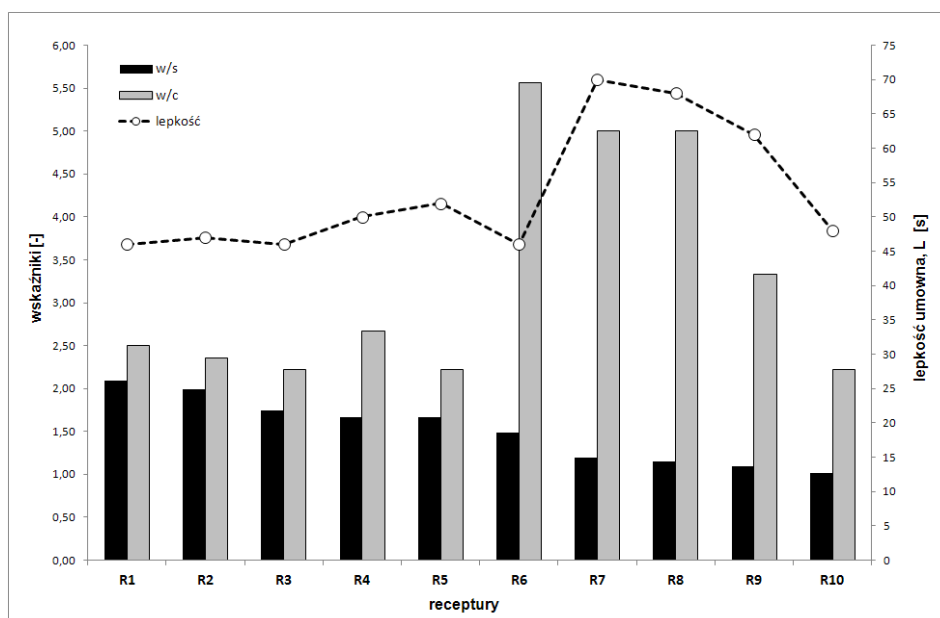
Analizując gęstość (Rys. 3.) należy zauważyć, iż jej wartość jest na poziomie wystarczającym do zapewnienia stateczności głębionego wykopu (z wyłączeniem metody wibracyjnej WIPS) dla wszystkich badanych receptur w technologii wgłębnego mieszania gruntu (DSM) oraz wykopu wąskoprzestrzennego. Wartość gęstości zawiesin rośnie (generalnie), wraz ze spadkiem wskaźnika w / s.

Lepkość umowna zawiesin R7, R8 i R9 przekracza wartości dopuszczalne (szacowane na maks. 50 s) ze względu na możliwość transportu hydraulicznego zawiesiny w miejsce wbudowania oraz jej przemieszczanie w drążonym wykopie. Zmiany wartości lepkości umownej analizowanych zawiesin względem wskaźników w / c i w / s nie znajdują potwierdzenia istotnego statystycznie (Rys. 4.).



Rys. 3. Gęstości vs. współczynniki w / s oraz w / c

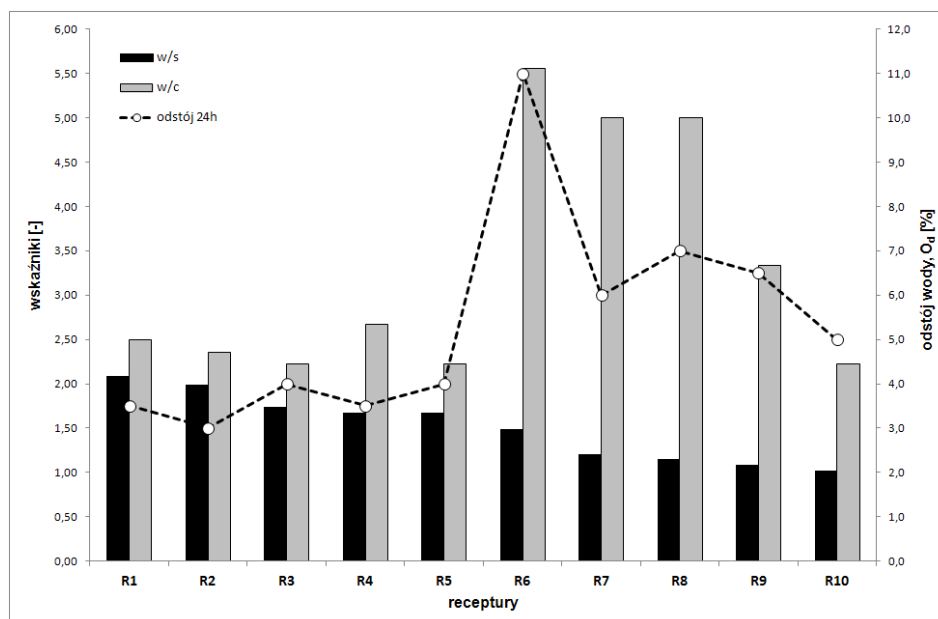
Fig. 3. Density vs. w / s and w / c coefficients



Rys. 4. Lepkość umowna vs. współczynniki w / s oraz w / c

Fig. 4. Conventional viscosity vs. w / s and w / c coefficients

Zawiesiny od R6 do R10 nie spełniły wyznaczonego kryterium (tab. 1.): maks. wartości odstępu wody ($< 4,0\%$) określonego po 24 godzinach (Rys. 5.). W badanych zawiesinach stwierdzono wyraźną korelację zmian wartości odstępu dobowego jedynie względem wskaźnika w/c (wsp. korelacji $r = 0,85$).



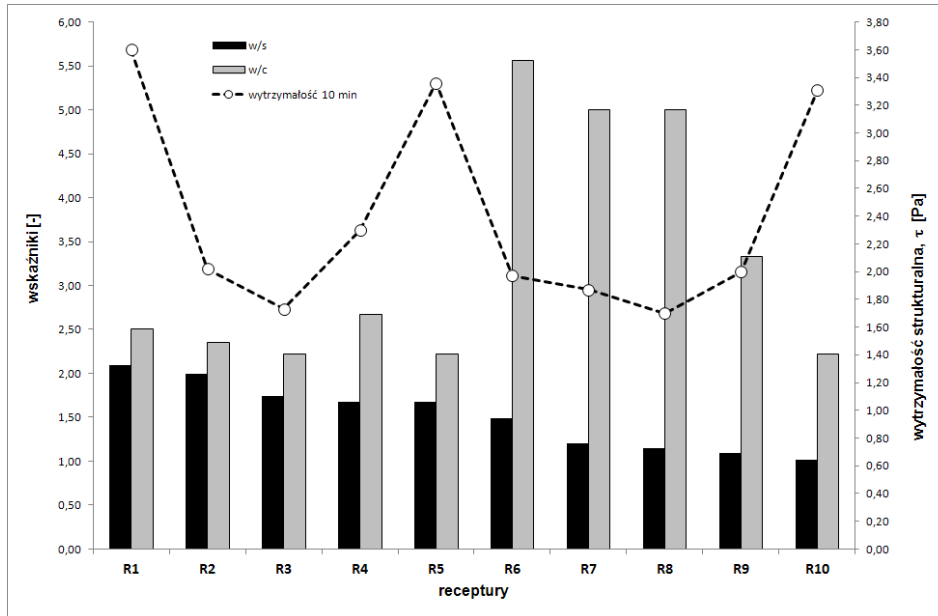
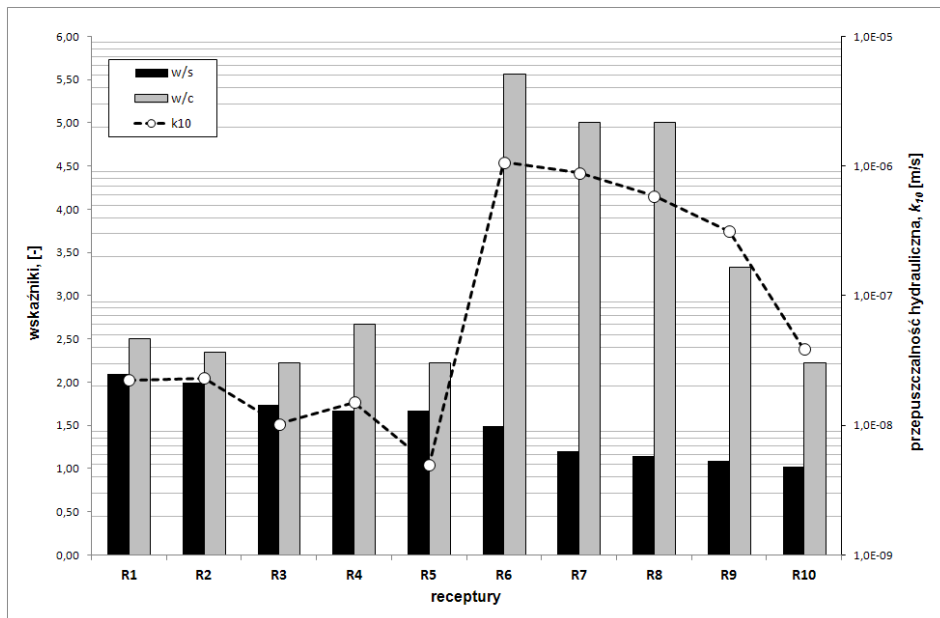
Rys. 5. Odstój wody vs. współczynniki w/s oraz w/c

Fig. 5. Water setting vs. w/s and w/c coefficients

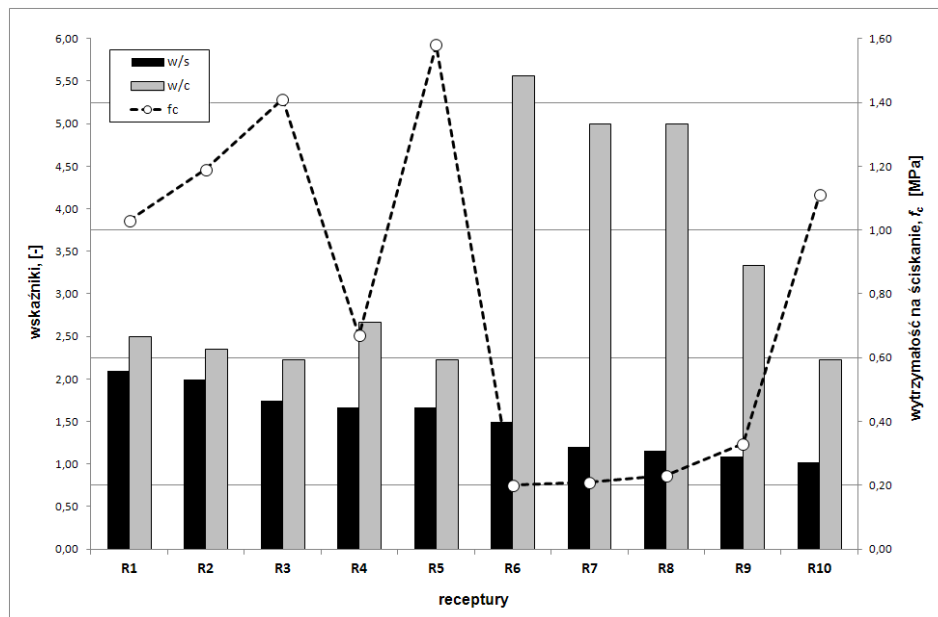
Wartość dopuszczalną wytrzymałości strukturalnej (po 10 minutach, powyżej $1,4\text{ Pa}$ [28]) osiągnęły wszystkie badane zawiesiny (Rys. 6.), jednak nie stwierdzono statystycznie istotnej zależności tego parametru od wskaźników w/c oraz w/s .

Odnośnie do parametrów użytkowych badanych zawiesin (tab. 4.) można stwierdzić, że gęstość objętościowa po stwardnieniu jest na akceptowalnym poziomie dla wszystkich zawiesin, a zmiana (wzrost) tego parametru jest (generalnie) odwrotnie proporcjonalna do wskaźnika w/s .

Kryterium dotyczące przepuszczalności hydraulicznej (wartość preferowana $k_{10} \leq 1,0 \times 10^{-8}\text{ m/s}$) zostało spełnione jedynie w przypadku receptury R5 ($k_{10} = 4,99 \times 10^{-9}\text{ m/s}$). Nieznaczne przekroczenie wartości progowej zanotowano w przypadku zawiesin R1 – R4 (Rys. 7.). Wszystkie zawiesiny (generalnie) wykazały spadek wartości k_{10} wraz z obniżeniem wskaźnika w/c . Przedstawione wyniki potwierdzają silną zależność ($r = 0,97$) szczelności zawiesiny (k_{10}) od wskaźnika wodnocementowego (w/c).

Rys. 6. Wytrzymałość strukturalna vs. współczynniki w/s oraz w/c Fig. 6. Structural strength vs. w/s and w/c coefficientsRys. 7. Przepuszczalność hydrauliczna vs. współczynniki w/s oraz w/c Fig. 7. Hydraulic conductivity vs. w/s and w/c coefficients

W przypadku zawieszin twardniejących stosowanych w realizacji przesłon przeciwfiltracyjnych w wałach przeciwpowodziowych, wartości wytrzymałości na ściskanie projektuje się na poziomie: od 0,5 do 2,0 MPa (tab. 1.). Wartości progowe f_c uzyskały jedynie zawiesziny R1 – R5 oraz R10 (rys. 8.). Stwierdzono związek między wytrzymałością na ściskanie, a wskaźnikiem w/c ($r = -0,88$). W przypadku zawieszin, których wytrzymałości na ściskanie spełniły wymagania (od R1 do R5 oraz R10), korelacja f_c i wskaźnika (w/c) jest jeszcze silniejsza ($r = -0,98$).



Rys. 8. Wytrzymałość na ściskanie vs. współczynniki w/s oraz w/c

Fig. 8. Compressive strength vs. w/s and w/c coefficients

8. Podsumowanie

Ujmując analizowane właściwości kompleksowo, tj. zarówno właściwości technologiczne jak i użytkowe, należy stwierdzić, iż wszystkie wymagania stawiane zawieszinom twardniejącym, stosowanym do realizacji uszczelnień wałów przeciwpowodziowych (tab. 1.), spełniła jedynie zawieszina R5.

Wskazuje to na możliwość zastosowania lotnego popiołu z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych jako dodatku do zawieszin twardniejących.

W celu poprawy szczelności i wytrzymałości badanych zawieszin należy zwiększyć udział spoiwa. Może to być stosowany podczas badań cement portlandzki lub inne mineralne materiały wiążące, np. mielony żużel wielkopiecowy

lub lotny popiół ze spalania węgla kamiennego lub brunatnego (Uboczny Produkt Spalania), co powinno zostać potwierdzone w odpowiednich badaniach.

Przedstawione wymagania odnośnie do zawiesin twardniejących nie wyczerpują zagadnienia ekspozycji zawiesin na inne oddziaływania, np. agresję chemiczną środowiska zanieczyszczonych wód gruntowych, gdzie często wykonywane są przesłony przeciwfiltracyjne.

Prezentowane badania nie wyczerpują tematu i niezależnie od możliwego wykorzystania przedstawionych wyników w praktyce projektowania przesłon przeciwfiltracyjnych niezbędne jest kontynuowanie prac badawczych. Niewątpliwie istotne będą eksperymenty związane z odpornością korozyjną zawiesin z dodatkiem popiołów z TPKOŚ oraz immobilizacji związków niebezpiecznych w matrycy zawiesiny.

Zaproponowany kierunek wykorzystania lotnego popiołu z termicznego przekształcania osadów ściekowych wpisuje się w szeroko pojętą politykę zrównoważonego rozwoju.

Literatura

- [1] Białowiec Andrzej, Wojciech Janczukowicz, Mirosław Krzemieniewski. 2009. „Możliwości zagospodarowania popiołów po termicznym unieszkodliwianiu osadów ściekowych w aspekcie regulacji prawnych”. Środkowo-Pomorskie Towarzystwo Naukowe Ochrony Środowiska nr 11: 959-971.
- [2] BN-90/1785-01, 1990, Płuczka wiertnicza. Metody badań w warunkach polowych.
- [3] Borowski Gabriel, Magdalena Gajewska, Elżbieta Haustein. 2014. „Możliwości zagospodarowania popiołów z termicznego przekształcania osadów ściekowych w kotłach fluidalnych”. Inżynieria i Ochrona Środowiska, nr 17.
- [4] Borys M.. 2012. „Przegrody przeciwfiltracyjne z zawiesin twardniejących w korpach i podłożu wałów przeciwpowodziowych”. Wiadomości melioracyjne i łąkarskie, nr 2 (433): 89-95.
- [5] Giergiczny Zbigniew. 2013. *Popiół lotny w składzie cementu i betonu*. Opole. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.
- [6] Główny Urząd Statystyczny. Ochrona środowiska. 2004-2016.
- [7] ISO 9964-3:1993, 1993, Water quality – Determination of sodium and potassium – Part 3: Determination of sodium and potassium by flame emission spectrometry.
- [8] Kledyński Zbigniew, Paweł Falaciński, Agnieszka Machowska, Dyczek J., Kotwica Ł. 2016. „Utilisation of CFBC fly ash in hardening slurries for flood-protection dikes”. Archives of Civil Engineering, vol. LXII (3): 75-87.
- [9] Kledyński Zbigniew, Leszek Rafalski. 2009. *Zawiesiny twardniejące*. Warszawa. KILiW PAN, IPPT PAN.
- [10] Łukawska Monika. 014. „Analiza specjacyjna fosforu w osadach ściekowych po termicznym spalaniu”. Inżynieria i Ochrona Środowiska, nr 17 (3): 433-439.
- [11] Małolepszy Jan, Ewelina Tkaczewska. 2006. „Wpływ popiołów lotnych ze współspalania węgla kamiennego i biomasy na proces hydratacji i właściwości cementu”. w: Materiały konferencji Dni Betonu, Wisła: 591-601.

- [12] Pachowski Jan. 1976. *Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym*. Warszawa. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności.
- [13] PN-85/G-02320, 1985, Wiertnictwo. Cementy i zaczyny cementowe do cementowania w otworach wiertniczych.
- [14] PN-EN 1097-7:2008, 2008, Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw – Część 7: Oznaczanie gęstości wypełniacza - Metoda piknometryczna.
- [15] PN-EN 12390-3, 2011, Badanie betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
- [16] PN-EN 12390-7, 2011, Badanie betonu. Część 7: Gęstość betonu.
- [17] PN-EN 1538+A1, 2015-08, Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ściany szczelinowe.
- [18] PN-EN 196-1:2006, 2006, Metody badania cementu – Część 1: Oznaczanie wytrzymałości.
- [19] PN-EN 196-2:2006, 2006, Metody badania cementu - Część 2: Analiza chemiczna cementu.
- [20] PN-EN 196-3+A1:2011,2011, Metody badania cementu – Część 3: Oznaczanie czasów wiązania i stałości objętości.
- [21] PN-EN 196-6:2011, 2011, Metody badania cementu - Część 6: Oznaczenie stopnia zmielenia.
- [22] PN-EN 197-1:2012, 2012, Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
- [23] PN-EN 450-1:2012, 2012, Popiół lotny do betonu – Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności.
- [24] PN-EN 451-1:2004, 2004, Metoda badania popiołu lotnego – Część 1: Oznaczanie zawartości wolnego tlenku wapnia.
- [25] PN-EN 451-2:1998, 1998, Metoda badania popiołu lotnego – Oznaczanie mialkości przez przesiewanie na mokro.
- [26] Ostrowski M.. 2011. „Charakterystyka morfologii popiołów lotnych ze spalania węgla brunatnych”. *Prace Instytutu Ceramiki i Materiałów Budowlanych*, nr 4: 136-150.
- [27] Rajczyk Krystyna. 2012. *Popioły lotne z kotłów fluidalnych i możliwości ich uszlachetniania*. Opole. Wydawnictwo Instytut Śląski.
- [28] Szczygielski Tomasz. 2009. „Uboczne produkty spalania w drogownictwie”. *Normy a aprobaty techniczne, Autostrady*, nr 10: 72-81.

FLY ASH FROM THERMAL UTILIZATION OF MUNICIPAL SEWAGE SLUDGE AS A POTENTIAL BUILDING MATERIAL

S u m m a r y

In recent years there has been a rapid increase in by-products in the purification of waste water treatment – sewage sludge. It is a derivative of Polish civilization development and construction of modern sewage treatment plants. More stringent regulations and established strategic goals wastewater determine the development of modern methods of disposal of sewage sludge: thermal techniques. As a result of such actions amount resulting fly ash from thermal utilization of municipi-

pal sewage sludge has been growing significantly. Intensive work on the possibility of environmentally safe development of this type of waste.

The article presents the characteristics of ash formation as well as its basic physical and chemical properties against the background of the existing criteria for additives for concrete materials. The main part of the paper presents the results of technological and functional parameters of hardening slurries with the addition of fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge. As a comparative criterion applicable requirements in relation to slurries applied during the implementation of the cut-off walls in water embankment.

Key words: hardening slurry, fly ash from thermal utilization of municipal sewage sludge

Przesłano do redakcji: 25.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Marta KADELA¹

ZASTOSOWANIE PIANOBETONU W WARSTWACH KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI DROGOWEJ

Pianobeton jest klasyfikowany jako beton lekki, który powstał poprzez zamknięcie w zaczynie cementowym porów powietrza, utworzonych przy użyciu środka pianotwórczego. Chociaż sam pianobeton jest znany od około 100 lat, praktyczne jego zastosowanie dotychczas ograniczało się głównie jako materiału niekonstrukcyjnego. Przez wiele lat był stosowany jako materiał stosowany do wypełnienia wolnych przestrzeni przy ścianach oporowych, izolacja fundamentów, warstwa pod posadzką oraz jako izolacja akustyczna. Jednakże w ostatnich latach rośnie zainteresowanie pianobetonem jako materiałem konstrukcyjnym. W artykule przedstawiono zastosowanie pianobetonu w drogownictwie, ze szczególnym uwzględnieniem nawierzchni drogowych. Przedstawiono również wyniki badań laboratoryjnych oraz analiz numerycznych, stanowiących przesłankę do zastosowania pianobetonu w warstwie podbudowy pomocniczej nawierzchni drogowej. W ramach badań laboratoryjnych, mających na celu wyznaczenie właściwości fizycznych materiału przeprowadzono badania wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałości na rozciąganie i badanie nasiąkliwości. Wykazano, że dla pianobetonu wraz ze wzrostem gęstości wrasta wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, natomiast spada nasiąkliwość materiału. Ponadto wykonano także badanie mrozoodporności, gdzie próbki pianobetonu zostały poddane 25 cyklom zamrażania-odmrażania. Zaobserwowano 15% spadek wytrzymałości na ściskanie próbek poddanych cyklom zamrażania-odmrażania w porównaniu do próbek nie poddanych działaniu mrozu (świadków). Wyniki analiz numerycznych wskazują, że w spodzie warstwy podbudowy pomocniczej z materiałów stabilizowanych spoiwami hydraulicznymi dla nawierzchni kategorii ruchu KR5 ułożonej na podłożu o nośności G1 ÷ G4, powstają naprężenia rozciągające niższe niż wytrzymałość na rozciąganie dla pianobetonów o gęstości 860 ÷ 1060 kg/m³.

Słowa kluczowe: beton lekki, metody mechaniczne, metody numeryczne, MES

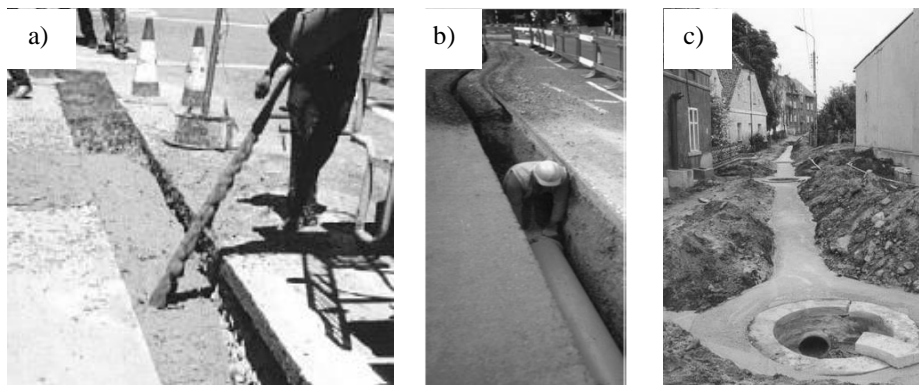
¹ Marta Kadela, Instytut Techniki Budowlanej, 00-611 Warszawa, ul. Filtrowa 1, +48 32 7302948, m.kadela@itb.pl

1. Wstęp

1.1. Uwagi ogólne

Pianobeton klasyfikuje się jako beton lekki o większej niż 20% objętości porów w zaczynie cementowym, wytworzonych przy zastosowaniu odpowiedniego środka pianotwórczego [33]. Materiał ten charakteryzuje się specyficznymi cechami takimi jak: dobra płynność, samozagęszczalność, samopoziomowanie, stabilność wymiarowa i przede wszystkim mała gęstość, a jego skład może tak być projektowany, by materiał wykazywał małą wytrzymałość, dobre właściwości termoizolacyjne, dobrą nośność przy relatywnie małej gęstości. To właśnie możliwość uzyskania szerokiego zakresu gęstości, wbudowywania go w formie ciekłej oraz łatwy proces wytwarzania produkcji są głównymi walorami pianobetonu, pozwalającymi na jego zastosowanie w różnych specyficznych rozwiązaniach [6, 10, 27]. W drogownictwie szczególnie docenia się łatwość jego wbudowania i usunięcia np. przy przebudowie.

W budownictwie komunikacyjnym może być stosowany jako materiał niekonstrukcyjny (wypełniający, pomocniczy) lub jako materiał konstrukcyjny, wbudowany w warstwy nawierzchni drogowej. Osobną ścieżkę stanowi zastosowanie pianobetonu w komunikacyjnych obiektach mostowych, w tunelach, przepustach itp. [2, 3], czy w posadowieniu obiektów towarzyszących, np. stacji benzynowej [28].



Rys. 1. Pianobeton jako materiał wypełniający, na podstawie [1, 30, 31]

Fig. 1. Foamed concrete as material to filling backfill, based on [1, 30, 31]

Jako materiał wypełniający może być zastosowany przy wypełnieniu pustych przestrzeni (rys. 1a) lub przy robotach związanych z wykonaniem infrastruktury technicznej w obrębie drogi np. przy wypełnieniu starych rur kanalizacyjnych, przestrzeni międzyrurowej instalacji wodnych i kanalizacyjnych (rys. 1b), czy przestrzeni przy studzienkach kanalizacyjnych (rys. 1c). Często

stosuje się go przy robotach remontowych infrastruktury technicznej, gdyż dzięki łatwemu wykonaniu, skrócony zostaje czas wykonywania robót, a tym samym wyłączenia drogi z ruchu.

W Polsce rozwiązanie takie zostało zastosowane w Głogowie, gdzie płytkie wykopy pod nowo położoną sieć kanalizacyjną (o głębokości 0,4÷0,6 m pod nawierzchnią drogi) zostały wypełnione pianobetonem, bezpośrednio na którym ułożona została nawierzchnia drogi [1].

Docenienie zalet pianobetonu związanych z jego łatwym wbudowywaniem oraz małą gęstością można dostrzec w wielu konstrukcjach nawierzchni, między innymi przy rekonstrukcji i przebudowie nawierzchni drogowych, przy poszerzaniu pasów jezdni, tworzeniu miejsc postojowych, czy drogach na słabym podłożu [3, 4, 9, 23].

Jednym z takich projektów jest rekonstrukcja nawierzchni drogi Cypress Avenue w stanie Oakland w USA po rozległych uszkodzeniach w skutek trzęsienia ziemi w 1989 r. Warstwa z pianobetonu o gęstości 500 kg/m³ i wytrzymałości 1,0 MPa została wykonana w celu zmniejszenia wpływu oddziaływania przekazywanego z podłoża i zmniejszenia w ten sposób szkód spowodowanych wstrząsem sejsmicznym w przyszłości [3]. Pianobeton został wykorzystany także przy przebudowie czteropasmowej autostrady The Central Road (rys. 2.) w Schaumburg w stanie Illinois (USA). Wykonano wówczas lekkie wypełnienie z dwóch warstw z pianobetonu (pierwsza o gęstości 400 kg/m³ i grubości 0,9 m, a druga – o gęstości 500 kg/m³ i grubości 0,43 m) na odcinku o długości przekraczającej 3 km i na pełnej szerokości drogi. Rozwiązanie takie zostało zaproponowane z uwagi na panujące warunki gruntowe – tereny bagienne z położonymi, na głębokości 3÷5 m pod powierzchnią, miękkoplastycznymi gruntami organicznymi (torfem).



Rys. 2. Zastosowanie pianobetonu przy przebudowie Central Road, na podstawie [32]

Fig. 2. An application of foamed concrete during the reconstruction of Central Road, based on [32]

W Wielkiej Brytanii pianobeton po raz pierwszy został zastosowany w nawierzchni autostrady w 1970 r. Jako materiał budowlany, konkurencyjny do powszechnie stosowanych, został jednak uznany dopiero po około 10 latach. Przykładem jego zastosowania może być wbudowanie pianobetonu o gęstości 500 kg/m^3 w nawierzchnie dwóch dróg dojazdowych do kompleksu biurowego Canary Wharf w dzielnicy Londynu Docklands [3]. Innym przykładem jest wykorzystanie pianobetonu jako materiału bazowego do wykonania dróg, w nowo wybudowanej strefie przemysłowej Hertfordshire (UK). Rozwiązanie to przyjęto, z uwagi na zalegające w podłożu gruntowym torfy, które w połączeniu z wysokim poziomem wód gruntowych, przyczyniły się do powstania licznych podtopień [29].

W Polsce pianobeton został użyty jako podbudowa pod nawierzchnię z kostki betonowej, np. przy parkingu salonu meblowego firmy Baxpol w Toruniu [24].

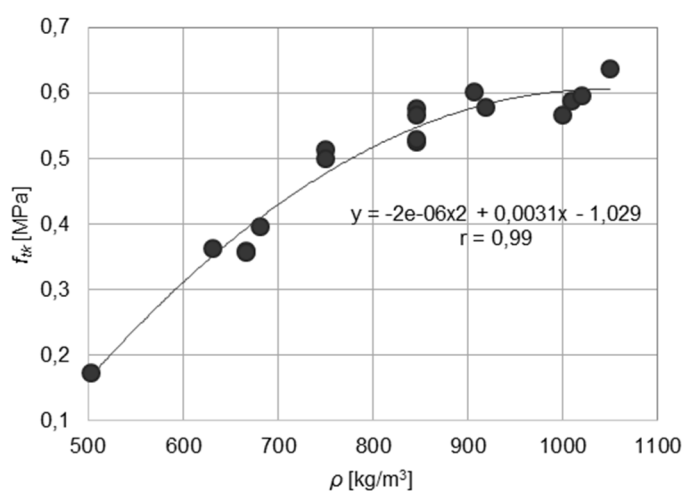
Projektowanie dróg publicznych wszystkich klas odbywa się, bazując na katalogu [11] lub stosując indywidualne projektowanie przy użyciu metod mechanicznych opierających się na kryteriach zmęczeniowych. Zgodnie z niniejszym katalogiem w warstwę podbudowy pomocniczej nawierzchni dla kategorii ruchu KR5÷KR7 może być wbudowany beton C5/6 o wytrzymałości na ściskanie $f_c \leq 10 \text{ MPa}$. Oszacowano na podstawie rys. 6, że wymaganie takie spełnia także pianobeton o gęstości w zakresie $860 \div 1060 \text{ kg/m}^3$. Dlatego celem sprawdzenia możliwości wbudowania nowego materiału – pianobetonu – w dolne warstwy konstrukcji nawierzchni (podbudowę pomocniczą) zostały przeprowadzone analizy numeryczne układu nawierzchnia drogowa-wzmocnione podłoże gruntowe. Jednakże wprowadzenie do powszechnego stosowania pianobetonu w kontakcie z podłożem gruntowym wymaga oprócz spełnienia określonych wymagań, także zapewnienia dla tego wyrobu odpowiednich właściwości materiałowych i mechanicznych, związanych z występującymi na danym terenie uwarunkowaniami gruntowo-wodnymi oraz czynnikami zewnętrznymi, na które będzie narażony (temperatura, wilgoć, a przede wszystkim prognozowane obciążenie).

2. Charakterystyka materiałowa pianobetonu

Pianobeton jest to materiał, w skład którego wchodzi cement portlandzki 42,5R, woda i środek pianotwórczy w ilości $2 \div 10 \text{ l/100 kg}$ cementu w zależności od pożądanej gęstości materiału [20]. Na podstawie doświadczeń przyjęto wskaźnik wodno-cementowy $w/c=0,44$.

W Polsce jedynym wymaganiem dla zastosowania materiału związanego spoiwami hydraulicznymi w konstrukcji nawierzchni jest wytrzymałość na ściskanie f_c , podczas gdy w niektórych krajach dodatkowo wymaga się odpowiedniej wytrzymałości na rozciąganie. Z uwagi na naprężenia rozciągające w spodzie warstwy oraz możliwość ewentualnego pęknięcia [17, 21, 22], testy takie, chcąc zastosować nowy materiał w konstrukcji nawierzchni, wydają się być szczególnie zasadne.

Badania wytrzymałości na rozciąganie f_{tk} dla pianobetonu o różnej gęstości zostały przeprowadzone na belkach o wymiarach $100 \times 100 \times 500$ mm zgodnie z normą PN-EN 12390-5:2011. Nominalna odległość pomiędzy podporami wynosiła 300 mm. Obciążenie przykładane w połowie szerokości belki było zadawane ze stałą prędkością przemieszczania 0,1 mm/min. Wartość ta została dobrana empirycznie. Na podstawie otrzymanych danych (rys. 3.) wyznaczono dla pianobetonu o gęstości w zakresie $860 \div 1060$ kg/m³ wytrzymałość na rozciąganie równą $0,55 \div 0,67$ MPa.

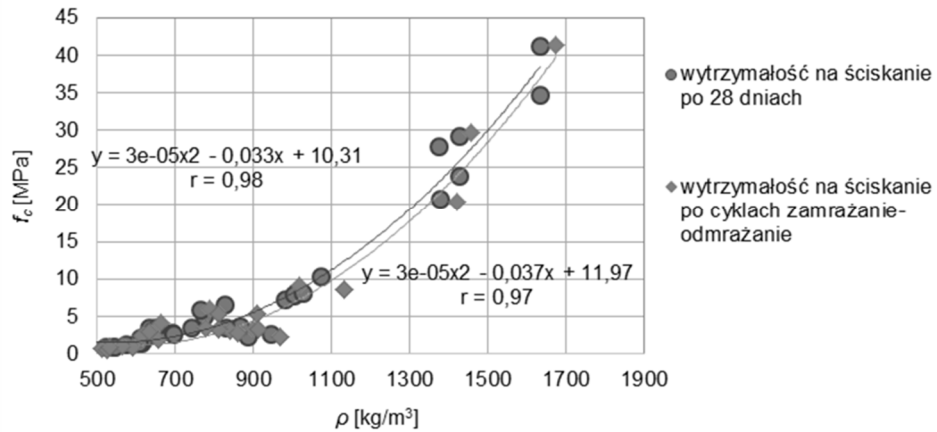


Rys. 3. Wyniki wytrzymałości na rozciąganie w zależności od gęstości pianobetonu

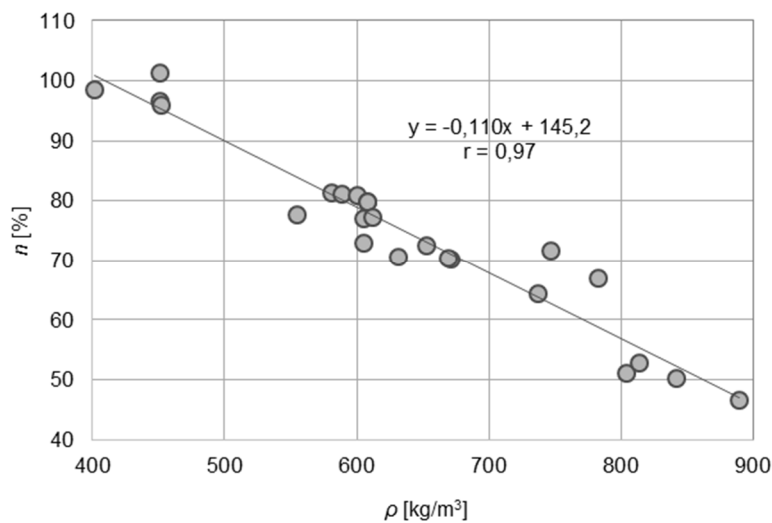
Fig. 3. Results of flexural strength depending on density of foamed concrete

Z uwagi na potencjalne zastosowanie materiału w warunkach zewnętrznych, w kontakcie z podłożem gruntowym, przeprowadzono dodatkowe badania mrozoodporności i nasiąkliwości.

Pianobeton jest stosunkowo nowym materiałem, dla którego nie ma w chwili obecnej znormalizowanych metod badawczych pozwalających na określenie tych właściwości, dlatego badania przeprowadzono na podstawie dostępnej literatury przedmiotu, doświadczenia badawczego laborantów oraz mając na uwadze uwzględnienie m. in. porowatości próbek, ich masy, możliwości występowania skurczu podczas suszenia próbek, a także rzeczywistych warunków związanych z planowanym zastosowaniem badanego materiału. Opis badań przedstawiono w pracy [19]. Z wcześniejszych badań Kadeli i in. [19, 20] wynika, że istnieje statystycznie istotna zależność między gęstością pianobetonu a jego wytrzymałością na ściskanie (rys. 4.) i nasiąkliwością (rys. 5.). Wykazano także, że pianobeton bez względu na swoją gęstość nie ulega korozji mrozowej (rys. 4.).



Rys. 4. Wyniki wytrzymałości na ściskanie w zależności od gęstości pianobetonu
 Fig. 4. Results of compressive strength depending on density of foamed concrete



Rys. 5. Wyniki nasiąkliwości w zależności od gęstości pianobetonu
 Fig. 5. Results of absorption of water depending on density of foamed concrete

Celem oceny zachowania się materiału w rzeczywistych warunkach temperaturowo-wilgotnościowych w dłuższym okresie czasu wylane zostały w dniu 11.08.2014 r. cztery płyty z pianobetonu o różnym składzie (rys. 6.). W trakcie prowadzonych przez około trzy lata obserwacji nie zauważono zmian na powierzchni płyt na skutek oddziaływania czynników zewnętrznych.



Rys. 6. Przykładowa płyta z pianobetonu

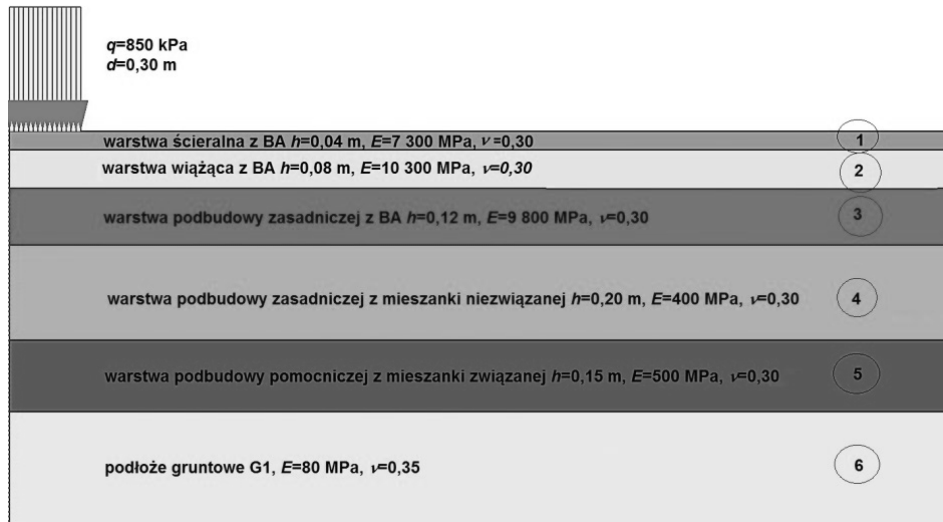
Fig. 6. An example slab of foamed concrete

3. Model obliczeniowy

Do analizy możliwości zastosowania pianobetonu w warstwie konstrukcji nawierzchni wykorzystano metody mechanistyczne. Są to metody projektowania teoretyczno-empiryczne, obejmujące analizę konstrukcji nawierzchni opartą o analizę stanu naprężenia i odkształcenia oraz dodatkowo o wyniki badań eksperymentalnych. Stan naprężenia i odkształcenia wyznacza się w przyjętym modelu obliczeniowym układu nawierzchnia drogowa-podłoże gruntowe. W niniejszej pracy posłużono się modelem obliczeniowym układu nawierzchnia drogowa-podłoże gruntowe z wykorzystaniem powszechnie dostępnego oprogramowania MES, w tym celu wykorzystano program ZSoil.PC. Narzędzie, jakim jest numeryczny model obliczeniowy, może być w pewnym stopniu niejednoznaczne, ponieważ ogólnie model tworzony jest w różny sposób [14]. Przykładem mogą być prace [5, 7, 8, 16, 18, 25, 26]. Na istotę powstałych różnic mają wpływ głównie:

- 1) budowa geometryczna modelu obliczeniowego oraz sposób wprowadzania warunków brzegowych,
- 2) przyjęcie modeli konstytutywnych materiałów warstw konstrukcji oraz modelu podłoża gruntowego, wraz z doбором adekwatnych parametrów modeli,
- 3) sposób realizacji obciążenia w modelach obliczeniowych (2D) lub (3D) [12].

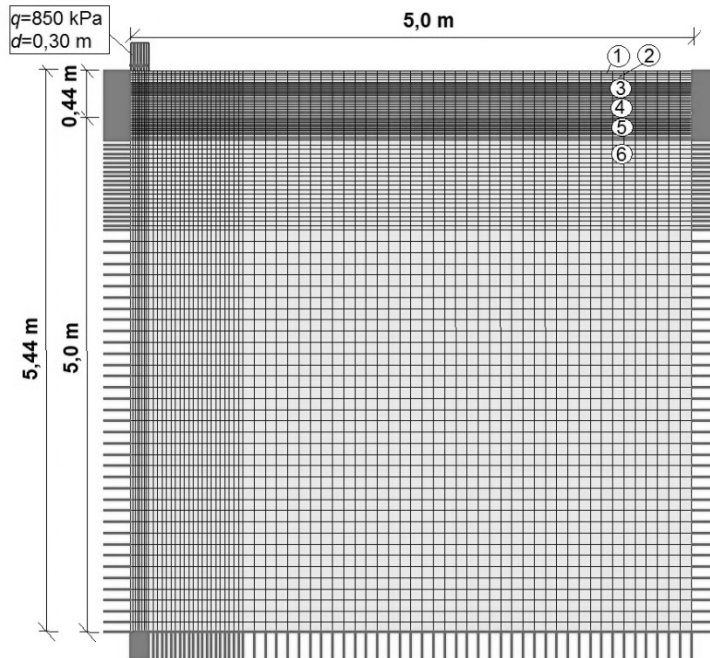
Na potrzeby niniejszego artykułu do obliczeń wykorzystano model obliczeniowy układu nawierzchnia drogowa-podłoże wzmocnione w stanie osiowej symetrii. Do obliczeń przyjęto nawierzchnię typu podatnego A1, dla kategorii ruchu KR5 (układ warstw 1÷4 na rys. 7.). Przedmiotem rozważań było podłoże wzmocnione, gdzie w celu doprowadzenia do odpowiedniej nośności podłoża w dolną warstwę konstrukcji nawierzchni (warstwę podbudowy pomocniczej oznaczonej cyfrą 5 na rys. 7.) została wbudowana mieszanka związana spoiwem hydraulicznym (typ 2 według Katalogu [11]). Rozwiązanie takie zostało wybrane jako reprezentatywne dla możliwości zastosowania pianobetonu.



Rys. 7. Przyjęty układ nawierzchnia-podłoże wzmocnione; nawierzchnia typu A1

Fig. 7. An assumed pavement structure-subgrade system; type A1 pavement structure

Wymiary modelu obliczeniowego MES (rys. 8.) zostały dobrane zgodnie z założeniami opracowanymi w pracy [15]. Przyjęto obciążenie równomiernie rozłożone $q=850$ kPa, co odpowiada obciążeniu osi obliczeniowej pojazdu $P=100$ kN (50 kN na koło). Warstwy nawierzchni i podłoże gruntowe przyjęto jako jednorodne, izotropowe. Poszczególne podukłady zostały opisane związkami liniowej sprężystości. Przyjęto warunki pełnej szczepności pomiędzy warstwami. Model MES został zdyskretyzowany siatką o wymiarach boków równych 10 mm w strefie zagęszczenia pod obciążeniem, a wymiary boków elementów siatki w pozostałym dyskretyzowanym obszarze zostały tak dobrane, by zachować proporcję 1:3 [13].



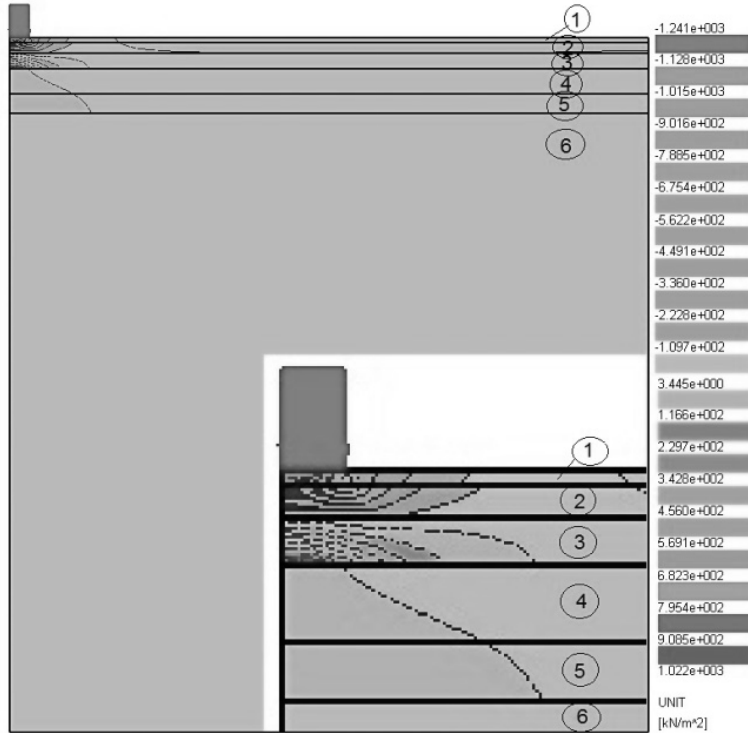
Rys. 8. Model MES układu nawierzchnia-podłoże wzmocnione; nawierzchnia typu A1

Fig. 8. Finite element model of pavement structure-subgrade system; type A1 pavement structure

4. Wyniki

Rozkład naprężenia poziomego wyznaczony na podstawie przeprowadzonych analiz numerycznych układu obliczeniowego nawierzchnia-podłoże wzmocnione został przedstawiony na rys. 9. Maksymalne naprężenie rozciągające w spodzie warstwy związanej spoiwami hydraulicznymi (warstwa na rys. 9.) wynosi 39,34 kPa.

Analizy powtórzono dla podłoża gruntowego o wtórnym module odkształcenia równym 50, 35 i 25 MPa, co odpowiada grupom nośności podłoża (G2, G3 i G4), przyjmując każdorazowo odpowiadający tej grupie zgodnie z Katalogiem [11] układ warstw wzmocnionych (tab. 1). W wyniku przeprowadzonych analiz numerycznych dla wszystkich typowych rozwiązań dolnych warstw konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszanego podłoża, otrzymano bardzo zbliżone wartości naprężenia rozciągającego w spodzie warstwy stabilizowanej spoiwem hydraulicznym $\sigma_{xsr}=39,0\pm 0,5\text{kPa}$. Jako wartość reprezentatywną przyjęto największą otrzymaną wartość $\sigma_{xmax}=39,5\text{kPa}\approx 0,40\text{MPa}$.



Rys. 9. Mapa naprężeń rozciągających

Fig. 9. Maps of flexural stress

Tabela 1. Typowe rozwiązania dolnych warstw konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża w przypadku kategorii ruchu KR5÷KR7 dla typu 2 według [11]

Table 1. Typical scheme of bottom layers of pavement and reinforced layer of subsoil for KR5÷KR7 traffic category according to [11]

Grupa nośności podłoża	G1	G2	G3	G4
Wtórny moduł odkształcenia E_0 [MPa]	80	50	35	25
Układ dolnych warstw konstrukcji i warstwy ulepszonego podłoża				
	- dolna warstwa konstrukcji nawierzchni z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym			
	- warstwa ulepszonego podłoża z mieszanki niezwiązanej lub z gruntu niewysadzinowego (naturalnego lub antropogenicznego) o $CBR \geq 20\%$; o ile to konieczne warstwa ulepszonego podłoża pełni funkcję warstwy odsączającej o $k \geq 8m/dobę$			

Otrzymane wartości naprężeń rozciągających w spodzie warstwy podbudowy pomocniczej są znacznie mniejsze niż wyznaczone w badaniach laboratoryjnych wartości wytrzymałości na rozciąganie dla pianobetonów o gęstości większej niż 680 kg/m^3 (rys. 3.). Próby w skali półtechnicznej potwierdzają zatem możliwość zastosowania pianobetonu jako warstwy podbudowy pomocniczej. Poprawność tego rozwiązania zostanie również oceniona w warunkach *in situ* na poligonie badawczym.

5. Podsumowanie

Obecnie obserwuje się rosnące zainteresowanie pianobetonem zarówno w literaturze przedmiotu (pod względem oceny wpływu poszczególnych składników na właściwości materiału, oceniane laboratoryjnie) oraz w inwestycjach, przede wszystkim zagranicznych. Jest to związane z licznymi zaletami materiału, jest to przede wszystkim materiał o możliwości osiągnięcia szerokiego zakresu jego właściwości, samopoziomujący się oraz samozagęszczalny. Dodatkowo możliwość jego zabudowania w postaci płynnej pozwala na jego zastosowanie w różnych aplikacjach. W budownictwie komunikacyjnym może być stosowany jako materiał wypełniający przede wszystkim przestrzenie przy robotach związanych z infrastrukturą techniczną lub jako materiał konstrukcyjny, stanowiący warstwę nawierzchni drogowej. Przeprowadzone badania laboratoryjne pokazują, że pianobeton o gęstości w zakresie $860\div 1060 \text{ kg/m}^3$ spełnia wymagania Katalogu [11] dla materiału podbudowy pomocniczej z mieszanki związanej spoiwem hydraulicznym. Również przeprowadzone analizy numeryczne układu nawierzchnia drogowa-podłoże gruntowe wskazują, że w spodzie podbudowy pomocniczej stabilizowanej spoiwem hydraulicznym powstaną naprężenia rozciągające mniejsze niż wytrzymałość na rozciąganie dla pianobetonów o gęstości większej niż 680 kg/m^3 . Powyższe stanowi dobrą przesłankę do wprowadzenia tego materiału do powszechnego stosowania w konstrukcji nawierzchni drogowej.

Podziękowania

Przedstawione w niniejszym artykule wyniki są częścią badań prowadzonych w ramach projektu badawczego "Wzmacnianie słabego podłoża poprzez zastosowanie warstwy z pianobetonu w kontakcie z podłożem gruntowym" (LIDER/022/537/L-4/NCBR/2013), finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach programu LIDER IV.

Literatura

- [1] Chady A.: Zastosowanie pianobetonu przy realizacji systemów komunalnych, 2007, http://www.muratorplus.pl/technika/kanalizacja-i-odwodnienia/zastosowanie-pianobetonu-przy-realizacji-systemow-komunalnych_57589.html?&page=0 (dostęp: 22 lutego 2017 r.).

- [2] Decký M., Drusa M., Zgútová K., Braško M., Hájek M., Scherfel W.: Foam Concrete as New Material in Road Constructions. *Procedia Engineering, Proceeding of WMCAUS 2016*, vol. 161, 2016, pp. 428-433, DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.585.
- [3] Dhir R.K., Newlands M.D., McCarthy A.: *Use of Foamed Construction*, Thomas Telford, Londyn 2005.
- [4] Drusa M., Fedorowicz L., Kadela M., Scherfel W.: Application of geotechnical models in the description of composite foamed concrete used in contact layer with the subsoil, *Proceedings on CD of the 10th Slovak Geotechnical Conference "Geotechnical problems of engineering constructions"*, Slovak University of Technology, Bratislava 2011.
- [5] Fedorowicz L., Fedorowicz J., Kadela M.: Problemy właściwej interpretacji wyników analiz układów konstrukcja-podłoże gruntowe, *Górnictwo i Geoinżynieria Kwartalnik AGH*, nr 35(2), 2011, s. 209-216.
- [6] Fedorowicz L., Kadela M.: Foamed concrete used a subbase for some systems structure-subsoil, *Proceedings on CD of the 7th congress ENGINEERING GEOLOGY 2012*, Slovak University of Technology, Bratislava 2012.
- [7] Fedorowicz L., Kadela, M.: Model calibration of line construction-subsoil assisted by experimental research, *AGH Journal of Mining and Geoengineering*, vol. 36, 2012, pp. 155-164.
- [8] Fedorowicz L., Kadela M.: Modelowanie numeryczne odkształceń nawierzchni drogowej w świetle wyników monitoringu na przykładzie drogi dojazdowej do kompleksu hal logistycznych, *Przegląd Komunikacyjny*, nr 9, 2012, s. 22-27.
- [9] Fedorowicz L., Kadela M., Bednarski Ł.: Modelowanie zachowania pianobetonu w konstrukcjach warstwowych współpracujących z podłożem gruntowym, *Zeszyty Naukowe WST*, nr 6, 2014, s. 73-81.
- [10] Jones M.R., McCarthy A.: Preliminary views on the potential of foamed concrete as a structural material, *Magazine of Concrete Research*, vol. 57, 2005, pp. 21-31.
- [11] Judycki J. (red.): *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych*, GDDKiA, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2012.
- [12] Kadela M.: *Kryteria modelowania i analiz konstrukcji warstwowej współpracującej z podłożem gruntowym*, Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2012.
- [13] Kadela M.: Model of multiple-layer pavement structure-subsoil system. *Bulletin of The Polish Academy of Science, Technical Sciences*, vol. 64, no. 4, 2016, pp. 751-762, DOI: 10.1515/bpasts-2016-0084.
- [14] Kadela M.: Problemy budowy wiarygodnego modelu konstrukcja drogowa – podłoże gruntowe, *Praca zbiorowa pod red. A Wawrzynka „Wybrane zagadnienia z dziedziny budownictwa”*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009, s. 433-442.
- [15] Kadela M.: Układy nawierzchnia drogowa-podłoże gruntowe w modelach numerycznych i badaniach in situ. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2016.*
- [16] Kadela M.: Zastosowanie prostych modeli numerycznych podłoża gruntowego do opisu pracy współpracującej z nim konstrukcji warstwowej, *Czasopismo Naukowe „Nauka Przyroda Technologie”*, Tom 6, Zeszyt 2, Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego w Poznaniu, 2012.

- [17] Kadela M., Cińcio A., Kozłowski M.: Degradation analysis of notched foam concrete beam, *Applied Mechanics and Materials*, vol. 797, 2015, pp. 96-100, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.797.96.
- [18] Kadela M., Fedorowicz L.: Model obliczeniowy układu konstrukcja warstwowa-podłoże gruntowe zgodnie z EC7, *ACTA Scientiarum Polonorum ARCHITECTURA*, nr 12(3), 2013, s. 17-25.
- [19] Kadela M., Kukielka A., Winkler-Skalna A.: Ocena nasiąkliwości i mrozoodporności pianobetonu, *Materiały budowlane*, nr 530(10), 2016, s. 50-51, DOI: 10.15199/33.2016.10.16.
- [20] Kadela M., Winkler-Skalna A., Łoboda B., Kukielka A.: PIANOBEKON – charakterystyka materiałowa oraz możliwości zastosowania. *Materiały budowlane*, nr 7, 2005, s. 108-110, DOI: 10.15199/33.2015.07.30.
- [21] Kozłowski M., Kadela M., Gwóźdź-Lasoń M.: Numerical fracture analysis of foamed concrete beam using XFEM method, *Applied Mechanics and Materials*, vol. 837, 2016, pp. 183-186, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.837.183.
- [22] Kozłowski M., Kadela M., Kukielka A.: Fracture energy of foamed concrete based on three-point bending test on notched beams. *Procedia Engineering, Proceeding of 7th Scientific-Technical Conference on Material Problems in Civil Engineering MATBUD'2015*, vol. 108, 2015, pp. 349-354, DOI: 10.1016/j.proeng.2015.06.157.
- [23] Lee Y.L., Goh K.S., Koh H.B., Ismail B.: Foamed aggregate pervious concrete – an option for road on peat, *Proceedings of MUCEET 2009, Malaysian Technical Universities Conference on Engineering and Technology*, Kuantan, Pahang 2009.
- [24] LiderBudowlany: Pianobeton – zastosowanie. Beton komórkowy do badań zwykłych i specjalnych, 2014, <http://www.liderbudowlany.pl/arttykul/252/pianobeton-zastosowania> (dostęp: 22 lutego 2017 r.).
- [25] Maina J.W., Ozawa Y., Matsui K.: Linear elastic analysis of pavement structure under non-circular loading, *Road Materials and Pavement Design*, vol. 13(3), 2012, pp. 403-421.
- [26] Nagórski R.: *Mechanika nawierzchni drogowych w zarysie*, PWN, Warszawa 2014.
- [27] Ramamurthy R., Kunhanandan Nambiar E.K., Indu Siva Ranjani G.: A classification of studies on properties of foam concrete, *Cement and Concrete Composites*, vol. 31(6), 2009, pp. 388-396, DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2009.04.006.
- [28] Stilger-Szydło E.: *Posadowienie budowli infrastruktury transportu lądowego. Teoria – Projektowanie – Realizacja*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2005.
- [29] Tian W., Li L., Zhao X., Zhou M., Wang N.: Application of foamed concrete in road engineering. *ICTE 2009*, 2009.
- [30] www.cemex.co.uk.
- [31] www.eabassoc.co.uk.
- [32] www.provoton.com.
- [33] Van Deijk S.: *Foamed Concrete – A Dutch View*. BCA, Camberley 1992.

APPLICATION OF FOAMED CONCRETE IN LAYERS OF PAVEMENT STRUCTURE

Summary

Foamed concrete is classified as a lightweight concrete. It is a cement mortar in which air-voids are entrapped by foaming agent. Although foamed concrete is known for about 100 years, its practical application is mainly limited to non-structural material. For many years, the application of foamed concrete has been limited to backfill of retaining walls, insulation of foundations, roof tiles and sound insulation. However, in the last few years foamed concrete has become a promising material also for structural purposes. The paper presents the use of foamed concrete in road construction, with particular emphasis on road pavements.

The results of laboratory tests and numerical analyzes are also presented. Series of tests was carried out to examine the physical parameters of foamed concrete: compressive strength, flexural strength and absorption of water. The compressive strength and flexural strength decreased with the decrease of the density of the foamed concrete, while the water absorption increased. Furthermore, the influence of 25 cycles of freezing and thawing on the compressive strength was examined. The compressive strength of foamed concrete subjected to freeze-thaw tests was only approx. 15% lower comparing to untreated specimens.

The results of numerical simulations show that the maximal tensile stress in the lower zone of subbase layer, for the pavement structure KR5 and subgrade types G1÷G4, is lower than the flexural strength of foamed concrete with the density of 860÷1060 kg/m³ determined in laboratory tests. It shows potential possibility of using foamed concrete layer as a subbase for pavement structures.

Keywords: lightweight concrete, mechanistic methods, numerical analysis, FEM

Przesłano do redakcji: 01.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09

.2017 r.

Ryszard COUFAL¹
Magdalena OLSZEWSKA²

ANALIZA WARTOŚCI OSIADAŃ KONSOLIDOWANYCH GRUNTÓW ORGANICZNYCH MODELEM NUMERYCZNYM W PORÓWNANIU Z WARTOŚCIAMI POMIERZONYMI

W pracy została przeprowadzona analiza wartości osiadań konsolidowanych gruntów organicznych modelem numerycznym w porównaniu z wartościami pomierzonymi. Na podstawie przedstawionego modelu do obliczeń wyznaczono osiadania dla nasypu posadowionego na gruncie organicznym. Osiadanie zostało obliczone metodą odkształceń jednoosiowych (metoda normowa) z edometrycznym modułem ścisłości pierwotnej oraz metodą, która uwzględnia moduł ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera. Następnie otrzymane wyniki obu metod porównano z osiadaniami pomierzonymi.

Słowa kluczowe: moduł ścisłości, grunty organiczne, nasyp, model Meyera

1. Wstęp

Podczas projektowania obiektów posadowionych na podłożu organicznym bardzo istotnym elementem jest jego osiadanie. Natomiast budowa obiektu na takim podłożu jest jednym z najtrudniejszych zadań inżynierskich. Przyczyną problemu jest charakterystyczna dla gruntów organicznych bardzo duża ścisłość wynikająca z ich cech fizycznych oraz genezy gruntu [4, 7].

W pracy przeprowadzono analizę wartości osiadań obliczonych z pomierzonymi dla konsolidowanych gruntów organicznych obciążonych nasypem.

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Ryszard Coufal, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Katedra Geotechniki, al. Piastów 50, 70-310 Szczecin; tel. 914494371; coufal@zut.edu.pl

² Magdalena Olszewska, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Katedra Geotechniki, al. Piastów 50, 70-310 Szczecin; tel. 914494515; magdalena.olszewska@zut.edu.pl

2. Model matematyczny osiadania nasypu na gruntach organicznych

W modelu użytym do przeprowadzonych analiz przyjęto, że naprężenia od obciążenia zewnętrznego w warstwie gruntów organicznych są stałe, a warstwa gruntów nośnych zalegająca poniżej gruntów organicznych jest nieodkształcalna. Natomiast przy obliczaniu osiadań założono odkształcenia jednoosiowe pod każdym wydzielonym obszarem obliczeniowym nasypu [1, 2, 10, 13].

Przy założeniu, że rozkład naprężeń w warstwie gruntów organicznych (ze względu na ich właściwości fizyczne i mechaniczne [5, 6, 7]) jest stały, naprężenia można wyznaczyć zgodnie z teorią Boussinesqa z zależności [13]:

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi(l^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (1)$$

gdzie: P – siła działająca na podłoże gruntowe w analizowanym obszarze obliczeniowym [kN],

z – głębokość rozpatrywanego miejsca [m],

l – odległość siły od analizowanego miejsca w płaszczyźnie nasypu [m] określona według zależności:

$$l = \sqrt{(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2} \quad (2)$$

gdzie: x, y – współrzędne przyłożenia siły w płaszczyźnie nasypu [m].

Do wyznaczenia naprężeń nasyp należy podzielić na obszary obliczeniowe i wyznaczyć siłę działającą w jego środku. Następnie korzystając z zasady superpozycji wyznaczyć naprężenia [1, 2, 13].

Do określenia osiadań obiektu budowlanego należy znać moduł ścisłości gruntów organicznych. Najczęściej określany jest on podczas badania edometrycznego. Moduł ścisłości gruntów organicznych określany w edometrze może mieć wartość inną niż w rzeczywistości.

Sposób wyznaczenia modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych opisał Meyer [5, 6]. Moduł ten można wyznaczyć zależnością (3):

$$M(\sigma_0) = M_0 \left[1 + \frac{\kappa - 1}{n_0} \cdot \frac{\sigma_0}{M_0} \right]^{\frac{\kappa}{\kappa - 1}} \quad (3)$$

gdzie: M_0 – edometryczny moduł ścisłości gruntów organicznych [kPa],

s – wartość osiadania nasypu po zakończeniu procesu konsolidacji [m],

n_0 – porowatość gruntu organicznego przed próbnym obciążeniem [-],

κ – parametr bezwymiarowy określany na podstawie badań laboratoryjnych [-].

Parametry κ i n_0 gruntów organicznych z okolic Szczecina można wyznaczyć na podstawie związków empirycznych podanych przez Meyera [6]:

$$n_0 = 1 - \frac{1}{12} \sigma_{kon}^{1/3} \quad (4)$$

$$\kappa = 2,2 \sigma_{kon}^{-1/18} \quad (5)$$

gdzie: σ_{kon} – naprężenia na powierzchni kontaktowej nasypu z gruntem organicznym [kPa].

Wyznaczając osiadanie zgodnie w wytycznymi normowymi [11, 12] przyjmuje się stały moduł ściśliwości w wydzielonej warstwie. Jest to głównie edometryczny moduł ściśliwości przyjmowany na podstawie wykonanych badań laboratoryjnych.

Osiadanie oblicza się według zależności (6):

$$s = \frac{\sigma_z}{M_0} H_T \quad (6)$$

gdzie: M_0 – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej [kPa],

s – osiadanie nasypu [m],

σ_z – naprężenia od obciążenia zewnętrznego [kPa],

H_T – miąższość gruntów organicznych przed konsolidacją [m].

Obliczając osiadanie podejściem normowym [11, 12] wyznaczymy stałą wartość osiadania dla nasypu. Nasyp jednak nie osiada równomiernie. Największe osiadania wystąpią w środku nasypu, czyli tam gdzie będą największe naprężenia od obciążenia zewnętrznego. Na rysunku 1. pokazano schemat rzeczywistego osiadania.

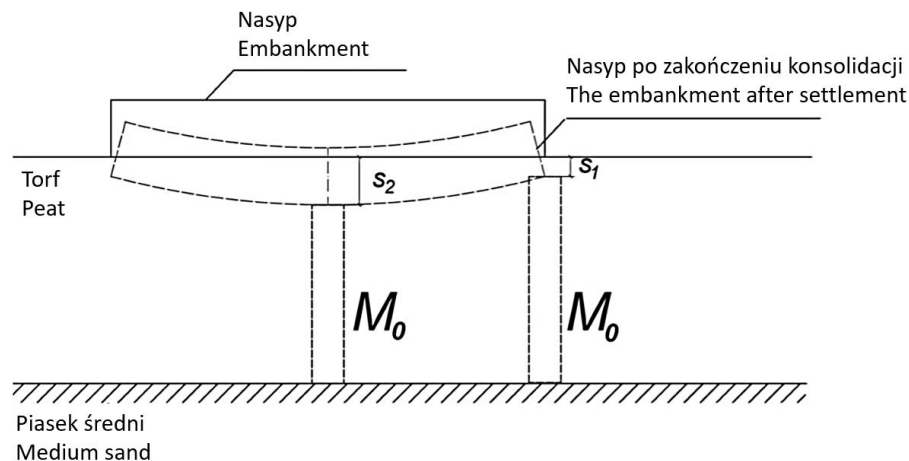
Nierównomierne osiadanie nasypu wynika m. in. z braku jego sztywności, jak również zmiennej wartości modułu ściśliwości konsolidowanych gruntów organicznych w planie nasypu [1, 2, 3, 8, 9].

Osiadanie, w którym uwzględnimy uzmiennioną wartość modułu ściśliwości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera [5, 6] w planie nasypu można zapisać:

$$s_i = \frac{\sigma_{zi}}{M_0 \left[1 + \frac{\kappa - 1}{n_0} \cdot \frac{\sigma_0}{M_0} \right]^{\frac{\kappa}{\kappa - 1}}} H_T \quad (7)$$

gdzie: s_i – osiadanie analizowanego obszaru obliczeniowego [m],

σ_{zi} – naprężenia od obciążenia zewnętrznego w analizowanym obszarze obliczeniowym [kPa].



Rys. 1. Schemat rzeczywistego osiadania nasypu. Oznaczenia: M_0 – edometryczny moduł ściśliwości gruntu organicznego, s_1 – osiadanie na brzegu nasypu; s_2 – osiadanie w środku nasypu

Fig. 1. Scheme of the actual settlement of the embankment. Notations: M_0 – oedometric modulus of compressibility, s_1 – settlement at the edge of the embankment; s_2 – settlement in the middle of the embankment

Osiadanie w tym przypadku wyznacza się dla każdego wydzielonego obszaru obliczeniowego nasypu.

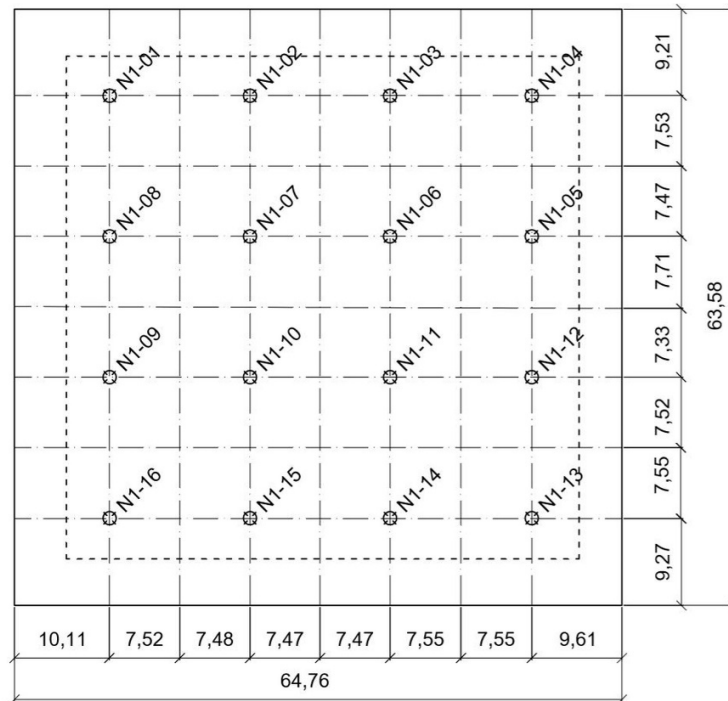
3. Analiza osiadań konsolidowanych gruntów organicznych

Na podstawie opisanego modelu matematycznego obliczono osiadania zgodnie z podejściem normowym oraz osiadania uwzględniające zmienny moduł ściśliwości konsolidowanych gruntów organicznych. Następnie obliczone osiadania porównano z osiadaniami określonymi w terenie.

Przeanalizowano osiadanie nasypu znajdującego się w Szczecinie. Nasyp o wysokości 2 m i wymiarach 63,58 m na 64,76 m wykonano z piasku średniego średnio zagęszczonego, o ciężarze objętościowym $17,5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$. Posadowiony został na 9 metrowej warstwie torfu o edometrycznym module ściśliwości $M_0 = 320 \text{ kPa}$ [2, 3, 6]. Nasyp wywiera obciążenie 35 kPa warstwę gruntów organicznych.

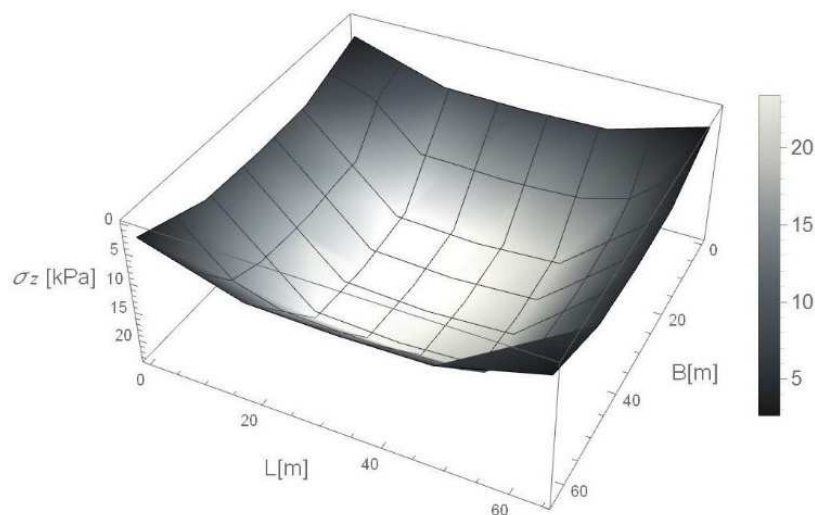
W celu przeprowadzenia obliczeń nasyp podzielono na 64 obszary obliczeniowe. Schemat nasypu pokazano na rysunku 2.

Następnie w miejscach reperów obliczono naprężenia od obciążenia nasypem zgodnie z teorią Boussinesqa uwzględniając wpływ każdego wydzielonego pola. Wyznaczony rozkład naprężeń pokazano na rysunku 3.



Rys. 2. Schemat nasypu wraz z numeracją reperów i podziałem na obszary obliczeniowe

Fig. 2. Scheme of the embankment with top view of the numbering of benchmarks and division of the embankment into calculation plots



Rys. 3. Rozkład naprężeń pod nasypem

Fig. 3. Stress distribution under the embankment

Obliczono wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych na podstawie modelu Meyera [6, 7] w miejscach analizowanych osiadań. Wyniki przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wartości modułów ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych

Table 1. Values of modulus of compressibility of consolidated organic soils

Nr reperu Number of benchmark	N1-01	N1-02	N1-03	N1-04	N1-05	N1-06	N1-07	N1-08
$M(\sigma_z)$ [kPa]	377,69	396,91	396,89	377,19	380,21	410,98	411,03	381,80
Nr reperu Number of benchmark	N1-09	N1-10	N1-11	N1-12	N1-13	N1-14	N1-15	N1-16
$M(\sigma_z)$ [kPa]	381,80	411,04	410,99	380,22	377,37	397,07	398,97	377,83

Wyznaczone moduły ścisłości są większe od 6,52 do 19,69% od edometrycznego modułu ścisłości, co szerzej opisano w [3].

Wykonano obliczenia osiadania. Pierwsze obliczenia wykonano podejściem normowym. Znając edometryczny moduł ścisłości warstwy torfu oraz naprężenia od obciążenia zewnętrznego obliczono osiadanie. Wyniki przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Obliczone osiadanie według podejścia normowego

Table 2. Determined values of settlement according to the standard approach

Nr reperu Number of benchmark	N1-01	N1-02	N1-03	N1-04	N1-05	N1-06	N1-07	N1-08
s [m]	0,606	0,796	0,796	0,601	0,631	0,931	0,932	0,647
Nr reperu Number of benchmark	N1-09	N1-10	N1-11	N1-12	N1-13	N1-14	N1-15	N1-16
s [m]	0,647	0,932	0,931	0,631	0,603	0,797	0,816	0,608

Wyznaczono osiadania nasypu w oparciu o moduł ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych na podstawie modelu Meyera. Wyniki przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Obliczone osiadanie z uwzględnieniem wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera

Table 3. Determined values of settlement when the values of modulus of compressibility of organic soils according to Meyer approach is taking into account.

Nr reperu Number of benchmark	N1-01	N1-02	N1-03	N1-04	N1-05	N1-06	N1-07	N1-08
s [m]	0,514	0,642	0,641	0,510	0,531	0,725	0,725	0,542
Nr reperu Number of benchmark	N1-09	N1-10	N1-11	N1-12	N1-13	N1-14	N1-15	N1-16
s [m]	0,542	0,725	0,725	0,531	0,511	0,643	0,654	0,515

Można zauważyć, że osiadania obliczone z uwzględnieniem wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera wynoszą średnio 82% wartości obliczonych podejściem normowym.

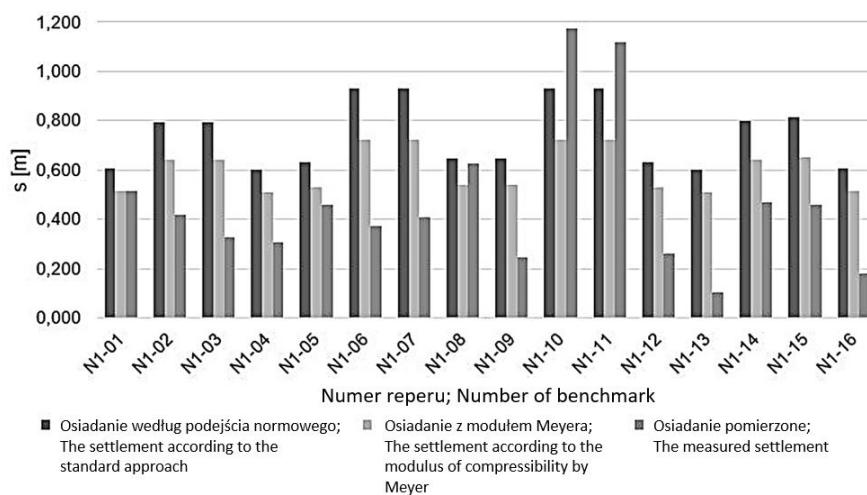
Obliczone osiadania porównano z osiadaniami pomierzonymi tego nasypu, którego wielkości przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Osiadanie końcowe nasypu

Table 4. Final settlement of the embankment

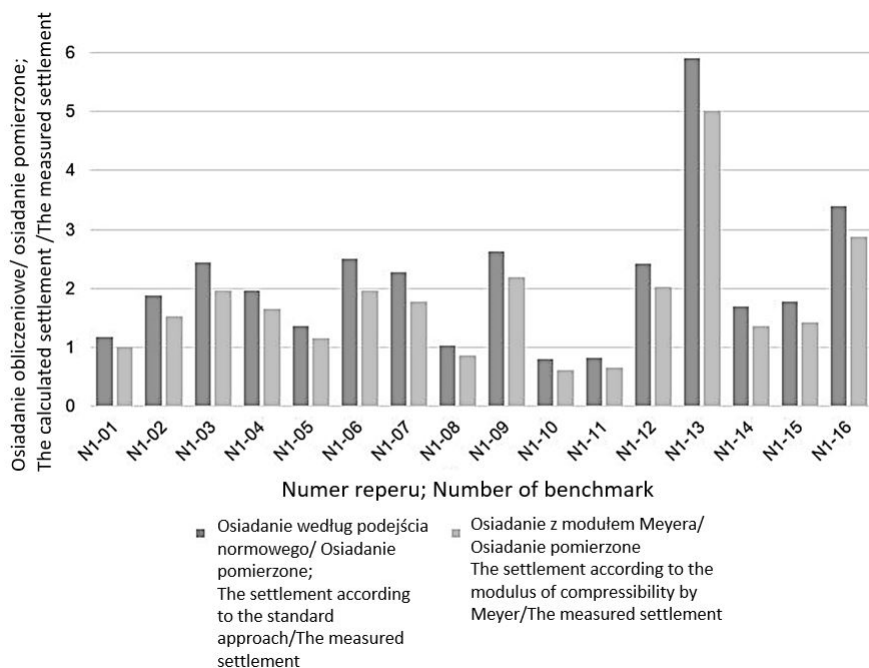
Nr reperu Number of benchmark	N1-01	N1-02	N1-03	N1-04	N1-05	N1-06	N1-07	N1-08
s [m]	0,513	0,421	0,327	0,307	0,461	0,371	0,408	0,626
Nr reperu Number of benchmark	N1-09	N1-10	N1-11	N1-12	N1-13	N1-14	N1-15	N1-16
s [m]	0,247	1,175	1,12	0,261	0,102	0,472	0,457	0,179

Na rysunku 4. przedstawiono porównanie osiadania obliczeniowego wraz z osiadaniami pomierzonymi dla poszczególnych reperów. Na wykresie przedstawiono również stosunek osiadania obliczeniowego do osiadania pomierzonego w zależności od metody obliczeń (rys. 5.).



Rys. 4. Porównanie osiadania obliczeniowego z osiadaniami pomierzonymi dla poszczególnych reperów

Fig. 4. Comparison of calculation settlement with actual settlement for each benchmarks



Rys. 5. Stosunek osiadania obliczeniowego do osiadania pomierzonego w zależności od metody obliczeń

Fig. 5. Calculated settlement to measured settlement depending on the calculation method

Można zauważyć, że w głównej mierze osiadanie obliczone obiema metodami jest większe niż osiadanie pomierzone. Średnio osiadanie obliczone metodą normową jest 2,13 razy większe od pomierzonego, natomiast osiadanie obliczone z uwzględnieniem wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera jest 1,75 razy większe. Z tego wynika, że bliższe pomierzonym jest osiadanie wyznaczone na podstawie uzmiennionego modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera. W efekcie czego wykorzystując zagadnienie odwrotne można posłużyć się zależnością Meyera do wyznaczenia modułu ścisłości gruntów organicznych w terenie na podstawie znanych wartości osiadania nasypu przeciążającego ten rodzaj podłoża.

Należy zwrócić uwagę na zależność osiadania obliczonego obiema metodami do pomierzonego w miejscach reperów N1-09, N1-10 oraz N1-13, które odbiegają od pozostałych wartości. W miejscach reperów N1-09, N1-10 osiadanie obliczeniowe jest mniejsze niż pomierzone, natomiast w miejscu N-1-13 osiadanie obliczeniowe jest około 5,46 razy większe niż pomierzone. Wynikać to może z lokalnej zmienności miąższości konsolidowanych gruntów organicznych w porównaniu do wartości przyjętej w obliczeniach, bądź innej lokalnej wielkości edometrycznego modułu ścisłości w stosunku do jego wartości przyjętej do obliczeń dla całej warstwy.

4. Podsumowanie

W artykule przeprowadzono analizę wartości osiadań konsolidowanych gruntów organicznych modelem numerycznym w porównaniu z wartościami pomierzonymi.

Osiadania obliczeniowe podejściem normowym oraz z uwzględnieniem wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera różnią się od siebie. Obliczenia osiadania na podstawie norm są większe, a osiadania z uwzględnieniem wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera stanowią średnio 82% ich wartości.

Osiadanie obliczeniowe zarówno metodą normową, jak i metodą uwzględniającą moduł ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera są osiadaniami większymi niż w pomierzone. Osiadanie obliczone pierwszą metodą jest 2,13 razy większe niż w pomierzone, a drugą 1,75. Z przeprowadzonych analiz wynika, że osiadanie z uwzględnieniem wartości modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera jest bliższe wartości pomierzonej.

Dodatkowo na podstawie przeprowadzonej analizy, korzystając z zagadnienia odwrotnego, można wyznaczyć moduły ścisłości gruntów organicznych w terenie posługując się zależnością na osiadanie z uwzględnieniem modułu ścisłości konsolidowanych gruntów organicznych według Meyera.

Literatura

- [1] Coufal R., Olszewska M.: Numeryczne symulacje zmiany wartości modułu ścisłości gruntu organicznego pod nasypem przeciążającym, *Materiały Budowlane*, nr 8/2016, 2016, s. 103-105.
- [2] Coufal R., Olszewska M.: Przeciążenie gruntu organicznego nasypem pod składowisko przeznaczone do magazynowania elementów konstrukcyjnych, *Acta Sci. Pol. Architectura*, 15 (3), 2016, s. 93-102.
- [3] Coufal R., Olszewska M.: Analiza parametrów konsolidowanego podłoża nasypem z gruntu rodzimego na Ostrowie Grabowskim w Szczecinie, *Inżynieria i Budownictwo*, 5/2017, 2017, s. 260-262.
- [4] Lechowicz Z., Szymański A., *Odształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych, część II, Metodyka Obliczeń*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2002.
- [5] Meyer Z.: Empirical model of peat consolidation, *Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*, A.A. Balkema – Rotterdam – Brookfield, Delft, 1994, s. 77-82.
- [6] Meyer Z.: Czy możemy posadzić obiekty bezpośrednio na torfach?, *XXI Seminarium Naukowe z cyklu „Regionalne problemy inżynierii środowiska”*, Szczecin, 2014, s. 131-143.
- [7] Myślińska E., *Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa (2001).

- [8] Olszewska M.: Koncepcja określania modułu ściśliwości gruntów organicznych na podstawie badania osiadań nasypu przeciążającego na poletku doświadczalnym, XXII Seminarium Naukowe z cyklu „Regionalne problemy inżynierii środowiska”, Szczecin, 2015, s. 93-100.
- [9] Olszewska M., Model określania parametrów ściśliwości konsolidowanych gruntów organicznych w oparciu o badania in situ, Monografie 2016 (23): Nauki techniczne i inżynieryjne, część III: Badania i rozwój młodych naukowców w Polsce, Poznań, 2016, s. 82-89.
- [10] Szczygielski T.: Analiza warunków konsolidacji torfów przeciążonych warstwą popiołów, Rozprawa doktorska. Politechnika Szczecińska. Wydział Budownictwa i Architektury, Szczecin, 2008, s.73-76.
- [11] PN-EN 1997-1. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
- [12] PN-B-03020:1981. Grunty budowlane – Posadowienie bezpośrednie budowli – Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [13] Wiłun Z.: Zarys geotechniki, Wydawnictwo WKŁ, Warszawa, 2013.

ANALYSIS OF SETTLEMENT OF ORGANIC SOIL CALCULATED ACCORDING TO NUMERICAL MODEL IN COMPARISON WITH MEASURED VALUES

S u m m a r y

The article analyzes the value of settlement of organic soil by numerical model compared with measured values. On the basis of presented numerical model settlement values were determined for an embankment built on the ground of organic soil. Settlement was calculated by means of simple classical one-dimensional method with an oedometric modulus of compressibility and a method that takes into account the modulus of compressibility of the consolidated organic soil according to Meyer. The obtained results of both methods were then compared with the actual settlement of the embankment.

Przesłano do redakcji: 19.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Grzegorz STRAŻ¹

OCENA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCINANIE BEZ ODPLYWU WYBRANEGO GRUNTU ORGANICZNEGO NA PODSTAWIE BADAŃ SONDĄ FVT

W niniejszym opracowaniu zaprezentowano procedury badań i wyznaczanie wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu dla wybranego gruntu organicznego zalegającego na terenie Rzeszowa. Wykorzystano w tym celu wyniki badań przeprowadzonych za pomocą sondy obrotowej FVT warunkach „in situ” oraz laboratoryjnych. Analiza wyników wykazała, że wartości wytrzymałości na ścinanie wyprowadzone bezpośrednio z pomiarów oporu podczas ścinania gruntu organicznego są zawyżone w odniesieniu do rezultatów alternatywnych badań laboratoryjnych. Dokonano przeglądu literatury i przeanalizowano problematykę związaną z koniecznością korygowania otrzymanych wyników do celów projektowania geotechnicznego za pomocą współczynnika poprawkowego μ . Przedstawiono własną propozycję wartości współczynnika poprawkowego, właściwą wyłącznie dla badanego gruntu organicznego. Skorygowaną wartość wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu porównano z alternatywnymi propozycjami innych badaczy.

Słowa kluczowe: grunty organiczne, wytrzymałość w warunkach bez odpływu, sonda FVT

1. Wprowadzenie

Rozpoznanie geotechniczne podłoża, w którym występują grunty organiczne jest procesem bardziej skomplikowanym i pracochłonnym niż w przypadku typowych gruntów mineralnych [24]. Istnieje wiele algorytmów umożliwiających szacowanie parametrów geotechnicznych na podstawie wyników sondowań, lecz w przypadku gruntów organicznych bardzo często występują wątpliwości związane z doбором właściwych współczynników poprawkowych do formuł, prezentowanych w aktualnych normatywach [21]. Problem ten dotyczy nie tylko polskich realiów, gdyż nie jest definitywnie uregulowany również w skali globalnej. O kluczowym znaczeniu współczynników poprawkowych

¹ Grzegorz Straż, Politechnika Rzeszowska im. Ignacego Łukasiewicza, Zakład Geodezji i Geotechniki im. Kaspra Weigla, ul. Poznańska 2, 35-959 Rzeszów, Tel.178651006, e-mail: gstraz@prz.edu.pl.

świadczy fakt, iż one decydują o ostatecznej, przyjmowanej do obliczeń inżynierskich wartości wyznaczanego parametru wytrzymałościowego. Mimo, że współczesne polowe metody rozpoznania podłoża są coraz dokładniejsze i generują precyzyjne wartości parametrów pomierzonych to jednak w pełni nie odzwierciedlają rzeczywistych warunków panujących w podłożu. Zasadnym wydaje się gromadzenie wyników badań, grupowanie ich nie tylko pod względem rodzaju gruntu, ale również miejsce jego zlokalizowania, sukcesywnie prowadząc do rejonizacji badań [6]. Na etapie gromadzenia danych wyniki badań gruntów w warunkach „in situ” powinny być równolegle weryfikowane alternatywnymi metodami laboratoryjnymi. Niezbędne jest również każdorazowe oznaczanie parametrów uznanych za wiążące dla danego rodzaju gruntu, takich jak: wilgotność naturalna, gęstość objętościowa czy zawartość części organicznych, stanowiących układ odniesienia na etapie poszukiwania korelacji z pomiędzy parametrami wytrzymałościowymi. W niniejszej pracy, na przykładzie wyznaczania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu za pomocą sondy obrotowej FVT (stara polska nazwa: PSO) w warunkach „in situ”, zaprezentowano trudności związane z wyprowadzaniem parametrów wytrzymałościowych dla podłoża zbudowanego z gruntów organicznych.

2. Rozpoznanie podłoża sondą FVT

Celem badania podłoża sondą obrotową FVT jest pomiar oporu, jaki stawia grunt obracającej się końcówce krzyżakowej. Na podstawie pomierzonego w trybie ciągłym momentu ścinającego, istnieje możliwość wyprowadzenia wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu oraz określenie wrażliwości strukturalnej gruntu [21]. Praktyka krajowa i światowa potwierdziła szczególną przydatność sondy obrotowej między innymi do badania różnego rodzaju gruntów słabych, w tym organicznych. Pomiary oporu za pomocą sondy FVT mogą być prowadzone w kilku wariantach, uwzględniając różne metody instalacji penetrometru w gruncie czy sposoby eliminowania wpływu tarcia żerdzi na ostateczny wynik pomiaru [8]. Szczegóły dotyczące budowy sondy i mechanizmu samego procesu ścinania zostały wielokrotnie opisane w instrukcjach, normach oraz literaturze, dlatego w pracy skupiono się przede wszystkim na metodyce interpretacji wyników badań.

Wieloletnia praktyka wykazała, że wytrzymałość na ścinanie obliczona na podstawie pomierzonych oporów ścinania (c_{fv}) z reguły jest zawyżona w stosunku do wytrzymałości rzeczywistej gruntu (c_u), dlatego powinna być skorygowana współczynnikiem poprawkowym (μ) co znalazło również odzwierciedlenie w wytycznych normowych [21] dotyczących interpretacji wyników sondą obrotową FVT:

$$c_u = \mu \cdot c_{fv} \quad (1)$$

gdzie: c_u – wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu [kPa],

c_{fv} – wytrzymałość gruntu na ścinanie określona na podstawie pomiarów sondą FVT [kPa],

μ – współczynnik poprawkowy [-].

Wartość współczynnika poprawkowego najczęściej uzależniana jest od wskaźnika plastyczności, granicy płynności, efektywnego naprężenia pionowego lub stopnia konsolidacji gruntu. Na przestrzeni prowadzonych przez lata badań, wielu badaczy w sposób empiryczny ustaliło również stałe wartości współczynników poprawkowych, przyporządkowanych do konkretnego rodzaju gruntu o znanych właściwościach. Powszechnie znaną metodą jest wyznaczanie współczynnika poprawkowego na podstawie granic Atterberga. Procedurę tę trudno zastosować dla gruntów organicznych, gdyż prezentowane w Eurokodzie 7 przykłady dotyczą wyłącznie gruntu mineralnego – iłu, a w zakresie określania współczynnika poprawkowego dla innych gruntów normatyw generalnie odwołuje się do lokalnych doświadczeń, które z reguły nie są powszechnie dostępne i znane.

Oprócz standardowej wersji sondy obrotowej FVT, istnieje również jej bardziej zaawansowana pod względem budowy wersja, znana pod nazwą: piezosonda obrotowa PZO-1, która posiada wbudowany moduł umożliwiający pomiar ciśnienia wody w porach gruntu, co pozwala na szacowanie parametrów efektywnych podłoża [9].

3. Opis badań podłoża organicznego

Warstwę gruntów organicznych o miąższości około 1,0m, której strop ustalono na głębokości 0,6m p.p.t., zlokalizowano we wschodniej części miasta Rzeszowa. Grunty organiczne będące przedmiotem badań, sklasyfikowano jako namuły gliniaste (Nmg), zgodnie z nieaktualną, lecz nadal stosowaną polską normą [19]. Można domniemywać, że w kontekście najnowszych wytycznych w zakresie klasyfikowania gruntów [22, 23] namułem odpowiadać powinny grunty organiczne (np. siOr, ciOr, saOr) albo grunty mineralne zawierające substancje organiczne (np. orSi, orCl, orSa). Na chwilę obecną brakuje szczegółowych, usankcjonowanych w normatywach ustaleń w tym zakresie. Charakterystyczne właściwości badanego gruntu organicznego zaprezentowano w tabeli 1.

Tabela 1. Cechy charakterystyczne wybranego gruntu organicznego z Rzeszowa [25]

Table 1. Index properties of selected organic soil from Rzeszow [25]

Uziarnienie	Zawartość części organicznych	Wilgotność naturalna	Uśredniony wskaźnik plastyczności	Ciężar objętościowy	Granica płynności	Granica plastyczności
	I_{om} [%]	W [%]	PI [%]	γ [kNm ⁻³]	LL [%]	PL [%]
siCl (or)	10,6	36,8	51,9	17,0	78,8	26,9
	9,7-11,8	33,3-39,9		16,0-17,8	75,0-84,5	25,8-28,7

W środku wyodrębnionej warstwy wykonano 10 badań sondą FVT, ścinając grunt, poprzez obrót krzyżaka sondy o pełny kąt 360° . Jednocześnie z głębokości na jakiej prowadzono badania sondą FVT, pozyskano odpowiedniej jakości próbki o nienaruszonej strukturze, które poddano alternatywnym testom laboratoryjnym. Wykorzystano w tym celu: aparat bezpośredniego ścinania, aparat trójosiowego ściskania oraz laboratoryjny zestaw badawczy przystosowany do badań za pomocą sondy obrotowej FVT [25]. Badania sondą FVT w warunkach laboratoryjnych oraz „in situ” wykonano końcówką krzyżakową o wymiarach: $D = 60$ mm oraz $H = 120$ mm. Określono maksymalną i rezydualną wytrzymałość na ścinanie „bez odpływu” oraz wrażliwość strukturalną gruntu. Analiza wyników wykazała, że wszystkie wskaźniki wrażliwości strukturalnej gruntu (IR) nie przekraczały wartości 4,0 co świadczy o tym, że badany grunt nie jest wrażliwy na zniszczenie struktury [20].

W tabeli 2. zaprezentowano wartości wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, które są wartościami wyprowadzonymi w oparciu o wyniki badań bezpośrednich za pomocą sondy FVT oraz obliczone w oparciu o ustalone w warunkach laboratoryjnych parametry wytrzymałościowe gruntu organicznego: kąt tarcia wewnętrznego ϕ oraz spójność c . Wyniki badań potwierdziły fakt zawyżania wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu obliczonej na podstawie pomierzonych oporów ścinania, dlatego na dalszym etapie badań podjęto próbę ustalenia wartości współczynnika poprawkowego, właściwego dla gruntu organicznego poddanego badaniom. Uśrednione wartości wytrzymałości na ścinanie z badań w warunkach „in situ” oraz w laboratoryjnym zestawie badawczym [25] wynosiły odpowiednio 60,3 kPa oraz 56,5 kPa. W celu wyznaczenia współczynnika poprawkowego wyniki badań połowych odniesiono do rezultatów badań we-

Tabela 2. Wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu dla gruntu organicznego [25]

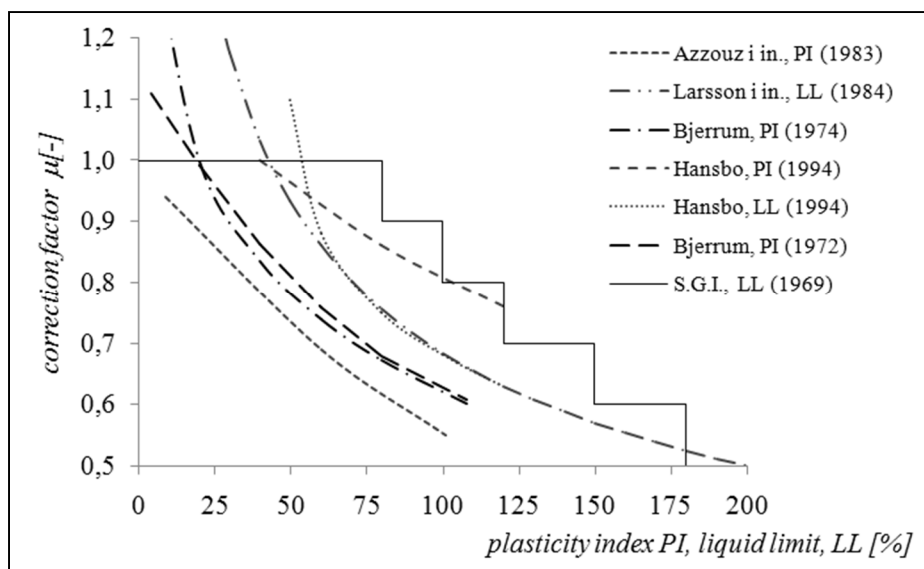
Table 2. Undrained shear strength for local organic soil [25]

Rodzaj badań	Liczba próbek N [-]	Zakres wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu c_v [kPa]		Uśredniona wytrzymałość na ścinanie bez odpływu c_v [kPa]	Proponowany współczynnik korekcyjny $\mu = c_i / c_v$ [-]
FVT – bad. polowe	10	55,8 to 66,4		60,30	1,00
FVT - zestaw laboratoryjny	6	55,2 to 57,9		56,50	0,94
Laboratoryjne testy weryfikujące		Parametry wytrzymałościowe		$\tau_i = \sigma^* \text{tg} \phi_i + c_i$	-
		ϕ_i [deg]	c_i [kPa]		
Aparat bezp. ścinania	364	13,3 - 25,3	23,3 - 43,7	40,60	0,67
Aparat trójosiowego ściskania	32	0 - 3,41	38,2 - 50,2	45,30	0,75

ryfikujących, tzn. 40,6 kPa uzyskanych dla aparatu bezpośredniego ścinania oraz 45,3 kPa dla aparatu trójosiowego ściskania. Wielkość określonych tym sposobem współczynników poprawkowych wynosiła odpowiednio 0,67 oraz 0,75. W celu dalszych analiz i porównań przyjęto najmniejszą, a więc bezpieczniejszą wartość współczynnika poprawkowego μ .

4. Metody określania współczynnika poprawkowego

Materiały źródłowe nawiązujące do problematyki rozpoznania podłoża za pomocą sondy FVT oraz interpretacji wyników badań są bardzo obszerne. W pracy zaprezentowano wybrane przykłady przyjmowania wartości współczynnika poprawkowego μ . Na rysunku 1. zaprezentowano zależności autorstwa różnych badaczy pozwalające na wybór współczynnika korekcyjnego w oparciu o wskaźnik plastyczności lub granicę płynności. Wybrane, najczęściej stosowane procedury doboru wartości współczynnika poprawkowego do obliczania wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu na podstawie wartości pomierzonych za pomocą sondy obrotowej FVT w warunkach „in situ” zestawiono w tabeli 3. (str. 98). Mimo, że opracowanie dotyczy wybranego gruntu organicznego w zestawieniu zaprezentowano sposoby określania współczynnika korekcyjnego opracowane dla różnych rodzajów gruntów. Podyktowane było to faktem, iż związane z tematyką dane dotyczące gruntów organicznych są bardzo



Rys. 1. Wartości współczynników korekcyjnych w zależności od granicy płynności (LL) i wskaźnika plastyczności (IP) w odniesieniu do propozycji różnych badaczy

Fig. 1. Values of correction factors according to the liquid limit (LL) and plasticity index (IP) with respect to the proposals of various researches

ograniczone, a w niektórych metodach rodzaj gruntu nawet nie jest brany pod uwagę. Często natomiast uwzględniane są parametry charakterystyczne, takie jak: granica płynności (LL), zawartość części organicznych (I_{om}), wskaźnik plastyczności (PI) czy prekonsolidacji (OCR). Niektóre współczynniki korekcyjne zostały określone w sposób empiryczny na stałym poziomie, właściwym dla konkretnego rodzaju gruntu o znanych właściwościach.

Propozycje korygowania wytrzymałości na ścinanie z badań sondą FVT na podstawie wykresów opierają się głównie na znajomości granicy Atterberga – płynności lub wskaźnika plastyczności badanego gruntu. Najczęściej przywoływane w materiałach literaturowych, również historyczne, sposoby interpretacji graficznej zebrano i zaprezentowano na wykresie zbiorczym (rys. 1.). Jedną z pierwszych metod opierającą się na znajomości granicy płynności zaprezentował Szwedzki Instytut Geotechniczny w 1969r. [10]. Kolejne propozycje, autorstwa Bjerrum'a [2, 3] oraz Azzuoz'a i in. [1], opracowane zostały dla nieskonsolidowanych, mało plastycznych iłów, wykorzystując do korygowania znajomość wskaźnika plastyczności. W polskiej normie do badań polowych [20] zamieszczono inne rozwiązanie Bierrum'a [8], które pozwala na określenie współczynnika korekcyjnego zarówno na podstawie wskaźnika plastyczności, jaki i granicy płynności. Larsson z zespołem [14] dla normalnie skonsolidowanych i nieco prekonsolidowanych iłów, zaproponował zależność pomiędzy wartością współczynnika poprawkowego a granicą płynności, której używanie zaleca Eurokod 7 [21]. W iłach o stopniu prekonsolidowania większym niż 1,3 normatyw ten odwołuje się do opublikowanego przez Larssona i Ahnberga [15], rozwiązania zależnego od wartości stopnia prekonsolidowania, natomiast, gdy stopień prekonsolidacji iłów nie został ustalony, zaleca oszacować wartość współczynnika poprawkowego według wzoru Hansbo [7]. W przypadku torfów współczynnik może być przyjmowany w zależności od stopnia rozkładu R [21]. Interesująca jest propozycja Chandlera [4] opracowana dla pyłów i iłów, wprowadzając dwustopniowe korygowanie wytrzymałości na ścinanie w celu oddzielenia efektu odkształcenia μ_R i anizotropii μ_A . Chandler oszacował zależność pomiędzy współczynnikiem poprawkowym a wskaźnikiem plastyczności, efektem odkształcenia uwzględniając czas zniszczenia. Morris i Williams [17] uwzględnili niezależne korelacje pomiędzy współczynnikiem poprawkowym a wskaźnikiem plastyczności i granicą płynności, podczas gdy Kulhawy [11] wziął pod uwagę tylko wskaźnik plastyczności. W literaturze znaleziono również przykłady stałych współczynników poprawkowych. Ladd i Foott [12] dla prekonsolidowanych iłów warwowych zaproponowali wartość współczynnika $0,85 \pm 0,5$. Dla gruntów organicznych, nie wyłączając torfów, Terzaghi z zespołem [27] ustalił wartość 0,85. Swoje propozycje przedstawili także: Edil [5] od 0,40 do 0,55 oraz Mesri i Ajlouni [16] wartość 0,50, nie podając jednak szczegółów w przypadku jakich gruntów można je stosować. Propozycje dotyczące wielkości współczynnika poprawkowego w zakresie 0,45-0,60 dla polskich gruntów organicznych zaprezentował między innymi Tarnawski [26].

5. Szacowanie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu

Szacowanie wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu za pomocą sondy krzyżakowej FVT polega na określeniu wytrzymałości na ścinanie gruntu w warunkach „in situ” a następnie skorygowaniu wyniku za pomocą właściwego współczynnika poprawkowego μ . Z uwagi na cały szereg istniejących sposobów dotyczących ustalania wartości współczynnika korekcyjnego w tabeli 3 wybrano oraz zestawiono w sposób chronologiczny najczęściej stosowane metody jego określania, opracowane przez różnych badaczy. Zaprezentowano również wyniki szacowania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, ustalone z wykorzystaniem przywoływanych w tabeli współczynników.

Analizując wyniki obliczeń stwierdzono, że charakteryzują się ogromnym zróżnicowaniem, które w poważnym stopniu utrudnia ich porównanie i wybór wartości optymalnej. Dodatkowo sytuację komplikował fakt, iż w niektórych przypadkach autorzy nie podają szczegółowych informacji dla jakich gruntów zostały określone przywoływane procedury określenia współczynnika μ , a tym samym czy można je stosować dla gruntów organicznych czy nie. Zaprezentowane w celu porównania w tabeli 3. wartości współczynników zostały ustalone na podstawie zależności od różnych parametrów geotechnicznych lub przyjęte jako wartości stałe, ustalone w sposób empiryczny dla różnych rodzajów gruntów o znanych właściwościach.

Analiza wyników szacowania wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu przedstawionych w tabeli 3 wykazała, że zakres proponowanych współczynników poprawkowych jest bardzo szeroki i obejmuje wartości od 0,40 do 0,92 z wykluczeniem raczej historycznej propozycji Szwedzkiego Instytutu Geotechnicznego (1969), gdzie wartość współczynnika przyjęto równą 1,0. Graniczne wartości współczynników poprawkowych wygenerowały następujące wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu: minimalną, uzyskaną w oparciu o propozycję Edila [5] równą 24,12kPa oraz maksymalną, określoną według zaleceń Hansbo [8] wynoszącą 55,48kPa. Różnica pomiędzy nimi wynosi ponad 100%, co stanowi poważny problem z inżynierskiego punktu widzenia, ponieważ obliczone na ich podstawie wartości nośności w warunkach bez odpływu dla tego samego gruntu mogą diametralnie różnić się od siebie.

Autor przeprowadził własne badania mające na celu ustalenie wartości współczynnika poprawkowego μ dla gruntu organicznego o zawartości części organicznych wynoszącej około 11% i znanych cechach fizycznych (Tab. 1.). Z analizy przeprowadzonych badań (Tab. 2.) wynika, że dla wybranego gruntu organicznego optymalna, bezpieczna wartość współczynnika poprawkowego to 0,67. Wartość ta wpisuje się w przedstawione w tabeli 3. propozycje, a wytrzymałość na ścinanie bez odpływu obliczona z zastosowaniem ustalonego empirycznie współczynnika wynosi 43,42 kPa.

Tabela 3. Metody określania, zakres stosowalności, wartości współczynników poprawkowego oraz wartości wyprowadzone wytrzymałości na ścinanie wg wybranych źródeł

Table 3. Determination methods, range of applicability, values of correction factor and undrained shear strengths according to selected sources

Lp.	Autorzy	Metoda określania współczynnika poprawkowego	Zakres stosowalności	Oszacowany lub wybrany do analizy współczynnik poprawkowy μ [-]	Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu c_u [kPa]
1	Hansbo [8]	$\left(\frac{0,43}{w_L}\right)^{0,45} \left(\frac{c_{fv}}{0,585 w_L \sigma'_{v0}}\right)^{-0,15}$	ity	0,41	24,72
2	S.I.G. [11]	$\mu=f(LL)$ – zgodnie z wykresem (Rys.1)	nieokreślone	1,00	60,30
3	Bjerrum [2]	$\mu=f(PI)$ – zgodnie z wykresem (Rys.1)	ity	0,78	47,03
5	Bjerrum [3]	1,7 - 0,54 log (PI)	nieokreślone	0,84	50,65
6	Ladd & Foott [13]	0,85 ± 0,05	ity	0,80	48,24
7	Azzuoz et al. [1]	$\mu=f(PI)$ – zgodnie z wykresem (Rys.1)	ity	0,74	44,62
8	Chandler [4]	$\mu_R = 1,05 - b(PI)^{0,5}$ $b = 0,015 - 0,0075 \log t_f$ $\mu_A = 0,5 - 1,0 [C]$	ity i pyły	-	-
9	Larson et al. [16]	$\left(\frac{0,43}{LL}\right)^{0,45} \mu=f(LL)$ – zgodnie z rys.1.	ity	0,76	45,83
10	Tarnawski [27]	0,45 – 0,60	grunty organiczne	0,45-0,60	27,14 – 36,18
11	Kulhawy [12]	1,2 - 0,0243 PI ^{0,695}	nieokreślone	0,84	50,65
12	Hansbo [9]	$\mu(LL)$ – zgodnie z wykresem (Rys.1)	nieokreślone	0,76	45,83
13		$\mu(PI)$ – zgodnie z wykresem (Rys.1)	nieokreślone	0,92	55,48
14	Morris &	1,18 e ^{-0,08PI} + 0,57	nieokreślone	0,59	35,58
15	Williams [19]	7,01 e ^{-0,08LL} + 0,57	nieokreślone	0,68	41,00
16	Terzaghi et al. [29]	0,85	grunty organiczne	0,85	51,26
17	Edil [5]	0,40 – 0,55	nieokreślone	0,40 – 0,55	24,12 – 33,17
18	Larsson & Ahnberg [15]	μ_{LL} - zgodnie z wykresem (Rys.1) $\mu_{OCR} = (OCR/1,3)^{-0,15}$	ity o $R_{oc} \geq 1,5$	0,71	42,81
19	Mesri & Ajlouni [18]	0,50	nieokreślone	0,50	30,15
20	Eurocode 7 [23]	0,65	torf, R < 30%	0,65	39,20
21		0,80	torf, R < 35-60 %	0,80	48,24
22	Straż	0,67	grunty organiczne $I_{om}=11\%$	0,67	43,42

6. Podsumowanie

Przeprowadzone w warunkach polowych i laboratoryjnych badania wybranej warstwy gruntu organicznego za pomocą sondy FVT, umożliwiły oszacowanie wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu. Weryfikacja uzyskanych wyników, przeprowadzona za pomocą badań laboratoryjnych w aparacie bezpośredniego ścinania oraz trójosiowego ściskania wykazała, że są zawyżone i wymagają skorygowania. Porównano wyniki badań wytrzymałości na ścinanie dla analizowanego gruntu organicznego (tab. 2.) oraz wyznaczono własną wartość współczynnika poprawkowego. W tabeli 3. zaprezentowano wyprowadzone wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu z zastosowaniem współczynników poprawkowych zaproponowanych przez różnych autorów. Wyniki te nie są zbieżne, co potwierdza tezę o konieczności indywidualnego określania wartości współczynników w aspekcie rodzaju gruntu, parametrów wiodących oraz lokalizacji. Ma to szczególne znaczenie w przypadku gruntów organicznych, charakteryzujących się wyjątkowo skomplikowaną budową szkieletu gruntowego, zależną od lokalnych warunków zalegania.

Literatura

- [1] Azzouz, A. S., Baligh, M. M. & Ladd, C. C.: Corrected field vane strength for embankments design. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 109, GTS, 1983, pp. 730-730.
- [2] Bjerrum, L.: Embankments on soft ground. *Proc. Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth Structures, ASCE, Purdue University, Lafayette, 1972*, pp. 1-54.
- [3] Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1977*, 3, pp. 111-159.
- [4] Chandler, R.J.: The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field & Lab Studies, STP 1014, ASTM, West Conshohocken, 1988*, pp.13-44.
- [5] Edil, T.B.: Site characterization in peat and organic soils, *Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 2001*, pp. 49-59.
- [6] Frankowski Z.: Interpretacja wyników sondowań dynamicznych i badań presjometrycznych. *Materiały Seminarium: Nowoczesne metody badań gruntów, ITB, Warszawa, 2003*, s.11-22.
- [7] Hansbo, S.: A new approach to the determination of shear strength of clay the fall-cone test. *Stockholm: Royal Swedish Institute, 1957, Proc. No. 14*.
- [8] Hansbo S.: *Foundation Engineering. Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier, Amsterdam- London - New York – Tokyo, 1994*.
- [9] Jaremski J., Straż G.: Wstępne badania parametrów wytrzymałościowych torfu z rejonu Mielca z wykorzystaniem sondy PZO-1. *Geologos, nr 11, Puszczykowo, 2007*, s.201-209.

- [10] Jonsson M., Sellin C.: Correction of shear strength in cohesive soil. A comparison focused on vane tests in west Sweden. Master of Science Thesis in the Master's Programme Geo and Water Engineering, Göteborg, Sweden, 2012.
- [11] Kulhawy F.H., Mayne P.W.: Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Final Report, EL-6800, Project 1493-6, Cornell University, Ithaca, New York, 1990.
- [12] Ladd, C. C., Foott, R.: Foundation Design of Embankments on Varved Clays, U.S. Dept. of Transportation, FHWA TS-77-214, Washington, 1977.
- [13] Landva A.O., La Rochelle P. (1983). Compressibility and shear strength characteristics of Radforth Peats, Testing of Peats and Organic Soils, ASTM STP 820, P.M. Jarrett (ed.), pp. 157-191.
- [14] Larsson, R., Ahnberg, H.: Long-term effects of excavations at crests of slopes. Swedish Geotechnical Institute, Report No 61, Linköping, 2003.
- [15] Larsson, R., Bergdahl, U., and Eriksson, L.: Evaluation of Shear Strength in Cohesive Soils with Special Reference to Swedish Practice and Experience. Geotechnical Testing Journal, 1987, Vol. 10, No. 3, pp. 105-112, <https://doi.org/10.1520/GTJ10942J>.
- [16] Mesri, G. and Ajlouni, M.: Engineering properties of fibrous peats. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007, 133(7), pp. 850-866.
- [17] Morris, P.H. & Williams, D.I.: A new model of vane shear strength testing in soils. Geotechnique 44, No. 4, 1994, pp.771-773.
- [18] Ortigao J.A.R., Collet B.: Errors Caused by Friction in Field Vane Tests. Editor: Richards A.F. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM International, 1998, STP 1014, pp.104-117.
- [19] PN-B-02480:1986. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- [20] PN-B-04452:2002 Geotechnika. Badania polowe
- [21] PN-EN 1997-2: 2009. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [22] PN-EN ISO 14688-1:2006 Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis.
- [23] PN-EN ISO 14688-2:2006 Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.
- [24] Straż G.: O niektórych problemach związanych z określaniem parametrów geotechnicznych rzeszowskich gruntów organicznych. Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa, J. Bzówka (Ed.), XI Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziału Budownictwa, Gliwice-Szczyk, 2011, s. 143-149.
- [25] Straż G.: Parametry wytrzymałościowe rzeszowskich namulów i torfów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2011.
- [26] Tarnawski M.: Nowe parametry oceny nośności podłoży organicznych. Prace naukowe Politechniki Szczecińskiej. Nr 17, Szczecin, 1989, s. 145-158.
- [27] Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G.: Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd edition, John Wiley & Sons, New York, 1996.

DETERMINATION OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF SELECTED ORGANIC SOIL ON THE BASIS OF FVT TEST

S u m m a r y

This paper presents the procedures and results of the estimation of undrained shear strength for selected organic soil located in the area of Rzeszow. The results of "in situ" tests performed with the FVT rotary probe were used for this purpose. The study showed that undrained shear strength values derived directly from field measurements are overestimated with respect to the results of alternative laboratory tests. The overview of the selected scientific literature was done in order to analyze the problems related to the need to correct the results obtained for the geotechnical aims by using of correction factor μ . The paper suggest the proper value of the factor μ , appropriate only for the analyzed organic soil. The value of undrained shear strength obtained by this method was compared with those given by other researchers.

Keywords: organic soils, undrained shear strength, Field Vane Test

Przesłano do redakcji: 22.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Andrzej GRUCHOT¹
Eugeniusz ZAWISZA²
Ewa CZYŻ³

PARAMETRY KONTAKTU MIĘDZYFAZOWEGO WYBRANYCH MATERIAŁÓW STOSOWANYCH W BUDOWNICTWIE ZIEMNYM

Celem badań było określenie wytrzymałości na ścinanie mieszaniny popiołowo-żuźlowej ze składowiska odpadów Elektrociepłowni Kraków (EDF Polska S.A.) oraz oporu tarcia międzyfazowego na kontakcie pomiędzy przedmiotową mieszaniną a geowłókniną PPST 100. Badania przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania. Próbkę do badań formowano w skrzynce aparatu przy wilgotności optymalnej przez ich zagęszczanie do $I_s = 0,90$ i $1,00$. Ścinanie próbek przeprowadzono bez i z ich nawodnieniem.

Parametry wytrzymałości na ścinanie mieszaniny popiołowo-żuźlowej były duże. Stwierdzono istotny wpływ zagęszczenia, którego wzrost spowodował zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego i spójności. Natomiast nawodnienie próbek spowodowało zmniejszenie parametrów wytrzymałości na ścinanie. Wartości parametrów oporu tarcia międzyfazowego na kontakcie mieszanina popiołowo-żuźłowa a geowłóknina były również duże. Należy również wskazać, że nawodnienie próbek spowodowało zwiększenie kąta tarcia międzyfazowego i zmniejszenie adhezji. Można więc stwierdzić, że stosowanie mieszanin popiołowo-żuźłowych jako kruszywa antropogenicznego jest ważnym i istotnym zagadnieniem w aspekcie ochrony naturalnych materiałów gruntowych.

Słowa kluczowe: mieszanina popiołowo-żuźłowa, wytrzymałość na ścinanie, opór tarcia międzyfazowego, geowłóknina

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Andrzej Gruchot, Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, al. Mickiewicza 24/28, 30-059 Kraków, tel. 126624161, e-mail: rmgrucho@cyf-kr.edu.pl

² Eugeniusz Zawisza, Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, al. Mickiewicza 24/28, 30-059 Kraków, tel. 126339098, e-mail: kiwig@ur.edu.pl

³ Ewa Czyż, Wodociągi „Niepołomice” Sp. z o.o., ul. Droga Królewska 27, 32-005 Niepołomice, e-mail: ewa.piorek@o2.pl

1. Wstęp

Zbrojenie gruntu polega na umieszczeniu w nim elementów wykonanych z innego materiału o odpowiedniej wytrzymałości, przyczepności oraz trwałości. Połączenie gruntu i zbrojenia zapewniają występujące między nimi odpowiednio duże wartości sił tarcia. Zastosowanie zbrojenia pozwala na wytworzenie kompozytu, który w przeciwieństwie do samego gruntu, cechuje się wytrzymałością na rozciąganie [1, 2, 3].

Pierwsze konstrukcje z gruntu zbrojonego zostały wykonane w czasach starożytnych, gdzie jako zbrojenia używano drewnianych bali i gałęzi, a materiał wypełniający stanowiła glina. Współcześnie zbrojenie gruntów zapoczątkował w latach 60-tych ubiegłego wieku we Francji Henri Vidal, który opatentował wzmacnianie gruntu poziomymi metalowymi taśmami [4]. Obecnie do zbrojenia gruntów wykorzystuje się głównie geosyntetyki (geowłókniny, geotkaniny, geosiatki itp.), a także zbrojenie prętowe i szkieletowe. Materiał wypełniający konstrukcje z gruntu zbrojonego najczęściej stanowią grunty niespoiste, charakteryzujące się dużymi wartościami kąta tarcia wewnętrznego gwarantujące odpowiednią współpracę ze zbrojeniem. Jako wypełnienie konstrukcji z gruntu zbrojonego mogą być również użyte odpady przemysłowe w tym energetyczne, które powstają w wyniku spalania węgla kamiennego lub brunatnego. Do odpadów tych zalicza się m.in.: popioły lotne, żużle oraz mieszaniny popiołowo-żużlowe.

Odpady poenergetyczne wykorzystywane są jako substytut gruntów naturalnych do modernizacji i budowy dróg oraz nasypów hydrotechnicznych, także do rekultywacji i rekonstrukcji terenów zdegradowanych oraz produkcji materiałów budowlanych [5, 6, 7] co pozwala na zmniejszenie negatywnego ich oddziaływania na środowisko.

Podstawowym kryterium oceny przydatności odpadów poenergetycznych do celów budownictwa drogowego są ich właściwości geotechniczne, których odpowiednie wartości wykluczają powstawanie przelomów i wysadzin na drogach. Odpady poenergetyczne charakteryzują się dużą podatnością na deformacje plastyczne oraz dużą wrażliwością na zmiany wilgotności [8]. Dlatego prawidłowe rozpoznanie ich właściwości geotechnicznych jest istotne dla właściwego ich wykorzystania. Norma [9] dopuszcza stosowanie mieszanin popiołowo-żużlowych zarówno na dolne warstwy nasypów ziemnych poniżej strefy przemarzania jak i na górne warstwy nasypów ziemnych w strefie przemarzania pod warunkiem zalegania ich w miejscach suchych lub izolowanych od wody oraz ulepszenia ich spoiwami hydraulicznymi.

Materiały geosyntetyczne są stosowane w konstrukcjach inżynierskich od kilkudziesięciu lat. W ostatnich latach budownictwo komunikacyjne jest jednym z największych odbiorców tworzyw geosyntetycznych, które służą zarówno do budowy jak i modernizacji dróg lokalnych, krajowych czy autostrad [10]. Wzmocnienie konstrukcji inżynierskiej materiałem geosyntetycznym przyczynia

się do polepszenia właściwości mechanicznych gruntu, zwiększając jego wytrzymałość na ścinanie [11].

Technologia zbrojenia gruntów geosyntetykami daje możliwość szerokiego jej zastosowania w budownictwie ziemnym. Konstrukcje zbrojone geosyntetykami odpowiednio wpasowują się w krajobraz oraz spełniają wymogi estetyczne. Do korzyści wynikających z ich zastosowania należy również dodać szybkość wykonywania konstrukcji oraz niższe koszty ich realizacji. Zastosowanie geosyntetyków jako zbrojenie gruntów słabych, czy też wzmocnienie konstrukcji ziemnych jest skuteczne i stanowi alternatywę dla tradycyjnych sposobów wzmacniania nasypów i skarp konstrukcji ziemnych [10].

Zastosowanie materiałów geosyntetycznych w konstrukcjach inżynierskich wymaga badań określających parametry współpracy układu: materiał gruntowy - geosyntetyk. Niewłaściwie dobrany geosyntetyk może przyczynić się do obniżenia wytrzymałości gruntu, a tym samym spowodować awarię konstrukcji. Określenie parametrów współpracy pomiędzy gruntem, a geosyntetykiem przeprowadza się w aparacie bezpośredniego ścinania, gdzie następuje przesuw próbki gruntu po geosyntetyku lub przez wyciąganie geosyntetyku umieszczonego pomiędzy dwoma warstwami gruntu („pull-out test”) [11, 12]. Parametrami opisującymi opór tarcia międzyfazowego są kąt tarcia międzyfazowego i adhezja. Badania tych parametrów powinny być przeprowadzane dla każdego rodzaju materiału zasypki i geosyntetyku zastosowanego w konstrukcji z gruntu zbrojonego.

2. Cel i zakres badań

Celem badań była określenie wytrzymałości na ścinanie mieszaniny popiołowo-żuźlowej ze składowiska odpadów Elektrociepłowni Kraków (EDF Polska S.A.) oraz parametrów oporów tarcia międzyfazowego na kontakcie pomiędzy przedmiotową mieszaniną a geowłókniną PPST 100.

Podstawowe właściwości fizyczne oraz parametry zagęszczalności oznaczono metodami standardowymi. Skład uziarnienia określono metodą łączoną, to jest sitową dla ziarn większych od 0,063 mm oraz areometryczną dla cząstek mniejszych, a gęstość właściwą szkieletu metodą kolby miarowej w wodzie destylowanej.

Kapilarność bierną oznaczono w kapilarymetrze laboratoryjnym, a wskaźnik piaskowy w cylindrze z pleksiglasu o średnicy wewnętrznej 32 mm i wysokości 0,43 m. Badania miały na celu ocenę wysadzinowości mieszaniny popiołowo-żuźlowej. Parametry zagęszczalności oznaczono w aparacie Proctora, w cylindrze o objętości 2,2 dm³ przy energii zagęszczania 0,59 J·cm⁻³.

Badania wytrzymałości na ścinanie i oporu tarcia międzyfazowego przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania w skrzynce o przekroju poprzecznym 0,1 × 0,1 m i wysokości próbki 38 mm (wytrzymałość na ścinanie) i 31 mm (opór tarcia międzyfazowego) z 5 ramkami pośrednimi tworzącymi strefę ścięcia o grubości 10 mm zgodnie z [13]. Schemat skrzynki aparatu bez-

pośredniego ścinania w przeprowadzonych badaniach przedstawiono na rysunku 1. Próbki do badań formowano bezpośrednio w skrzynce aparatu przez jej zagęszczanie przy wilgotności optymalnej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,90$ i $1,00$. Próbki po uformowaniu poddano 15 minutowej konsolidacji przy obciążeniu pionowym o wielkości 50, 100, 150, 200, 300 lub 400 kPa, a następnie ścinano z prędkością $0,2 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$, do uzyskania 10% odkształcenia poziomego próbki. Jako kryterium ścicia przyjęto maksymalną wartość naprężeń ścinających.



Rys. 1. Schemat skrzynki aparatu bezpośredniego ścinania do badań wytrzymałości na ścinanie (a) i oporu tarcia międzyfazowego (b)

Fig. 1. Scheme of the direct shear apparatus box for shear strength (a) and interphase friction resistance (b) tests

W przypadku badań oporu tarcia międzyfazowego w dolnej części skrzynki znajdowała się wkładka z płytki pleksiglasu, na której mocowano próbkę geowłókniny na wysokości odpowiadającej dolnej powierzchni strefy ścicia. Próbkę mieszanki była formowana bezpośrednio na geowłókninie.

Badania wytrzymałości na ścinanie i oporu tarcia międzyfazowego wykonano również na próbkach przygotowanych jak wyżej podano lecz wstępnie nawodnionych przez zanurzenie skrzynki w wodzie przez 1 godzinę, a następnie ścinanych przy zawodnieniu strefy ścinania.

3. Charakterystyka badanych materiałów

Zgodnie z nomenklaturą geotechniczną [14] mieszankę popiołowo-żuźłową sklasyfikowano jako kilkufrakcyjny piasek drobny pylasty (siFSa). W składzie uziarnienia dominowała frakcja piaskowa, której było blisko 59%. Zawartość frakcji pyłowej wynosiła ponad 32%, żwirowej było ponad 7%, a ilowej około 2% (tab. 1).

Gęstość właściwa szkieletu wynosiła $2,42 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$, natomiast maksymalna gęstość objętościowa szkieletu $1,13 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$ przy wilgotności optymalnej 38,5%. Kapilarność bierna wynosiła 0,84 m, natomiast wskaźnik piaskowy 18,9%.

Mieszanka popiołowo-żuźłowa ze względu na dużą zawartość cząstek mniejszych od 0,075 i 0,02 mm oraz mały wskaźnik piaskowy zakwalifikowano do gruntów wysadzinowych [9].

Tabela 1. Właściwości geotechniczne mieszanki popiołowo-żuźlowej

Table 1. Geotechnical properties of the ash-slag mixture

Parametr	Wartość
Zawartość frakcji [%]:	
- żwirowa: 63 ÷ 2 mm	7,5
- piaskowa: 0 ÷ 0,063 mm	58,6
- pyłowa: 0,063 ÷ 0,002 mm	32,3
- iłowa: < 0,002 mm	1,6
Nazwa wg [14]	Piasek drobny pylasty (siF5a)
Zawartość cząstek [%]:	
≤ 0,075 mm	58,5
≤ 0,02 mm	27,5
Wskaźnik jednorodności uziarnienia [-]	10,6
Wskaźnik krzywizny uziarnienia [-]	1,34
Wilgotność optymalna [%]	38,45
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu [$t \cdot m^{-3}$]	1,13
Gęstość właściwa szkieletu [$t \cdot m^{-3}$]	2,42
Kapilarność bierna [m]	0,84
Wskaźnik piaskowy [%]	18,9

W badaniach oporu tarcia międzyfazowego na kontakcie mieszanki popiołowo-żuźłowa a geosyntezyk, wykorzystano geowłókninę PPST 100. Geowłókniny z serii GEODREN PPST produkowane są z wysokiej jakości białych włókien polipropylenowych, połączonych metodą mechaniczną, bez dodatków kleju i substancji chemicznych. Geosyntezyki te znalazły zastosowanie w budownictwie wodnym, drogowym i kolejowym oraz tuneli. Wykorzystywane są w konstrukcjach nawierzchni nasypów budowlanych na słabych gruntach oraz jako materiał filtracyjny w ochronie przed erozją brzegów rzek, kanałów, wybrzeży morskich [15, 16]. Podstawowe właściwości fizyczne geowłókniny PPST 100 przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Właściwości fizyczne geowłókniny PPST 100, na podstawie [16]

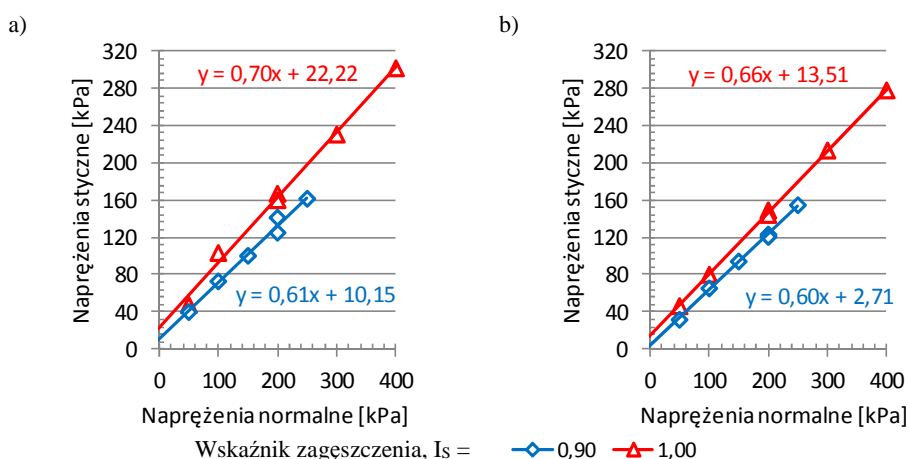
Table 2. Physical properties of the nonwoven geotextile PPST 100, based on [16]

Parametr	Wartość
Masa jednostkowa [$g \cdot m^{-2}$]	100
Grubość [mm]	0,55
Wytrzymałość na rozciąganie [$kN \cdot m^{-1}$]	7
Wydłużenie przy zerwaniu [%]	55
Odporność na przebicie statyczne [$kN \cdot m^{-1}$]	1,2
Odporność na przebicie dynamiczne [mm]	38
Prędkość przepływu wody [$mm \cdot s^{-1}$]	125
Charakterystyczny rozmiar porów [μm]	120

4. Wyniki badań

Wytrzymałość na ścinanie

Stwierdzono, że wzrost zagęszczenia od $I_s = 0,90$ do $1,00$ oraz naprężeń normalnych spowodował zwiększenie wytrzymałości na ścinanie mieszanki popiołowo-żużlowej (rys. 2).



Rys. 2. Zależność naprężeń stycznych od normalnych w badaniach wytrzymałości na ścinanie przy różnym zagęszczeniu próbek nienawodnionych (a) i nawodnionych (b)

Fig. 2. Tangential stress versus normal stress in shear strength tests at different compaction of the unsaturated (a) and saturated (b) samples

Wytrzymałość na ścinanie mieszanki popiołowo-żużlowej zależała od zagęszczenia i warunków wodnych. Zwiększenie wskaźnika zagęszczenia od $I_s = 0,90$ do $1,00$ spowodował zwiększenie wytrzymałości na ścinanie zależnej od wartości naprężeń normalnych i tak:

- w przypadku próbek nienawodnionych przy naprężeniach normalnych równych 50 kPa wytrzymałość na ścinanie zwiększyła się o 8 kPa (19% względnych), a przy naprężeniach 200 kPa o 30 kPa (o 23%),
- w przypadku próbek nawodnionych przy naprężeniach normalnych równych 50 i 200 kPa stwierdzono zwiększenie wytrzymałości na ścinanie odpowiednio o 15 kPa (46% względnych) i 25 kPa (o 20%).

Stwierdzono również istotny wpływ nawodnienia na wytrzymałość na ścinanie. Większe jej wartości uzyskano z badań próbek nienawodnionych. Przy naprężeniach normalnych 50 kPa było to zwiększenie od 8 do nieco ponad 1 kPa (o 26 i 3%), a przy naprężeniach 200 kPa od 11 do blisko 17 kPa (o 9 i 12%) odpowiednio przy zagęszczeniu $I_s = 0,90$ i $1,00$. Można więc stwierdzić, że zabezpieczenie badanego materiału przed kontaktem z wodą pozwoli osiągnąć wyższe wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie.

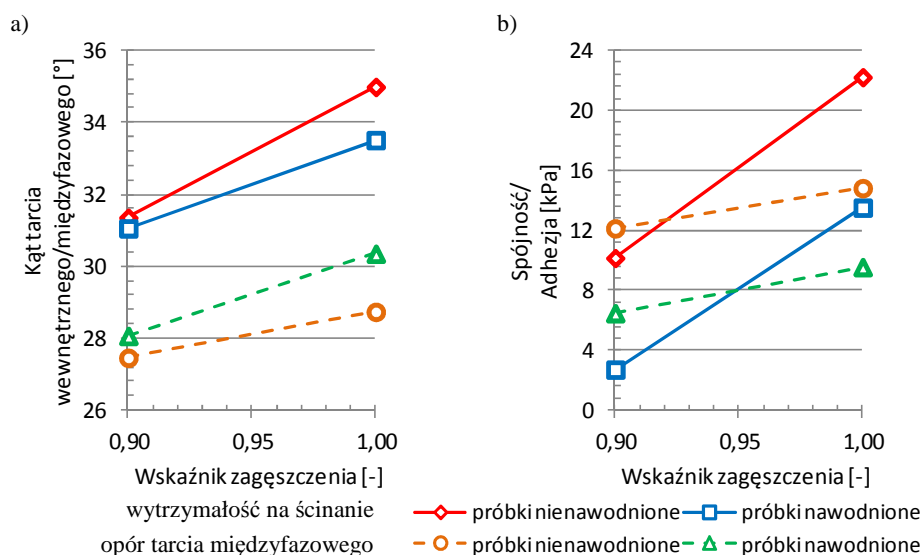
Wzrost zagęszczenia od $I_s = 0,90$ do $1,00$ spowodował zwiększenie wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności mieszanki popiołowo-żużlowej (tab. 3) i tak:

- w przypadku próbek nienawodnionych zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego wynosiło blisko 4° (11%) (rys. 3a), a spójności 12 kPa (ponad 2-krotnie) (rys. 3b),
- w przypadku próbek nawodnionych kąt tarcia wewnętrznego zwiększył się o nieco ponad 2° (8%), a spójność o 11 kPa (4-krotnie).

Tabela 3. Wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie mieszanki popiołowo-żużlowej i oporu tarcia międzyfazowego na kontakcie mieszanki a geowłóknina

Table 3. Values of the shear strength parameters of the ash-slag mixture and interfacial friction resistance at the contact of mixture and nonwoven geotextile

Parametr	Próbki			
	bez nawodnienia		z nawodnieniem	
	Wskaźnik zagęszczenia [-]			
	0,90	1,00	0,90	1,00
Kąt tarcia wewnętrznego [$^\circ$]	31,4	35,0	31,1	33,5
Spójność [kPa]	10,2	22,2	2,7	13,5
Kąt tarcia międzyfazowego [$^\circ$]	27,5	28,1	28,1	30,4
Adhezja [kPa]	12,1	14,8	6,5	9,6



Rys. 3. Wpływ zagęszczenia na parametry wytrzymałości na ścinanie mieszanki popiołowo-żużlowej i oporu tarcia międzyfazowego na kontakcie mieszanki a geowłóknina

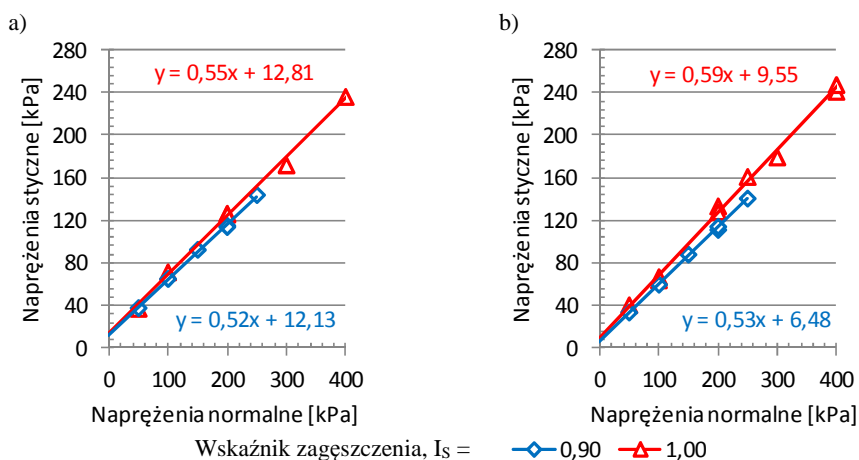
Fig. 3. Influence of the compaction on the shear strength parameters of the ash-slag mixture and the interfacial friction resistance at the contact of the mixture with the nonwoven geotextile

Nawodnienie próbek spowodowało zmniejszenie wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie, które w przypadku kąta tarcia wewnętrznego wynosiło 0,3 i 1,5° (1 i 4,5%), a spójności 7,5 i 8,5 kPa (2,7 i 0,6-krotnie) odpowiednio przy zagęszczeniu $I_s = 0,90$ i 1,00.

Opór tarcia międzyfazowego

Opór tarcia międzyfazowego na kontakcie mieszanina popiołowo-żuźlowej, a geowłókna PPST 100 zależał również od zagęszczenia oraz warunków wodnych i tak:

- w badaniach próbek nienawodnionych (rys. 4a) przy naprężeniach normalnych równych 50 kPa opór tarcia międzyfazowego był podobny przy obydwu zagęszczeniach i wynosił około 37 kPa, a naprężeniach normalnych wynoszących 200 kPa wzrost zagęszczenia spowodował zwiększenie oporu o blisko 12 kPa (o 10%),
- w badaniach próbek nawodnionych, przy naprężeniach normalnych równych 50 kPa wzrost zagęszczenia spowodował zwiększenie oporu tarcia międzyfazowego o 7 kPa (21%), a przy naprężeniach normalnych 200 kPa o blisko 18 kPa (o 16%).



Rys. 4. Zależność naprężeń stycznych od normalnych w badaniach oporu tarcia międzyfazowego przy różnym zagęszczeniu próbek nienawodnionych (a) i nawodnionych (b)

Fig. 4. Tangential stress versus normal stress at the interfacial friction resistance tests, at different compaction of the unsaturated (a) and saturated (b) samples

Porównując wartości oporu tarcia międzyfazowego dla próbek nienawodnionych i nawodnionych stwierdzono, że:

- przy zagęszczeniu $I_s = 0,90$ mniejsze jego wartości o około 2 i 5,5 kPa (o 2 i 9%) uzyskano dla próbek nienawodnionych,

- przy zagęszczeniu $I_S = 1,00$ większe wartości oporu tarcia o nieco ponad 3 i blisko 5 kPa (o 9 i 2%) uzyskano dla próbek nawodnionych.

Kąt tarcia międzyfazowego wraz ze wzrostem zagęszczenia od $I_S = 0,90$ do 1,00 zwiększył się o blisko 1° (nieco ponad 2%) w badaniach próbek nienawodnionych oraz o nieco ponad 2° (ponad 8%) w badaniach próbek nawodnionych (tab. 3, rys. 3a). Natomiast adhezja zwiększyła się wraz ze wzrostem zagęszczenia o blisko 3 kPa co stanowi ponad 22 i 48% względnie odpowiednio w badaniach próbek nienawodnionych i nawodnionych (rys. 3b).

Kąt tarcia międzyfazowego z badań próbek nienawodnionych był mniejszy o blisko 1 i ponad 2° (o 2 i 8% względnych) odpowiednio przy zagęszczeniu $I_S = 0,90$ i 1,00 od wartości z badań próbek nawodnionych. Natomiast adhezja była większa z badań próbek nienawodnionych o nieco ponad 5 kPa, a więc o 54 i 86% względnie odpowiednio przy zagęszczeniu $I_S = 0,90$ i 1,00.

Porównując uzyskane wartości kąta tarcia wewnętrznego i międzyfazowego oraz spójności i adhezji stwierdzono podobną zależność badanych parametrów od zagęszczenia zarówno w badaniach próbek nienawodnionych jak i nawodnionych. Wartości kąta tarcia wewnętrznego były większe o 4 i 7° od kąta tarcia międzyfazowego odpowiednio przy zagęszczeniu $I_S = 0,90$ i 1,00 (rys. 3a). Natomiast spójność była mniejsza o 2 kPa i większa o ponad 7 kPa od adhezji odpowiednio przy zagęszczeniu $I_S = 0,90$ i 1,00 (rys. 3b).

Analiza porównawcza

Badania parametrów wytrzymałości na ścinanie mieszanin popiołowo-żużlowych ze składowiska „Czajki” Elektrociepłowni Zakładów Azotowych w Tarnowie [17] oraz ze składowiska Elektrowni „Skawina” [18] wykazują podobną zależność od zagęszczenia. Analiza wyników badań pozwoliła stwierdzić, że w przypadku badań próbek nienawodnionych największe wartości kąta tarcia wewnętrznego uzyskano dla mieszaniny z Elektrowni „Skawina”, a spójności dla mieszaniny z Elektrociepłowni „Tarnów”. Natomiast prawie takie same wartości kąta tarcia wewnętrznego uzyskano dla mieszaniny z Elektrociepłowni „Kraków” i „Tarnów” oraz podobne wartości spójności dla mieszaniny z Elektrowni „Kraków” i „Skawina”. W przypadku próbek nawodnionych największe wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności uzyskano dla mieszaniny z Elektrociepłowni „Kraków”. Były to wartości większe średnio o 13° w przypadku kąta tarcia wewnętrznego przy obydwu zagęszczeniach ($I_S = 0,90$ i 1,00), a spójności podobne przy $I_S = 0,90$ i większe o 8 kPa przy $I_S = 1,00$ od wartości dla mieszaniny z Elektrowni „Skawina”.

Należy zaznaczyć, że przyrost parametrów wytrzymałości na ścinanie wraz ze wzrostem zagęszczenia dla analizowanych mieszanin popiołowo-żużlowych był podobny.

Badania oporu tarcia międzyfazowego Gruchota [19] oraz Gruchota i Zydronia [12] na kontakcie mieszanina popiołowo-żużłowa z Elektrowni „Skawi-

na” a geowłóknina Secutex 401-GRK 5C oraz geotkanina ACETex GT 40/40 wykazały, że wzrost zagęszczenia od $I_s = 0,90$ do 1,00 spowodowało zwiększenie wartości kąta tarcia międzyfazowego o 5° (o 15%). Natomiast w badaniach mieszaniny popiołowo-żuźłowej z Elektrociepłowni „Kraków” oraz geowłókniny PPST 100 wzrost zagęszczenia spowodował pomijalnie małe zwiększenie kąta tarcia międzyfazowego. W przypadku adhezji uzyskano zwiększenie jej wartości o około 1 kPa i 4 kPa na kontakcie mieszanina z Elektrowni „Skawina” oraz odpowiednio geotkanina ACETex GT 40/40 i geowłóknina Secutex 401-GRK 5C.

5. Podsumowanie

Parametry wytrzymałości na ścinanie mieszaniny popiołowo-żuźłowej z Elektrociepłowni „Kraków” były duże. Stwierdzono istotny wpływ zagęszczenia, którego wzrost spowodował zwiększenie badanych parametrów. Natomiast nawodnienie próbek spowodowało zmniejszenie parametrów wytrzymałości na ścinanie. Dlatego stosując mieszaninę do celów budownictwa ziemnego należy stosować warstwy ochronne przed wodami gruntowymi lub opadowymi.

Parametry charakteryzujące opór tarcia międzyfazowego na kontakcie mieszanina popiołowo-żuźłowa – geowłóknina były również duże, co pozwala stwierdzić jej przydatność jako materiał zasypki w konstrukcjach z gruntów zbrojonych. Należy również wskazać, że nawodnienie próbek spowodowało zwiększenie kąta tarcia międzyfazowego i zmniejszenie adhezji.

Podsumowując można stwierdzić, że stosowanie mieszanin popiołowo-żuźłowych jako kruszyw antropogenicznych jest ważnym i istotnym zagadnieniem w aspekcie ochrony naturalnych materiałów gruntowych.

Literatura

- [1] Ajdukiewicz J.: Projektowanie z geosyntetykami – możliwe zagrożenia dla projektantów – cz. I, *Autostrady*, 5, 2004, s. 84-90.
- [2] Ajdukiewicz J.: Projektowanie z geosyntetykami – możliwe zagrożenia dla projektantów – cz. II. Inne, popełniane w procesie projektowania błędy w odniesieniu do pracujących w reżimie wytrzymałościowym materiałów geosyntetycznych, *Autostrady*, 6, 2004, s. 20-27.
- [3] Sobolewski J.: Wymiarowanie zbrojeń geosyntetycznych w konstrukcjach z gruntu zbrojonego zgodnie z przepisami Eurokodu 7, *Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Drogi i Mosty*, 2, 2010, s. 73-86.
- [4] Sawicki A., Leśniewska D.: *Grunt zbrojony, teoria i zastosowanie*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1993.
- [5] Borys M., Filipowicz P.: Wykorzystanie odpadów przemysłowych do budowy i umacniania wałów przeciwpowodziowych. *Instytut Melioracji i Użytków Zielonych w Falentach. Rocznik Ochrona środowiska*, 10, 2008, s. 633-644.

- [6] Gruchot A.: Utylizacja odpadów powęglowych i poenergetycznych do celów inżynierskich jako czynnik kształtowania i ochrony środowiska, Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie, Rozprawy, 2016, ss. 410.
- [7] Sybilski D., Kraszewski C.: Ocena i badania wybranych odpadów przemysłowych do wykorzystania w konstrukcjach drogowych, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2004.
- [8] Gruchot A., Zydroń T.: Właściwości geotechniczne mieszaniny popiołowo-żużlowej ze spalania węgla kamiennego w aspekcie jej przydatności do celów budownictwa ziemnego. Środkowo-Pomorskie Towarzystwo Naukowe Ochrony Środowiska. Rocznik Ochrona Środowiska, 15(2), 2013, s. 1719-1737.
- [9] PN-S-02205:1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- [10] Janusz L., Zawisza M.: Funkcje spełniane przez materiały geosyntetyczne w konstrukcjach inżynierskich, XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu, 2004, s. 371-380.
- [11] Duszyńska A., Bolt A.: Współpraca georusztu i gruntu w badaniu na wyciąganie. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2004.
- [12] Gruchot A., Zydroń T.: Określenie oporów tarcia na kontakcie wybranych odpadów paleniskowych z geosyntetykami. Acta Scientiarum Polonorum, Architectura, 14(4), 2015, s. 35-47.
- [13] PKN-CEN ISO/TS 17892-10:2009. Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 10: Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- [14] PN-EN ISO 14688-1:2006. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- [15] www.drotest.com.pl – serwis internetowy firmy Biuro Inżynierii Drogowej Drotest Józef Judycki, Jacek Alenowicz Sp. j. (dostęp 06.04.2016).
- [16] www.gunnex.pl – serwis internetowy firmy GUNNEX PL Sp. z o.o. (dostęp 26.04.2016).
- [17] Gruchot A., Ligas E.: Wytrzymałość na ścinanie mieszanek popioło-żużli z piaskiem. Przegląd Górniczy, 12, 2012, s. 123-127.
- [18] Gruchot A., Resiuła E.: Wpływ zagęszczenia i nawodnienia na wytrzymałość na ścinanie mieszaniny popiołowo-żużlowej i stateczność wykonanego z niej nasypu. Górnictwo i Geoinżynieria, 2, 2011, s. 257-264.
- [19] Gruchot A.: Opory tarcia na kontakcie mieszanina popiołowo-żużlowa a geowłókna. Acta Scientiarum Polonorum, Formatio Circumiectus, 12(4), 2013, s. 55-65.

INTERPHASE CONTACT PARAMETERS OF THE CHOSEN MATERIALS USED IN EARTH STRUCTURES

S u m m a r y

The tests aimed at the determination of the shear strength of the ash-slag mixture from the landfill of the Combined Heat and Power Plant „Kraków” S.A. (EDF Polska S.A.) as well as the interphase friction resistance at the contact between the mixture in question and the PPST 100

geotextile. The tests were conducted in a direct shear apparatus. Samples for the tests were formed in the apparatus box at the optimum moisture content by compacting them to $I_s = 0.90$ and 1.00 . Shearing of the samples was carried out without and with their saturation.

The shear strength parameters of the ash-slag mixture were large. It was stated the significant influence of the compaction, the growth of which has resulted in an increase in the angle of internal friction and cohesion. Whereas the saturation of the samples reduced the shear strength parameters. The values of the interphase friction resistance at the contact: the ash-slag mixture and the geotextile were large as well. It should also be noted that the saturation of the samples increased the angle of interphase friction and decreased the adhesion. It can be concluded that the use of the ash-slag mixtures as anthropogenic aggregates is an important issue in terms of protection of natural soil materials.

Keywords: ash-slag mixture, shear strength, interphase friction resistance, nonwoven geotextiles

Przesłano do redakcji: 6.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Eugeniusz ZAWISZA¹
Andrzej GRUCHOT²

WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCINANIE MIESZANINY POPIOŁOWO-ŻUŻŁOWEJ STABILIZOWANEJ SPOIWAMI HYDRAULICZNYMI

Przedmiotem pracy jest mieszanina popiołowo-żużłowa pochodząca ze składowiska Elektrociepłowni Kraków (EDF Polska S.A.). Celem badań było określenie wytrzymałości na ścinanie przedmiotowej mieszaniny w aparacie bezpośredniego ścinania, w skrzynce o wymiarach w przekroju 0,1 x 0,1 i 0,12 x 0,12 m, z ramkami pośrednimi tworzącymi strefę ścinania o grubości 10 mm. Próbkę formowano przy wilgotności optymalnej i wskaźniku zagęszczenia $I_s = 0,97$, a następnie ścinano: bezpośrednio po uformowaniu, po 7-dniowej pielęgnacji próbek stabilizowanych dodatkiem 2% (wagowo) spoiw hydraulicznych (dwa rodzaje) oraz po 7-dobowej pielęgnacji próbek stabilizowanych jak wyżej i następnie nasączanych wodą przez 3 doby. Uzyskane wartości parametrów charakteryzujących wytrzymałości na ścinanie, to jest kąta tarcia wewnętrznego i spójności, były stosunkowo duże, co świadczy o dużej wytrzymałości na ścinanie badanego materiału. Nawodnienie nie wpłynęło na wartość kąta tarcia wewnętrznego, natomiast wpłynęło na zmniejszenie spójności. Wartości tych parametrów w przypadku mieszanki stabilizowanej były wyraźnie zależne od rodzaju spoiwa.

Słowa kluczowe: odpady energetyczne, charakterystyka geotechniczna, parametry wytrzymałościowe

1. Wprowadzenie

W budownictwie i inżynierii lądowej wciąż aktualne jest poszukiwanie efektywnego sposobu wykorzystania surowców mineralnych z różnych źródeł, co wynika zarówno ze względów ekonomicznych, jak i z wymogów ochrony środowiska przyrodniczego. Taki kierunek działań obejmuje, oprócz wykorzy-

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Eugeniusz Zawisza, Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, al. Mickiewicza 24/28, 30-059 Kraków, tel. 12 6339098, e-mail: kiwig@ur.edu.pl

² Andrzej Gruchot, Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie, Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, al. Mickiewicza 24/28, 30-059 Kraków, tel. 12 6624161, e-mail: rmgrucho@cyf-kr.edu.pl

stania rezerw ziemnych ze złożami gruntów naturalnych, również możliwość stosowania ubocznych produktów działalności przemysłowej, które mogą stanowić ważny potencjał surowcowy. Dotyczy to odpadów przemysłu głównie hutniczego, węglowego i energetycznego [12, 13]. Materiały te, w przypadku ich niewykorzystania zalegają w ogromnych ilościach na składowiskach, co powoduje konieczność przeznaczania na nie dużych terenów i utrudnia zagospodarowanie przestrzenne. Ponadto odpady przemysłowe deponowane na składowiskach wywierają niekorzystny wpływ na środowisko przyrodnicze, powodując zanieczyszczenie wód powierzchniowych i gruntowych oraz gleb i powietrza atmosferycznego [1, 3, 9]. Od wielu lat poszukuje się nowych sposobów gospodarczego wykorzystania materiałów odpadowych by zmniejszyć koszty składowania i ograniczyć niekorzystny wpływ na środowisko przyrodnicze. Największe możliwości wykorzystania odpadów przemysłowych stwarza szeroko pojęte budownictwo ogólne (produkcja cementu, betonów), górnictwo (podsadzki hydrauliczne) oraz budownictwo komunikacyjne i hydrotechniczne (nasypy drogowe, obwałowania, niwelacja i rekultywacja terenów) [2, 5]. Wykorzystanie odpadów przemysłowych do wyżej wymienionych celów związane jest z koniecznością wykonania badań ich właściwości geotechnicznych, których zakres i metodyka jest zależna głównie od źródła pochodzenia materiału, jego rodzaju, składu granulometrycznego i chemicznego. W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań właściwości geotechnicznych, a w szczególności wytrzymałości na ścinanie, wybranych odpadów poenergetycznych – mieszaniny popiołowo-żużlowej.

2. Cel i metody badań

Celem badań było określenie wartości parametrów charakteryzujących wytrzymałość na ścinanie mieszaniny popiołowo-żużlowej bez oraz z dodatkiem spoiwa Solitex lub Terramix F22,5. Materiał do badań pochodził z wieloletniego składowiska Elektrociepłowni Kraków (EDF Polska S.A.). Podstawowe parametry geotechniczne mieszaniny oznaczono metodami standardowymi [4, 10]: skład uziarnienia oznaczono metodą łączoną – sitową dla ziaren większych od 0,063 mm i areometryczną dla cząstek mniejszych. Gęstość właściwą szkieletu oznaczono metodą kolby miarowej w wodzie destylowanej. Wilgotność optymalną i maksymalną gęstość objętościową szkieletu oznaczono w aparacie Proctora w cylindrze o objętości 1 dm³ przy energii zagęszczenia 0,59 J·cm⁻³. Wartości tych parametrów podano również dla mieszaniny z dodatkiem 3% spoiwa Solitex lub Terramix F22,5 [11].

Wartości parametrów charakteryzujących wytrzymałość na ścinanie, to jest kąta tarcia wewnętrznego i spójności, oznaczono w aparacie bezpośredniego ścinania w skrzynce o wymiarach w przekroju 0,1 × 0,1 i 0,12 × 0,12 m, z ramkami pośrednimi tworzącymi strefę ścinania o grubości 10 mm. Stosowanie ramek pośrednich umożliwia ścinanie strefowe, ograniczające wpływ zagęszcze-

nia i klinowania się ziaren na wartość spójności (tzw. spójność pozorna). Próbki formowano bezpośrednio w skrzynce aparatu przy wilgotności optymalnej przez zagęszczanie materiału do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,97$. Po uformowaniu próbki konsolidowano przy obciążeniu pionowym równym 50, 100, 200, 300 i 400 kPa przez 30 minut i ścinano przy prędkości $0,25 \text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$:

- bezpośrednio po uformowaniu próbki,
- po 3 dobach od nawodnienia próbek,
- po 7 dobach pielęgnacji próbek (w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem) stabilizowanych dodatkiem 2% (wagowo) spoiwa Solitex lub Terramix F22,5,
- po 7 dobach pielęgnacji jak wyżej próbek stabilizowanych dodatkiem 2% spoiwa Solitex lub Terramix F22,5 i następnie nawadnianych przez 3 doby.

We wcześniejszych badaniach [11] określono również mrozoodporność tego materiału stabilizowanego dodatkiem 3, 6 i 8% spoiwa Solitex lub Terramix F22,5, których wyniki uwzględniono w niniejszej pracy.

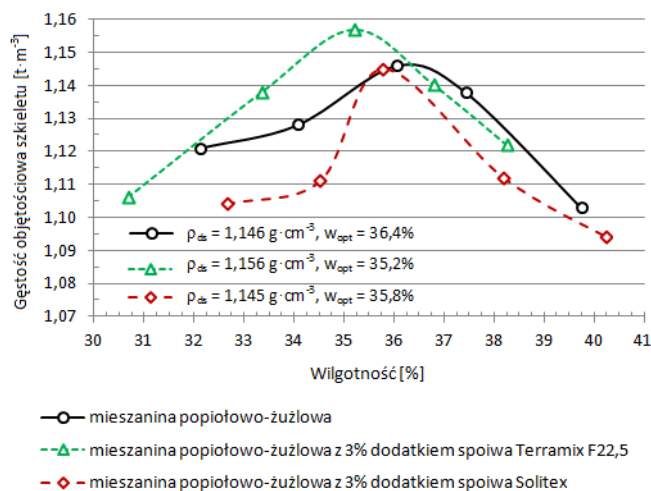
3. Wyniki badań

Skład uziarnienia pozwolił sklasyfikować badaną mieszankę pod względem geotechnicznym jako kilkufrakcyjny piasek drobny pylasty (tab. 1.). Gęstość właściwa szkieletu wynosiła $2,42 \text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$. Wilgotność naturalna wynosiła od około 17 do 25%. Parametry zagęszczalności wynosiły – wilgotność optymalna ponad 36%, a maksymalna gęstość objętościowa szkieletu około $1,15 \text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$. Wartość tych parametrów mieszanki z dodatkiem 3% spoiwa Solitex lub Terramix F22,5 nie zmieniły się w sposób istotny w stosunku do wartości dla samej mieszanki (rys. 1.).

Tabela 1. Podstawowe właściwości fizyczne mieszanki popiołowo-żuźlowej [11]

Table 1. Basic physical properties of the ash-slag mixture [11]

Parametr	Wartość
Zawartość frakcji [%]:	
– żwirowa 63–2 mm	7,0
– piaskowa 2–0,063 mm	58,9
– pyłowa 0,063–0,002 mm	32,5
– ilowa <0,002 mm	1,7
Nazwa wg: PN-EN ISO 14688-2:2006	siFSa
Wskaźnik różnoziarnistości [–]	10,6
Gęstość właściwa szkieletu [$\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$]	2,42



Rys. 1. Wykresy zależności gęstości objętościowej szkieletu od wilgotności [11]

Fig. 1. Dry density versus moisture content [11]

Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie mieszaniny popiołowo-żuźłowej zestawiono w tabeli 2. Uzyskane wartości kąta tarcia wewnętrznego (średnio 34°) i spójności (średnio 44,6 kPa) są stosunkowo duże i świadczą o dużej wytrzymałości na ścinanie badanego materiału. Wartości tych parametrów po 3 dobach nawadniania próbek wynosiły średnio: kąt tarcia wewnętrznego – $34,2^\circ$, a spójność – 9 kPa. Wskazują one, że nawodnienie nie wpłynęło na wartość kąta wewnętrznego, natomiast znacznie zmniejszyło spójność. Wyniki ścinania mieszaniny z dodatkiem 2% spoiwa Solitex, po 7 dobach pielęgnacji próbek w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, wykazały wartość parametrów wytrzymałościowych zbliżone do wartości dla tego materiału bez dodatku spoiwa: kąt tarcia wewnętrznego wynosił $33,6^\circ$, a spójność 45,3 kPa. Po 7 dobach pielęgnacji i 3 dobach nawadniania wartość kąta tarcia wewnętrznego nie zmieniła się w sposób istotny (średnio $35,3^\circ$), natomiast spójność zmniejszyła się do około 23 kPa.

Wyniki ścinania tego samego materiału, lecz z dodatkiem 2% spoiwa Terramix F22,5 po 7 dobach pielęgnacji próbek w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem wykazały następujące wartości parametrów wytrzymałościowych: kąt tarcia wewnętrznego – $39,40^\circ$, a spójność – 43,2 kPa. Wartości te wskazują na dość wyraźne zwiększenie kąta tarcia wewnętrznego, natomiast spójność nie uległa istotnym zmianom w stosunku do materiału bez dodatku spoiwa. Wyniki ścinania tego samego materiału po 7 dobach pielęgnacji próbek i 3 dobach nawadniania wykazały następujące wartości parametrów wytrzymałościowych: kąt tarcia wewnętrznego – $39,3^\circ$, a spójność – 38,7 kPa. Wskazują one, że nawodnienie nie wpłynęło w sposób istotny na wytrzymałość na ścinanie badanego materiału, jedynie wartość spójności zmniejszyła się o 4,5 kPa.

Tabela 2. Zestawienie wyników badania wytrzymałości na ścinanie mieszanki popiołowo-żuźlowej

Table 2. Results of shear strength tests of the ash-slag mixture

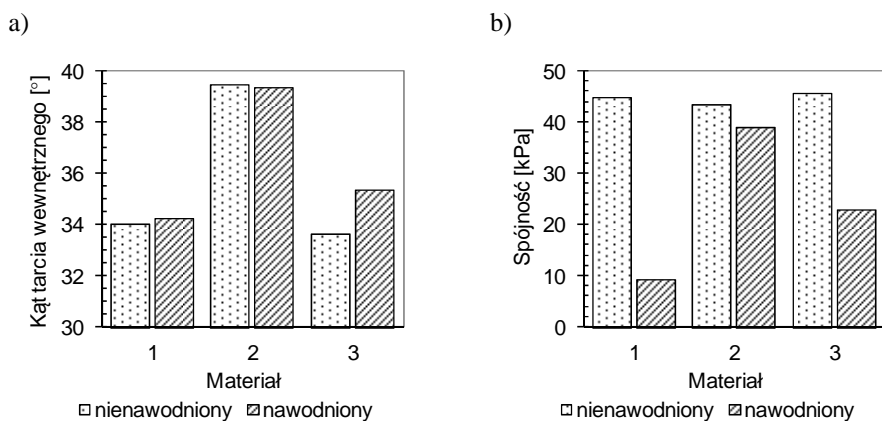
Materiał	Wartości parametrów wytrzymałościowych próbek:					
	nienawodnionych			nawodnionych		
	Nr próbki	Kąt tarcia wewnętrzny, ϕ [°]	Spójność c [kPa]	Nr próbki	Kąt tarcia wewnętrzny, ϕ [°]	Spójność c [kPa]
Mieszanka popiołowo-żuźlowa bez dodatku spoiwa	ściananie bezpośrednio po uformowaniu próbek			ściananie po 3 dobach nawodnienia próbek		
	1	33,2	48,2	1w	36,4	5,8
	2	34,2	43,1	2w	33,7	12,1
	średnia	34,0	44,6	średnia	34,2	9,0
Mieszanka popiołowo-żuźlowa z 2% dodatkiem spoiwa Terramix F22,5	ściananie po 7 dobach pielęgnacji próbek*			ściananie po 7 dobach pielęgnacji* i 3 dobach nawodnienia próbek		
	F1	39,7	30,9	F3	40,0	34,6
	F2	39,0	55,4	F4	38,5	42,8
	średnia	39,4	43,2	średnia	39,3	38,7
Mieszanka popiołowo-żuźlowa z 2% dodatkiem spoiwa Solitex	ściananie po 7 dobach pielęgnacji próbek*			ściananie po 7 dobach pielęgnacji* i 3 dobach nawodnienia próbek		
	S1	33,6	43,9	S3	35,8	23,3
	S2	33,6	46,6	S4	34,8	22,3
	średnia	33,6	45,3	średnia	35,3	22,8

* - w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem

4. Dyskusja wyników

Wytrzymałość na ścinanie badanej mieszanki popiołowo-żuźlowej wykazała zależność od warunków wodnych (rys. 2.). Przy wilgotności optymalnej i dużym zagęszczeniu ($I_s = 0,97$) wytrzymałość na ścinanie mieszanki była stosunkowo duża porównywalna do wytrzymałości zagęszczonych gruntów naturalnych niespoistych, na przykład piasków średnich [10]. Po nawodnieniu wartość kąta tarcia wewnętrznej mieszanki nie uległa zmianie, natomiast wartość spójności zmniejszyła się prawie 5-krotnie, co świadczy o wrażliwości materiału na czynnik wodny.

Wytrzymałość na ścinanie mieszanki popiołowo-żuźlowej stabilizowanej spoiwami hydraulicznymi była zależna od rodzaju spoiwa i warunków wodnych. W przypadku próbek o wilgotności optymalnej stabilizowanych spoiwem Terramix F22,5 po 7 dobach pielęgnacji kąt tarcia wewnętrznej zwiększył się o około 16%, natomiast spójność praktycznie nie uległa zmianie w stosunku do wartości tego parametru mieszanki niestabilizowanej, co świadczy o wzroście wytrzymałości na ścinanie. Po nawodnieniu wartość kąta tarcia wewnętrznej nie



1 – mieszanka popiołowo-żużlowa, 2 – mieszanka popiołowo-żużlowa z dodatkiem 2% spoiwa Terramix F22,5, 3 – mieszanka popiołowo-żużlowa z dodatkiem 2% spoiwa Solitex

Rys. 2. Wartości kąta tarcia wewnętrznego (a) i spójności (b) w zależności od warunków wodnych i rodzaju spoiwa

Fig. 2. Values of the angle of internal friction (a) and cohesion (b) in relation to water conditions and binder type

zmieniła się, natomiast spójność zmniejszyła się o 10%, przy czym była ona ponad 4-krotnie większa od spójności mieszanki niestabilizowanej. Świadczy to o korzystnym efekcie stabilizacji mieszanki spoiwem Terramix F22,5. Mieszanka przy dodatku 6 i 8% spoiwa Terramix F22,5 wykazała mrozoodporność [11], co potwierdza korzystny efekt stabilizacji tym spoiwem.

W przypadku próbek o wilgotności optymalnej stabilizowanych spoiwem Solitex, po 7 dobach pielęgnacji wartości zarówno kąta tarcia wewnętrznego, jak i spójności, pozostały na tym samym poziomie jak dla mieszanki niestabilizowanej, a więc wytrzymałość na ścinanie mieszanki nie uległa zmianie. Po nawodnieniu wartość kąta tarcia wewnętrznego praktycznie nie uległa zmianie, natomiast wartość spójności zmniejszyła się około 50%, przy czym była ona ponad 2,5-krotnie większa od spójności mieszanki niestabilizowanej. Przedstawione dane świadczą o braku korzystnego efektu stabilizacji mieszanki spoiwem Solitex. Również przy większym dodatku tego spoiwa – 6 i 8% nie uzyskano korzystnego efektu stabilizacji, bowiem materiał nie wykazał mrozoodporności [11].

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania oraz analiza ich wyników wykazała, że mieszanka popiołowo-żużlowa ze składowiska Elektrociepłowni „Kraków” EDF odznacza się stosunkowo dużą wytrzymałością na ścinanie. Pozwala to prognozować dobrą stateczność skarp nasypów formowanych z tego materiału przy zachowa-

niu odpowiedniej wilgotności (zbliżonej do optymalnej) i dużym zagęszczeniu ($I_s \geq 0,95$). Ze względu jednak na wrażliwość na oddziaływanie wody może być stosowana na dolne warstwy nasypów drogowych poniżej głębokości przemarzania, w miejscach suchych lub izolowanych od wód gruntowych i powierzchniowych.

Stabilizacja mieszanki popiołowo-żużlowej spoiwem Solitex nie przyniosła pozytywnych efektów. Materiał wykazywał, podobnie jak sama mieszanka, wrażliwość na oddziaływanie wody. Wyniki badań mrozoodporności tego samego materiału stabilizowanego spoiwem Solitex, przedstawione w pracy Zawiszy i in. [11], wykazały również nieskuteczność stabilizacji tym spoiwem czyli brak mrozoodporności.

Stabilizacja mieszanki popiołowo-żużlowej spoiwem Terramix F22,5 przyniosła pozytywne efekty – nastąpiło zwiększenie wytrzymałości na ścinanie i odporności na oddziaływanie wody. Również badania mrozoodporności [11] wykazały jej odporność na oddziaływanie niskich temperatur, lecz dopiero przy dodatku przynajmniej 6% spoiwa. Wskazuje to, że mieszanka popiołowo-żużlowa z takim dodatkiem spoiwa Terramix F22,5 może być stosowana również na górne warstwy nasypów drogowych w strefie przemarzania przy zachowaniu wymogów określonych w odnośnych normatywach [7, 8].

Literatura

- [1] Kucowski J., Laudyn D., Przekwas M., Energetyka a ochrona środowiska. WNT 1987.
- [2] Kuzio B., Labryga B. Analiza stanu gospodarki odpadami z energetyki. Mat. Konf. „Energetyka a ochrona środowiska”. Ustroń-Jaszowiec 1996.
- [3] Miczyński J., Kozak L., Zawisza E. Wpływ składowiska Przechlebnie na stan zanieczyszczenia powietrza atmosferycznego. Materiały z XI Konf. „Zapobieganie zanieczyszczeniu środowiska”. Zesz. Nauk. ATH w Bielsku-Białej – Inżynieria Włókiennicza i Ochrona Środowiska 14 (5). S. 144-148. Bielsko-Biała 2004.
- [4] Myślińska E., Laboratoryjne badania gruntów. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1998.
- [5] Pisarczyk S., Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej 2004.
- [6] PN-EN ISO 1468 8-2:2006. Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2006.
- [7] PN-S-02205:1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 1998.
- [8] PN-S-06102:1997. Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 1997.
- [9] Rosik-Dulewska Cz., Podstawy gospodarowania odpadami. Wyd. Ekoinżynieria. Lublin 1999.
- [10] Wiłun Z., Zarys geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.

- [11] Zawisza E., Biśtyga J., Kopczyński M. Wytrzymałość na ścinanie i mrozoodporność popioło-żużla stabilizowanego spoiwami hydraulicznymi. Acta Sci. Pol. Kraków 2017.
- [12] Zawisza E., Geotechniczne i środowiskowe aspekty uszczelniania grubookruchowych odpadów powęglowych popiołami lotnymi. Zeszyty Naukowe AR im. H. Kołłątaja w Krakowie. Rozprawy Z. 280, Wydawnictwo AR w Krakowie 2001.
- [13] Zawisza E., Odpady hutnicze jako antropogeniczne grunty budowlane. Metody badań i właściwości geotechniczne. Wydawnictwo UR, Kraków. Acta Sci. Pol. 2012.

SHEAR STRENGTH OF THE ASH-SLAG MIXTURE STABILISED WITH HYDRAULIC BINDERS

S u m m a r y

The ash-slag mixture coming from the landfill of the Combined Heat and Power Plant Kraków EDF is the subject of the work. The tests aimed at the determination of the shear strength of this mixture in a direct shear apparatus, in a box with dimensions of 0.1 x 0.1 or 0.12 x 0.12 m, with intermediate frames forming 10 mm thick shear zone. The samples were moulded at the optimum moisture content and the degree of compaction $I_s = 0,97$, and then sheared: immediately after moulding, after 7-day curing of the samples stabilised with addition of 2% (by weight) of hydraulic binders (two types) and after 7-day curing of the samples stabilised as above and then soaked in water for three days. The obtained values of the parameters characterising the shear strength, i.e. the angle of internal friction and cohesion, were relatively high, indicating a high shear strength of the tested material. Moisturising did not affect the value of the angle of internal friction, but reduced cohesion. The values of these parameters for the stabilised mixture were clearly dependent on the type of binder.

Keywords: fuel ash, geotechnical characteristics, strength parameters

Przesłano do redakcji: 01.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Agnieszka MACHOWSKA¹
Paweł KOSIŃSKI²

PROJEKTOWANIE ZAMKNIĘĆ HYDROTECHNICZNYCH WEDŁUG EUROKODÓW NA PRZYKŁADZIE KLAPY SOCZEWKOWEJ

W artykule przedstawiono wyniki analizy oddziaływań działających na zamknięcie hydrotechniczne w postaci klapy soczewkowej zainstalowanej na segmencie podnoszonym oraz nośności klapy pracującej jako ustrój cienkościenny o profilu zamkniętym. Obliczenia wykonano według obowiązujących norm – Eurokodów (PN-EN 1990, PN-EN 1993-1-1, PN-EN 1993-1-3, PN-EN 1993-1-7 oraz PN-EN 1993-4), oraz wycofanych norm (PN-B-03200 i PN-B-03203). Przeanalizowano wartości efektów oddziaływań dla sześciu położen klapy. Analiza wyników wskazuje, że wartości oddziaływań wyznaczone według Eurokodów są wyższe dla warunków eksploatacyjnych i znacząco niższe dla warunków wyjątkowych pracy zamknięcia w porównaniu do oddziaływań wyznaczonych zgodnie z zasadami przedstawionymi w wycofanej normie. Wskazuje to na konieczność wydania opracowania do norm obowiązujących, które regulowałoby wartości współczynników częściowych stosowanych w projektowaniu zamknięć hydrotechnicznych, gdyż te podane w Eurokodach nie odzwierciedlają charakteru obciążenia działającego na budowlę wodne. W dalszej części artykułu przedstawiono wyniki obliczeń statycznych - wytrzymałościowych dla najbardziej niekorzystnego przypadku obciążenia. Analiza wyników weryfikacji stanu granicznego nośności klapy soczewkowej wskazuje, że można bezpiecznie zaprojektować stalowe zamknięcie wodne bazując na zapisach zawartych w normach zharmonizowanych. Jest to proces pracochłonny, a największą trudność stanowi ustalenie obliczeniowych wartości efektów oddziaływań. Ze względu na specyfikę konstrukcji stalowych zamknięć wodnych i warunków ich pracy niezbędne jest opracowanie przepisów regulujących zasady jakie należy zachować podczas ich projektowania.

Słowa kluczowe: zamknięcie hydrotechniczne, klapa soczewkowa, oddziaływania, parcie wody

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Agnieszka Machowska, Politechnika Warszawska Wydział Instalacji Budowlanych Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, 22 234 53 33, agnieszka.machowska@pw.edu.pl

² Paweł Kosiński, Politechnika Warszawska Wydział Instalacji Budowlanych Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa

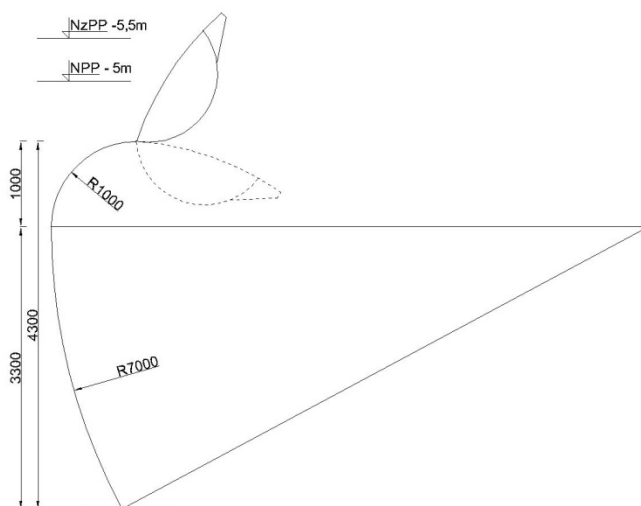
1. Wprowadzenie

Projektowanie konstrukcji jest regulowane przepisami zawartymi w normach europejskich wdrożonych w Polsce od 2010 r. – tzw. Eurokodach. Pakiet norm zharmonizowanych zawiera szereg części służących projektantom do projektowania różnego rodzaju konstrukcji. Projektując obiekt zgodnie z obowiązującymi zasadami należy korzystać ze zbioru norm dotyczących reguł ogólnych, wielkości obciążeń oraz zasad sprawdzania nośności poszczególnych elementów projektowanej konstrukcji. Zbiór norm do projektowania konstrukcji stalowych liczy kilkanaście części, jednak brak jest w nich regulacji dotyczących projektowania stalowych zamknięć hydrotechnicznych. W obecnym stanie projektanci mogą korzystać z dostępnych części Eurokodów dotyczących projektowania budynków lub zbiorników na ciecze albo z norm wycofanych.

2. Analiza oddziaływań przykładowej konstrukcji hydrotechnicznej

W artykule przedstawiono obliczenia wielkości efektów oddziaływań na zamknięcie stalowe w postaci kłapy soczewkowej (zamknięcie klasy III wg [8]), zainstalowanej na segmencie, o następujących parametrach (rys. 1.):

- długość zamknięcia: 14,0 m,
- wysokość piętrzenia kłapy: 1,5 m,
- promień krzywizny kłapy: 3,5 m,
- stal S355.



Rys. 1. Schemat zamknięcia w postaci segmentu z klapą

Fig. 1. Scheme of segment and flap gate

Wyznaczając efekty oddziaływań od parcia wody na zamknięcie w trwałej sytuacji obliczeniowej (warunki eksploatacyjne) zgodnie z PN-EN 1990 [3] przyjmuje się wzory 6.10a i 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

w których:

$G_{k,j}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania stałego j ,

$Q_{k,1}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania zmiennego wiodącego,

$Q_{k,i}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania zmiennego towarzyszącego i ,

$\gamma_{G,j}$ – współczynnik częściowy dla j -tego oddziaływania stałego,

$\gamma_{Q,1}$ – współczynnik częściowy dla wiodącego oddziaływania zmiennego,

$\gamma_{Q,i}$ – współczynnik częściowy dla i -tego oddziaływania zmiennego,

$\psi_{0,1}$ – współczynnik dla wartości kombinacyjnej wiodącego oddziaływania zmiennego,

$\psi_{0,i}$ – współczynnik dla wartości kombinacyjnej i -tego oddziaływania zmiennego,

ξ – współczynnik redukcji dla oddziaływań stałych.

W przypadku wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, którą należy przeanalizować projektując zamknięcie wodne, przyjmuje się wartości obliczeniowych efektów oddziaływań ze wzoru 6.11b z normy [3]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

w którym:

A_d – wartość obliczeniowa oddziaływania wyjątkowego,

$\psi_{1,1}$ – współczynnik dla wartości częstej oddziaływania wiodącego zmiennego,

$\psi_{2,1}$ – współczynnik dla wartości prawie stałej dla oddziaływania wiodącego zmiennego,

$\psi_{2,i}$ – współczynnik dla wartości prawie stałej dla i -tego oddziaływania zmiennego.

W przypadku wycofanej normy dotyczącej projektowania stalowych zamknięć hydrotechnicznych [2] oddziaływania na zamknięcie należy wyznaczać dla:

– kombinacji podstawowej wg wzoru:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_f \cdot G_k + \sum_{i > 1} \gamma_f Q_{k,dł} + \max(\gamma_f \cdot Q_{k,k}) \quad (4)$$

w którym:

$Q_{k,dł}$ – obciążenie zmienne długotrwałe,

$Q_{k,k}$ – obciążenie zmienne krótkotrwałe,

– kombinacji rozszerzonej wg wzoru:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_f \cdot G_k + \sum_{i > 1} \gamma_f Q_{k,d1} + \sum_{i > 1} \gamma_f \cdot Q_{k,k} \cdot \psi_d \quad (5)$$

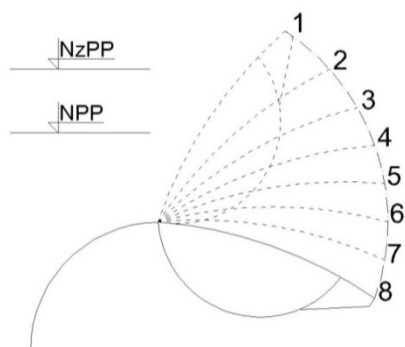
w którym:

ψ_d – współczynnik jednoczesności obciążeń,

– kombinacji wyjątkowej wg wzoru:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_f \cdot G_k + \sum_{i > 1} \gamma_f Q_{k,d1} + \sum_{i > 1} \gamma_f \cdot Q_{k,k} \cdot \psi_d + A_d \cdot \gamma_f \quad (6)$$

Na rysunku 2. przedstawiono osiem możliwych położeń kłapy, począwszy od najwyższego – położenie nr 1 – po całkowite jej opuszczenie – położenie nr 8. Zrezygnowano z wykonania analizy dla wariantu 7 i 8 ze względu na fakt, że grubość warstwy wody przelewającej się przez klapę, a co za tym idzie także oddziaływania są mniejsze niż w wariacie 6.

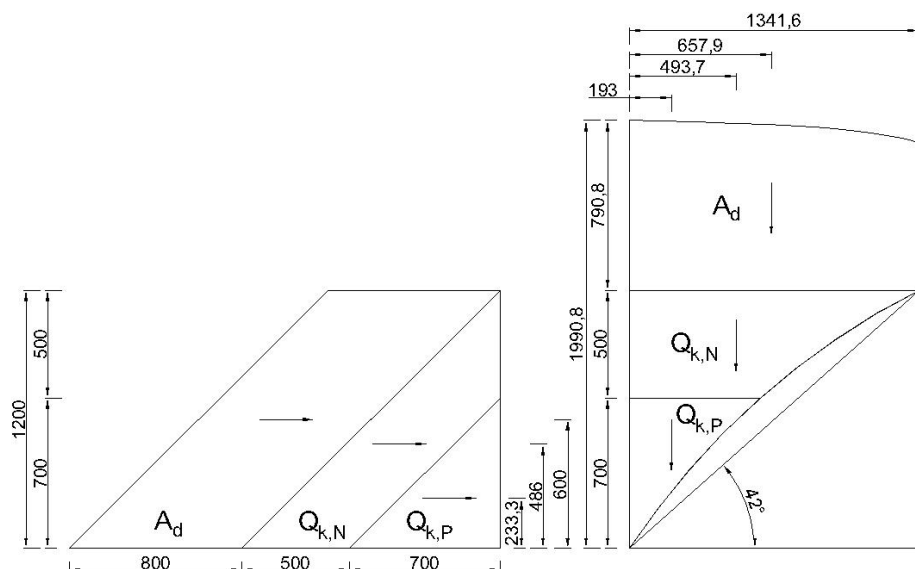


Rys. 2. Analizowane warianty położenia kłapy

Fig. 2. Analyzed positions of flap gate

Na rysunku 3. przedstawiono schematycznie oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej działające na klapę w położeniu nr 2. W analizie uwzględniono parcie hydrostatyczne wody, nadpiętrzenie hydrostatyczne wody oraz obciążenie wyjątkowe od parcia wody. Podano wymiary poszczególnych wykresów parcia oraz położenie ich środków ciężkości.

Ze względu na brak w Eurokodach wytycznych dotyczących projektowania stalowych zamknięć hydrotechnicznych, wykonując obliczenia oddziaływań zastosowano w wariacie pierwszym wartości współczynników częściowych podane w części normy dot. reguł projektowania budynków [3] oraz, w wariacie drugim, dot. projektowania zbiorników na ciecze [7], jako konstrukcji pokrewnych. W celu porównania wykonano także obliczenia zgodnie z wycofaną normą [2]. Wartości współczynników przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 3. Przykład podziału oddziaływań na klapę w położeniu nr 2 w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej; $Q_{k,P}$ – parcie hydrostatyczne wody, $Q_{k,N}$ – nadpiętrzenie hydrostatyczne wody, A_d – obciążenie wyjątkowe od parcia wody

Fig. 3. Example of actions in position no. 2 of flap gate in accidental design situation; $Q_{k,P}$ – hydrostatic water pressure, $Q_{k,N}$ – hydrostatic pressure at unusual water level, A_d – pressure at accidental water level

Tabela 1. Zestawienie wartości współczynników częściowych γ_F oraz ψ_i

Table 1. Values of partial factors γ_F and ψ_i

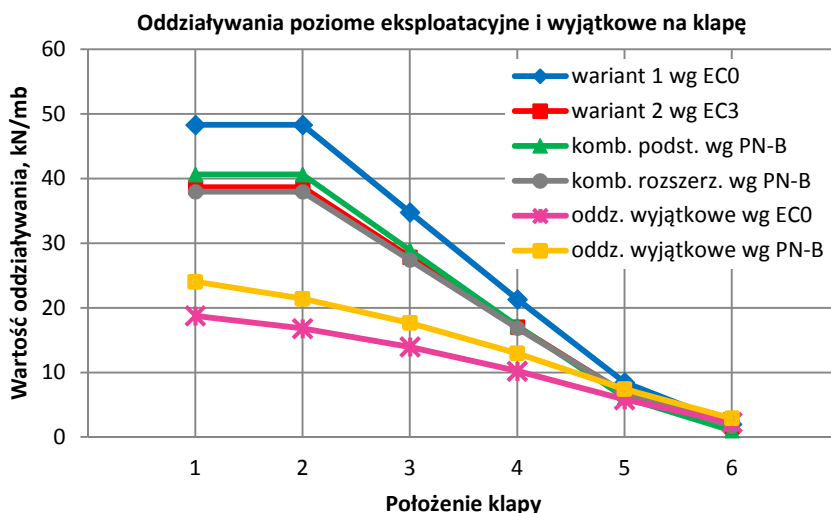
Współczynnik	PN-EN 1990	PN-EN 1993-4-2	PN-B-03203
γ_G	1,35	1,35	1,20 – ciężar konstrukcji
$\gamma_{Q(1,i)}$	1,50	1,20	1,35 – parcie zasadnicze hydrostatyczne 1,35 – nadpiętrzenie hydrostatyczne 1,35 – nadpiętrzenie wyjątkowe hydrostatyczne 1,30 – parcie lodu
ξ	0,85	0,90	-
$\psi_{0,1}$	-	1,00	-
$\psi_{0,i}$	-	1,00	-
$\psi_{1,1}$	-	1,00	-
$\psi_{2,1}$	-	1,00	-
$\psi_{2,i}$	-	1,00	-
ψ_d	-	-	0,90 – kombinacja rozszerzona 0,80 – kombinacja wyjątkowa

Można zauważyć, że w normach [3] i [7] dobiera się współczynniki częściowe dla danego rodzaju oddziaływania: stałe lub zmienne. W przypadku normy wycofanej [2] zróżnicowano współczynniki dotyczące obciążenia zmiennego w zależności od jego typu (np. nadpiętrzenie hydrostatyczne wody czy parcie lodu). W normie [2] nie ma odpowiednika współczynnika redukcyjnego dla oddziaływań stałych (ξ) co wynika z faktu, że oddziaływanie to w postaci ciężaru zamknięcia jest niewielkie w porównaniu do oddziaływań zmiennych, takich jak hydrostatyczne parcie zasadnicze czy nadpiętrzenie wody.

Doboru wartości współczynnika $\psi_{0,1}$ i $\psi_{0,i}$ dokonano w sposób przybliżony na podstawie ogólnych wytycznych zawartych w [3] i [7] jak dla towarzyszącego oddziaływania zmiennego przy napełnianiu zbiornika na ciecz lub przy pełnym zbiorniku. Wartości współczynników $\psi_{1,1}$, $\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ wykorzystanych do wyznaczenia kombinacji oddziaływań wyjątkowych w przypadku zbiorników na ciecz, zgodnie z [7], przyjęto równe 1,0.

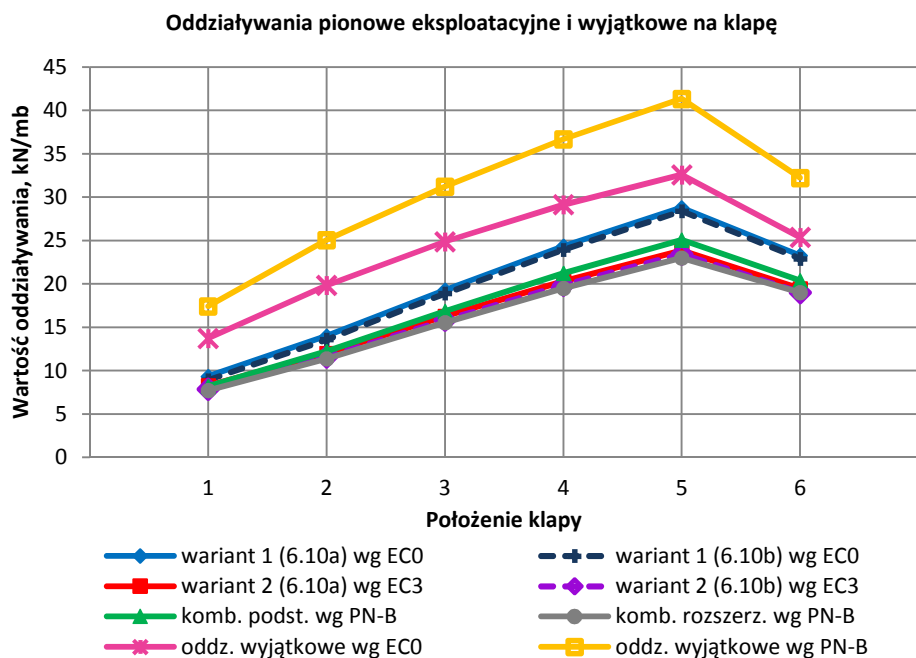
Wyniki obliczeń wartości poszczególnych oddziaływań eksploatacyjnych i wyjątkowych zgodnie z normami [3], [7] i [2] przedstawiono na rys. 2-3.

Analizując wykresy oddziaływań poziomych eksploatacyjnych wyznaczonych wg wytycznych w [3] – wariant 1, oraz w [7] – wariant 2 można zauważyć, że otrzymane wartości różnią się od siebie o ok. 20%, co jest wynikiem zastosowania różnych wartości współczynników częściowych dot. oddziaływań zmiennych (tab. 1.). Porównując oddziaływania eksploatacyjne wyznaczone zgodnie z Eurokodami do oddziaływań obliczonych wg wycofanej polskiej normy [2] obserwuje się, że wartości wyznaczone dla kombinacji podstawowej są o ok. 15% niższe niż wyznaczone wg wzoru 6.10a i 6.10b z [3], natomiast w sto-



Rys. 4. Wartości oddziaływań poziomych na klapę wyznaczone zgodnie z [3], [7] oraz [2]

Fig. 4. Values of horizontal actions on flap gate calculated acc. to [3], [7] and [2]



Rys. 5. Wartości oddziaływań pionowych na klapę wyznaczone zgodnie z [3], [7] oraz [2]

Fig. 5. Values of vertical actions on flap gate calculated acc. to [3], [7] and [2]

sunku do wartości wyznaczonych wg [7] są o ok. 5% wyższe. W przypadku kombinacji rozszerzonej wartości oddziaływań są niższe w stosunku do pozostałych. Wynika to z braku regulacji dotyczących wartości współczynników częściowych oddziaływań oraz współczynników wartości kombinacyjnej dla budowli i urządzeń hydrotechnicznych. W obecnej sytuacji słuszne wydaje się stosowanie współczynników, które można znaleźć w normie dot. projektowania zbiorników na ciecze [7].

W przypadku oddziaływań poziomych wyjątkowych uzyskano inne wyniki: wartości obliczone zgodnie z Eurokodami są o ok. 22% niższe od wartości wyznaczonych wg normy polskiej [2]. Oznacza to, że współczynniki przyjęte do wyznaczenia oddziaływań wyjątkowych w przypadku zbiorników na ciecze niestety nie odwzorowują charakteru przyjętych obciążeń przy projektowaniu zamknięcia hydrotechnicznego. Przyjęcie wartości podanych w normie [7] skutkuje niższymi wartościami obciążeń innych niż wyjątkowe, które przy założonych schematach obliczeniowych nie ma racji bytu bez obciążeń zmiennych od piętrzenia zasadniczego i napiętrzenia wody.

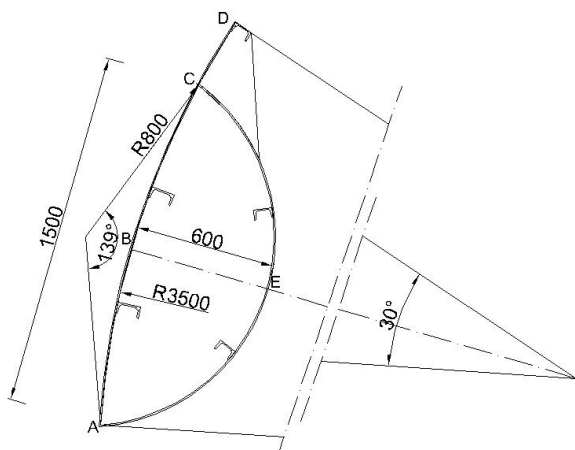
Analizując wykres obrazujący oddziaływania pionowe (rys. 3.) eksploatacyjne na klapę, które w przypadku obliczeń zgodnie z [3] wyznaczono dla obu kombinacji 6.10a i 6.10b można zauważyć, że w obu przypadkach otrzymuje się

wartości większe o ok. 12% niż w przypadku kombinacji podstawowej wg [2]. Oddziaływania obliczone z wykorzystaniem współczynników podanych w normie dot. projektowania zbiorników na ciecze [7] są o ok. 5% mniejsze w porównaniu do wartości uzyskanych w kombinacji podstawowej wyznaczonej zgodnie z normą wycofaną. W przypadku oddziaływań wyjątkowych można zauważyć, że wartości uzyskane z obliczeń zgodnie z normą [3] są o ok. 21% niższe od wartości wyznaczonych wg normy polskiej, co potwierdza wyżej postawiony wniosek o konieczności opracowania wartości współczynników częściowych, dotyczących oddziaływań na budowle i urządzenia hydrotechniczne.

3. Projektowanie kłapy soczewkowej

W artykule przedstawiono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kłapy soczewkowej, którą projektuje się jako pręt cienkościenny o przekroju zamkniętym (rys. 7.). Ruszt piętrzący kłapy składa się z belek poziomych zainstalowanych między przeponami, stanowiących stężenie podłużne kłapy. Przepony poprzeczne zapewniają nieodkształcalność konturu poprzecznego kłapy, a co za tym idzie właściwą pracę ustroju cienkościennego. Rozstaw przepon przyjęto jako 1 m (w punktach podparcia ustroju).

Obliczenia wytrzymałościowe wykonano równoległe wg wycofanych norm polskich [1] i [2] oraz obowiązującego pakietu norm zharmonizowanych (Eurokodów). Przyjęty przekrój poprzeczny kłapy soczewkowej przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Wymiary charakterystyczne kłapy soczewkowej

Fig. 6. Characteristic dimensions of flap gate

3.1. Blacha opierająca

Grubość blachy opierającej wyznaczono na podstawie [2] ze wzoru:

$$\sigma_{x/y} = \pm K_{x/y} \frac{p \cdot b^2}{t^2} \quad (7)$$

K – współczynnik zależny od sposobu podparcia blachy i proporcji jej wymiarów,

p – ciśnienie wody na środku płyty,

b – szerokość płyty,

t – grubość płyty.

Obliczono wytrzymałość w złożonym stanie naprężenia wg wzoru Hubera:

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y} \leq f_d \quad (8)$$

σ_x, σ_y – składowe normalne naprężenia.

Zgodnie z normą PN-EN 1993-1-7 [6] grubość płyty wyznacza się w ten sam sposób, a naprężenia zastępcze należy odnieść do granicy plastyczności stali:

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{bx,Ed}^2 + \sigma_{by,Ed}^2 - \sigma_{bx,Ed} \cdot \sigma_{by,Ed}} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (9)$$

$\sigma_{bx,Ed}, \sigma_{by,Ed}$ – summaryczne naprężenia normalne.

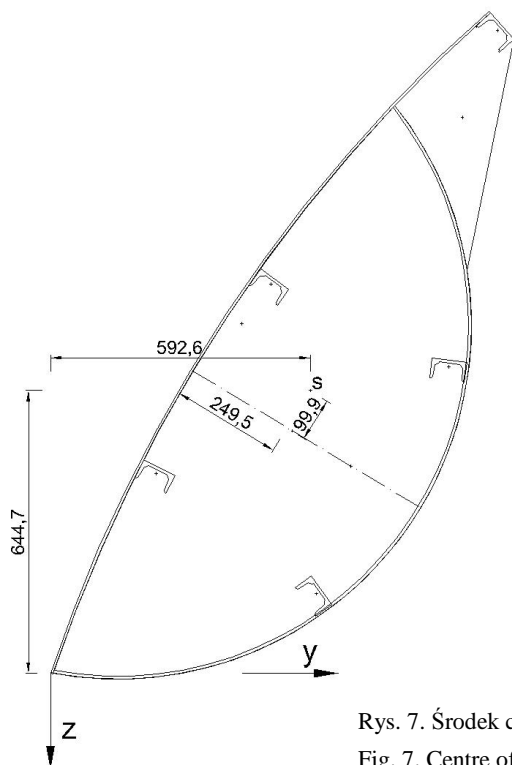
Przyjęto grubość blachy opierającej równą 6 mm. Obliczenia przeprowadzono przy założeniu, że każda płyta pracuje jako utwierdzona na wszystkich czterech krawędziach (spawana do przepon i belek poziomych). Naprężenia zastępcze w blasze przyjmują wartości:

a) wg normy [2]: $\sigma_z = 50,22$ MPa,

b) wg normy [6]: $\sigma_{eq,Ed} = 59,52$ MPa.

Różnice w wartościach naprężeń zastępczych w blasze opierającej obliczonych wg [2] i [6] wynikają z wykorzystania wyższych wartości oddziaływań wyznaczonych na podstawie normy [3].

W wycofanej normie PN-B-03203 [2] znajduje się przepis narzucający minimalną grubość blachy konstrukcji zamknięć głównych równą 6 mm. Wymaganie to wynikało z konieczności zapewnienia możliwości manewrowania zamknięciem w płynącej wodzie w przewidzianym czasie. Takiego warunku nie ma w normach zharmonizowanych, stąd minimalną grubość blachy w przypadku projektowania kłapy zgodnie z tymi normami, należy przyjąć jako tę, która zapewni nośność konstrukcji powłokowej w złożonym stanie naprężenia oraz trwałość ze względu na warunki korozyjne pracy zamknięcia.



Rys. 7. Środek ciężkości kłapy soczewkowej
Fig. 7. Centre of gravity of flap gate

3.2. Belki poziome

Belki poziome stanowią stężenia podłużne kłapy soczewkowej. Projektuje się je z profili walcowanych, jako elementy zginane. Belki poziome są na całej długości spawane do blachy opierającej, stąd przy sprawdzaniu nośności belki fragment blachy wlicza się do współpracy. W celu wyznaczenia długości blachy współpracującej zgodnie z normą [2] uwzględnia się rodzaj działającego obciążenia oraz proporcje płyty:

$$s_1 = v_1 \cdot 0,5b \quad (10)$$

b – rozpiętość blachy między belkami,

v_1 – współczynnik dla obciążenia równomiernie rozłożonego (rys. B2 z [2]).

Wyznaczenie długości blachy współpracującej zgodnie z [4] wynika z ograniczeń przekroju klasy 3:

$$\frac{c}{t} \leq 14\varepsilon \quad (11)$$

t – grubość blachy opierającej.

Stąd długość blachy współpracującej wynosi: $s_1 = 2c + b_f$.

Długość blachy współpracującej ze zginanym przekrojem wynosi:

- a) wg normy [2]: $s_l = 38,5$ cm,
 b) wg normy [4]: $s_l = 17$ cm.

Belkę poziomą rusztu piętrzącego projektuje się jako zginaną zgodnie z [1] wg wzoru:

$$\frac{M}{\phi_L \cdot M_R} \leq 1 \quad (12)$$

uwzględniając w nośności elementu wytrzymałość obliczeniową stali, z której belka jest wykonana oraz miejscową niestateczność ścianki przekroju.

Sprawdzenie stateczności na zwichrzenie elementu zginanego zgodnie z [4] wykonuje się wg wzoru:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (13)$$

uwzględniając w nośności elementu granicę plastyczności oraz współczynnik zwichrzenia.

W normie wycofanej [2] dot. projektowania zamknięć hydrotechnicznych podano zalecenia konstrukcyjne dot. minimalnych wymiarów elementów nośnych w zamknięciach głównych, którym należy zapewnić możliwość manewrowania w płynącej wodzie w przewidzianym czasie. Minimalna wielkość ceownika walcowanego to C80. Takich zaleceń nie ma w normach zharmonizowanych, stąd projektując belkę poziomą wybrano ceownik minimalny spełniający warunek stateczności: C50 (wyteżenie 52%). Ustalając wielkości oddziaływań na belki poziome zgodnie z [2] i [3] uwzględniono współczynniki częściowe dla danego rodzaju obciążenia oraz współczynnik konsekwencji zniszczenia podany w Rozporządzeniu Min. Środowiska [8]. Przedstawione w normie obowiązującej [3] współczynniki konsekwencji dotyczą jedynie budynków, których czas eksploatacji przewidziano na 50 lat.

3.3. Przekrój cienkościenny o profilu zamkniętym

W celu sprawdzenia stanu granicznego nośności kłapy soczewkowej podanej skręcaniu wyznaczono następujące naprężenia wg [5]:

- normalne:

$$\sigma_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

- styczne:

$$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (15)$$

oraz naprężenia sumaryczne:

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + \tau_{tot,Ed}^2} \leq 1,1 \cdot \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (16)$$

f_{ya} – uśredniona granica plastyczności.

Sumaryczne naprężenia normalne i styczne wyznaczono wg [5] ze wzorów:

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed} + \sigma_{w,Ed} \quad (17)$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{\omega,Ed} \quad (18)$$

w których:

$\sigma_{My,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia normalne od momentu $M_{y,Ed}$ (w przekroju współpracującym),

$\sigma_{Mz,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia normalne od momentu $M_{z,Ed}$ (w przekroju współpracującym),

$\sigma_{N,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia normalne od siły podłużnej N_{Ed} (w przekroju współpracującym),

$\sigma_{w,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia normalne od bimomentu (w przekroju brutto),

$\tau_{Vy,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia ścinające od siły poprzecznej $V_{y,Ed}$ (w przekroju brutto),

$\tau_{Vz,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia ścinające od siły poprzecznej $V_{z,Ed}$ (w przekroju brutto),

$\tau_{t,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia ścinające (St. Venanta) od momentu skręcania swobodnego (w przekroju brutto),

$\tau_{\omega,Ed}$ – obliczeniowe naprężenia ścinające od momentu skręcania skrepowanego (w przekroju brutto).

Parametry niezbędne do sprawdzenia warunku nośności kłapy podano w tabeli 2. Położenie środka ścinania względem środka ciężkości przekroju kłapy przedstawiono na rys. 8.

Wartości obliczeniowe oddziaływań przyjęte do obliczeń wynikają z działającego układu obciążenia oraz zastosowania współczynnika konsekwencji zniszczenia ($\gamma_n=1,1$) zamknięcia wodnego zgodnie z [8]:

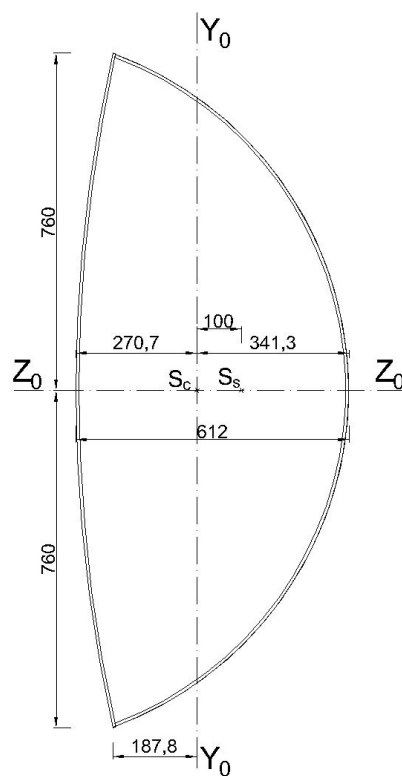
$$q_{dy'} = 45,96 \frac{kN}{m}, q_{dz'} = 30,79 \frac{kN}{m}$$

Jednostkowy moment skręcający: $m_s = 42,68 \text{ kNm/mb}$.

Tabela 2. Parametry geometryczne kłapy soczewkowej

Table 2. Geometric data of flap gate

	Oznaczenie	Wartość
Momenty bezwładności [m ⁴]	I_{y0}	$1,11 \cdot 10^{-3}$
	I_{z0}	$4,51 \cdot 10^{-3}$
Wysokość strefy ściskanej i rozciąganej [m]	z_{yc}	0,341
	z_{yt}	0,271
	z_{zc}	0,760
	z_{zt}	0,760
Wskaźnik wytrzymałości [m ³]	W_{yc}	$3,25 \cdot 10^{-3}$
	W_{yt}	$4,10 \cdot 10^{-3}$
	W_{zc}	$5,94 \cdot 10^{-3}$
	W_{zt}	$5,94 \cdot 10^{-3}$
Moment statyczny [m ³]	S_y	$2,04 \cdot 10^{-3}$
	S_z	$4,24 \cdot 10^{-3}$



Rys. 8. Położenie środka ciężkości i środka ścinania kłapy soczewkowej

Fig. 8. Location of centre of gravity and shear centre of flap gate

W tabeli 3. przedstawiono wzory, z których wyznaczono naprężenia oraz ich wartości. Naprężenia sprawdzono w środku rozpiętości kłapy oraz przy podporze.

Tabela 3. Naprężenia normalne i styczne w przekrojach kłapy soczewkowej wg [5]

Table 3. Normal and shear stress in cross-sections of flap gate acc. to [5]

Naprężenia [MPa]	Wzór	Przy podporze	W środku rozpiętości
$\sigma_{M_y,Ed}$	$\frac{M_{y,Ed}}{W_y}$	0	346,46
$\sigma_{M_z,Ed}$	$\frac{M_{z,Ed}}{W_z}$	0	0,65
$\sigma_{\omega,Ed}^*$	$\frac{\beta_{\omega} \cdot \omega_{(s)}}{I_{\omega}}$	0	0
$\tau_{V_y,Ed}$	$\frac{V_{y,Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot t}$	98,63	0
$\tau_{V_z,Ed}$	$\frac{V_{z,Ed} \cdot S_z}{I_z \cdot t}$	2,41	0
$\tau_{t,Ed}$	$\frac{M_s}{2 \cdot F \cdot t}$	38,49	0
$\tau_{\omega,Ed}^*$	$\frac{M_{\omega} \cdot S_{\omega}}{I_{\omega} \cdot t}$	0	0
$\sigma_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} = 355$	j.w.	0	347,2 (wyciążenie 98%)
$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 204,95$	j.w.	139,53 (wyciążenie 68%)	0
$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + \tau_{tot,Ed}^2} \leq 1,1 \cdot \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} = 390,5$	j.w.	139,53	347,2 (wyciążenie 89%)

*wpływ skręcania skrępowanego w wartości naprężeń normalnych i stycznych na wartości naprężeń sumarycznych jest niewielki (ok. 3%), więc może zostać pominięty

w których:

β_{ω} – bimoment,

$\omega_{(s)}$ – główne pole wycinkowe,

I_{ω} – wycinkowy moment bezwładności,

$V_{y,Ed}$ – siła działająca w kierunku poprzecznym do osi y,

$V_{z,Ed}$ – siła działająca w kierunku poprzecznym do osi z,

F – pole ograniczone linią środkową konturu,

M_{ω} – moment giętno-skrętny,

S_{ω} – wycinkowy moment statyczny.

Projektowanie kłapy soczewkowej jako profilu zamkniętego cienkościennego wiąże się z wyznaczeniem szeregu naprężeń normalnych i stycznych oraz naprężeń sumarycznych wynikających z charakteru i wielkości oddziaływań na

klapę oraz jej parametrów geometrycznych i wytrzymałościowych. Sprawdzenie stanu granicznego nośności jest pracochłonne, ale pozwala na dokładną weryfikację przyjętych założeń projektowych.

W przypadku sprawdzenia nośności przekroju kłapy zgodnie z dotychczasowym podejściem projektowym obliczenia przeprowadza się w ten sam sposób, a wartość naprężeń zastępczych sprawdza się wg wzoru Hubera:

$$\sigma_{zast} = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_y^2 - \sigma_z \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,1f_d \quad (19)$$

Wartości naprężeń (wyznaczonych dla obliczeniowej wartości oddziaływań $q_{dy} = 38,64 \frac{kN}{m}$), przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Naprężenia normalne i styczne w przekrojach kłapy soczewkowej zgodnie z (19)

Table 4. Normal and shear stress in cross-sections of flap gate acc. to (19)

Naprężenia [MPa]	Wzór	Przy podporze	W środku rozpiętości
σ_z	$\frac{M_z}{W_z}$	0	291,29
σ_y	$\frac{M_y}{W_y}$	0	0
σ_{ω}^*	$\frac{\beta_{\omega} \cdot \omega(s)}{I_{\omega}}$	0	0
τ_y	$\frac{V_y \cdot S_y}{I_y \cdot t}$	92,80	0
τ_z	$\frac{V_z \cdot S_z}{I_z \cdot t}$	0	0
τ_s	$\frac{M_s}{2 \cdot F \cdot t}$	32,59	0
τ_{ω}^*	$\frac{M_{\omega} \cdot S_{\omega}}{I_{\omega} \cdot t}$	0	0
$\sigma_{zast} \leq 1,1 \frac{f_y}{\gamma_s} = 339,6$	j.w.	125,39	291,29 (wytężenie 86%)

*wpływ skręcania skrępowanego w wartości naprężeń normalnych i stycznych na wartości naprężeń sumarycznych jest niewielki (ok. 3%), więc może zostać pominięty

Analizując uzyskane wyniki przy weryfikacji naprężeń w klapie soczewkowej można zaobserwować, że wyniki obliczeń wykonanych zgodnie z dotychczasowym podejściem oraz z zasadami przedstawionymi w Eurokodach są zbliżone. W normie PN-EN 1993-1-3 [5] znajdują się zapisy dotyczące projektowania elementów powłokowych, podczas gdy w normie [2] są odwołania do zasad projektowania prętów cienkościennych o przekroju zamkniętym zawartych w literaturze. Norma [5] przewiduje sprawdzenie wielkości naprężeń normal-

nych, stycznych oraz sumarycznych i porównanie ich do wartości granicznej określonej dla każdego warunku oddzielnie. Wartość ta zależy od granicy plastyczności stali, z której ma być wykonane zamknięcie oraz współczynnika częściowego do sprawdzenia warunku nośności przekroju poprzecznego γ_{M0} o wartości równej 1,0. Projektując pręt cienkościenny o przekroju zamkniętym zgodnie z dotychczasowym podejściem sprawdza się wielkość naprężeń stycznych wywołanych skręcaniem, normalnych wywołanych zginaniem, normalnych wywołanych bezpośrednim parciem wody (pkt. 3.1) oraz zastępczych (wzór Hubera) i odnosi do wartości wytrzymałości obliczeniowej.

Porównanie wartości naprężeń sumarycznych lub zastępczych do granicy plastyczności lub wytrzymałości obliczeniowej o wartości powiększonej o 10% wydaje się ryzykowne w przypadku konstrukcji hydrotechnicznych, na które w najbardziej niekorzystnym układzie działają jednocześnie wszystkie obciążenia o maksymalnej wartości, a wystąpienie awarii może doprowadzić do strat materialnych oraz utraty życia ludzkiego. Skala strat (m.in. zalana powierzchnia terenu) jest uzależniona od klasy budowli i klasy zamknięcia głównego.

Norma [2] zawiera zalecenia dotyczące minimalnych grubości blach i wielkości przekrojów walcowanych jako elementów nośnych zamknięcia wodnego pozwalających na zachowanie zapasu nośności, także ze względu na konieczność manewrowania zamknięciem w trakcie przepływu wody. Tego typu zaleceń, ze względu na zakres jaki obejmują, nie zawierają normy zharmonizowane.

4. Podsumowanie

Projektując stalowe zamknięcia hydrotechniczne wg obowiązujących norm zharmonizowanych napotyka się na niejasności i nieuregulowane w normach kwestie z tym związane. Brak jest przepisów, które zawierałyby zasady projektowania zamknięć stalowych, a w szczególności przedstawiałyby sposób przyjęcia i wartości szeregu współczynników częściowych oraz współczynników wartości kombinacyjnej oddziaływań dla budowli i urządzeń hydrotechnicznych, tak jak jest to rozwiązane w przypadku projektowania zbiorników na ciecze. Znajomość sposobu przyjmowania i wartości ww. współczynników jest podstawą do wyznaczenia wartości obliczeniowej efektów oddziaływań na konstrukcję zamknięcia w różnych warunkach jego pracy. Wyznaczenie wielkości obciążeń jest punktem wyjścia do analiz statyczno-wytrzymałościowych, które prowadzi się w procesie projektowania obiektów konstrukcyjnych. Przedstawione w artykule wyniki obliczeń wytrzymałościowych dla klapy soczewkowej pozwalają sformułować wniosek, że można zaprojektować stalowe zamknięcie wodne zgodnie z zasadami podanymi w Eurokodach, jednak jest to proces pracochłonny, a największą trudność stanowi ustalenie wielkości efektów oddziaływań. Ze względu na specyfikę konstrukcji zamknięć wodnych i warunków ich pracy niezbędne jest opracowanie przepisów regulujących zasady jakie należy zachować podczas ich projektowania.

Literatura

- [1] PN-B-03200:1990 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [2] PN-B-03203: 2000. Konstrukcje stalowe. Zamknięcia hydrotechniczne. Projektowanie i wykonanie.
- [3] PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji
- [4] PN-EN 1993-1-1:2006 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [5] PN-EN 1993-1-3:2008 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3. Reguły ogólne – Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
- [6] PN-EN 1993-1-7: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-7. Konstrukcje płytowe
- [7] PN-EN 1993-4-2:2007. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 4-2: Zbiorniki.
- [8] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dn. 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie.

DESIGN OF HYDRAULIC GATE (FLAP GATE) ACCORDING TO EUROPEAN STANDARDS

Summary

The article presents the results of calculations concerning actions on hydraulic gate: flap gate installed on a segment and resistance of flap gate designed as thin-walled cross-section. The calculations were conducted accordingly to valid standards PN-EN 1990, PN-EN 1993-1-1, PN-EN 1993-1-3, PN-EN 1993-1-7 and PN-EN 1993-4 and to standard which was withdrawn – PN-B-03200 and PN-B-03203. The values of actions were calculated for six possible flap gate positions. The analysis of obtained results indicates that the values of impacts calculated acc. to European standards for common operational conditions are overestimated and values calculated for accidental design conditions are significantly underestimated. It indicates the necessity of implementing the regulations concerning the values of partial factors used in design process of hydraulic gates, because the factors implemented in Eurocodes do not reflect the character of actions on hydraulic structures. Furthermore in the article the calculations concerning mechanical resistance of elements of flap gate are presented. Analysis of obtained results reveals that a hydraulic gate such as flap gate may be designed using rules presented in Eurocodes, and the difficulty is in establishing the design values of actions' effects. Due to specificity and operating conditions of hydraulic gates it is necessary to elaborate the document concerning the rules which must be fulfilled in design process.

Keywords: hydraulic gate, actions, flap gate, water pressure

Przesłano do redakcji: 06.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Romuald SZYMKIEWICZ¹

PROBLEMY GOSPODARCZEGO WYKORZYSTANIA DOLNEJ WISŁY

W pracy omówiono historię i aktualny stan zagospodarowania dolnej Wisły oraz najistotniejsze argumenty na rzecz gospodarczego wykorzystania jej potencjału. Wskazano, że najlepszym sposobem kompleksowego i integralnego rozwiązania problemów związanych z zagrożeniem niesionym przez dolną Wisłę i wykorzystaniem istniejących możliwości jest powrót do idei budowy kaskady stopni wodnych. Takie podejście umożliwi kompleksowe rozwiązanie problemów zagrożenia powodzią, produkcji energii, transportu wodnego, zaopatrzenia w wodę, retencji wód opadowych oraz sportu i rekreacji. Dla porównania przedstawiono stan rozwoju infrastruktury hydrotechnicznej w Europie i na świecie.

Słowa kluczowe: potencjał dolnej Wisły, drogi wodne, energetyka wodna, ochrona przed powodzią, kaskada stopni wodnych

1. Wprowadzenie

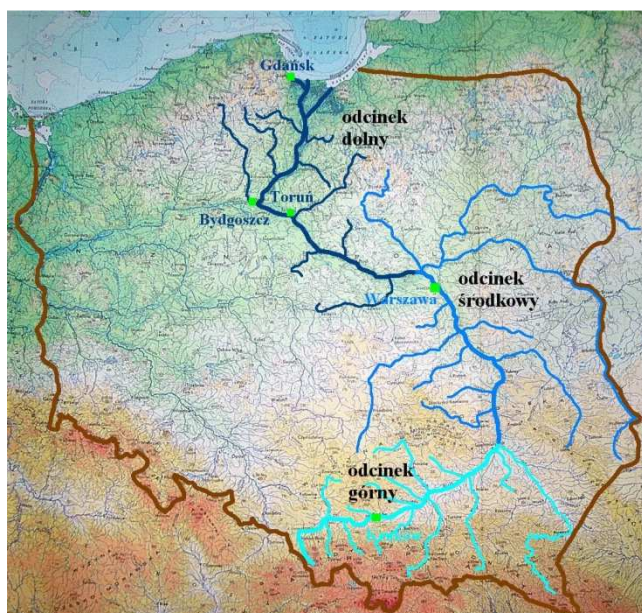
Wisła to jedna z większych rzek europejskich o długości 1047 km. Średnie natężenie przepływu (SSQ) w pobliżu ujścia do Zatoki Gdańskiej szacowane jest na 1055 m³/s. Z całkowitej powierzchni jej dorzecza liczącego 194000 km², 87% leży w granicach Polski zaś 13% znajduje się w granicach Białorusi i Ukrainy. Średnio w ciągu roku Wisła odprowadza do Bałtyku około 34 km³ wody pochodzącej z opadów atmosferycznych [12]. Fakt, że zarówno sama rzeka jak i zdecydowanie większa część jej dorzecza znajduje się na terytorium Polski, powinien ułatwić jej zagospodarowanie. Tymczasem znikomy stopień wykorzystania jej potencjału w gospodarce Polski w szczególności odróżnia Wisłę od wielu innych rzek europejskich, a Polskę od innych krajów.

Dawniej, w wiekach XV, XVI i XVII Wisła miała duże znaczenie dla gospodarki Polski. W Średniowieczu była jedną z najintensywniej wykorzystywanych gospodarczo rzek europejskich [4, 7]. Niestety, regres polityczny i gospodarczy Polski w XVIII wieku spowodowały utratę naszej państwowości, co wprost przełożyło się na rozwój Polski a pośrednio na gospodarczą rolę Wisły.

¹ Romuald Szymkiewicz, Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. (58) 347 19 02, rszym@pg.gda.pl

Ponadto, w wyniku działalności ludzi polegającej na intensywnym wycinaniu lasów w jej dorzeczu i rozwoju rolnictwa w dolinie rzeki [4] zostały zintensyfikowane procesy geofizyczne, które z biegiem czasu wywołały szereg negatywnych zmian w jej korycie. Pamiętajmy, że podstawą eksportu polskiego w tamtym okresie było spławianie Wisłą do Gdańska drewno i zboże. W konsekwencji doszło do zmiany charakteru rzeki. Wisła z rzeki meandrującej i żeglownej przeszła w stan nierównowagi dynamicznej stając się rzeką coraz mniej przyjazną i trudną dla żeglugi.

Wisłę charakteryzuje wyraźne zróżnicowanie wzdłuż jej biegu. Zróżnicowanie to dotyczy ukształtowania terenu jej dorzecza, klimatu, zasobów wodnych oraz infrastruktury gospodarczej [12]. Biorąc pod uwagę hydrografię, Wisłę wraz z jej dorzeczem dzieli się na 3 części: Wisłę górną, Wisłę środkową i Wisłę dolną (rys. 1.) [12].



Rys. 1. Mapa Wisły z podziałem na strefy, na podstawie [18]

Fig. 1. Vistula River divided on three zones, based on [18]

Po rozbiorach Polski Wisła stała się rzeką międzynarodową. Dla państw ościennych, które zaangażowały się w likwidację Polski, z wyjątkiem Prus, Wisła i obszary nad nią leżące były peryferiami. Z tego powodu znaczne obszary Polski a tym samym i znaczna część Wisły nie uczestniczyły w gwałtownym rozwoju gospodarczo – ekonomicznym Europy i świata, jaki miał miejsce w XIX wieku. Co prawda kraje zaborcze, które administrowały Wisłą próbowały podjąć współpracę w tym zakresie. Na przykład w roku 1835 w Warszawie

spotkali się przedstawiciele Austrii, Prus i Rosji celem uzgodnienia przedsięwzięć podejmowanych na Wiśle [7]. Niestety z poczynionych ustaleń komisji wspólnej niewiele wynikało. Z pewnością największy zasięg i znaczenie miały działania podjęte przez Prusy na dolnej Wiśle. Prace dotyczyły budowy wałów przeciwpowodziowych od granicy rosyjsko – pruskiej w Silnie do jej ujścia. Szczegółowe omówienie tego przedsięwzięcia prezentuje Makowski [14, 15]. Jednak największym i najdonioślejszym w skutkach przedsięwzięciem podjętym na dolnej Wiśle było generalne uporządkowanie obszaru ujściowego Wisły.

Ujście Wisły jest przykładem radykalnej zmiany układu hydrograficznego rzeki w celu obniżenia zagrożenia powodzią. Deltę Wisły na przestrzeni wieków kształtowała natura. Deponowanie niesionego przez Wisłę rumowiska uformowało skomplikowany układ hydrograficzny w jej ujściu. Jeszcze w nieodległej przeszłości Wisła posiadała 3 ujściowe ramiona. W Białej Górze od Wisły odgałęział się Nogat uchodzący do Zalewu Wiślanego. Kilkadziesiąt kilometrów dalej Wisła dzieliła się na dwa ramiona: Wisłę Elbląską czyli Szkarpawę, która również uchodziła do Zalewu Wiślanego oraz Wisłę Gdańską (Wisłą Martwą), która uchodzi do Zatoki Gdańskiej w rejonie dzisiejszego Nowego Portu. W tym czasie Nogat odprowadzał do Zalewu Wiślanego mniej więcej 1/3 przepływu Wisły. Tak uformowane potrójne ujście Wisły było przyczyną permanentnego zagrożenia powodzią szczególnie zatorowymi (Makowski, 1995). Po serii groźnych powodzi (w latach 1814 – 1895 wystąpiło 25 wiosennych wezbrań wywołujących powodzie) władze pruskie podjęły decyzję „regulacji ujścia Wisły”. Projekt obejmował następujące zadania [13]:

- 1) wykonanie przekopu od miejscowości Błotnik (km 932.6) do Zatoki Gdańskiej (km 939.7),
- 2) przegrodzenie koryt Wisły Martwej oraz Szkarpawy i odcięcie ich od koryta Wisły,
- 3) budowę śluz łączących odcięte ramiona z Wisłą,
- 4) odcięcie Nogatu od Wisły i budowę śluzy w Białej Górze łączącej Wisłę z Nogatem oraz budowę 3 stopni na Nogacie.

Realizację projektu rozpoczęto w roku 1889. Przekop Wisły wykonano w roku 1895 a cały projekt ukończono w roku 1930.

Po odzyskaniu niepodległości w roku 1918 cała Wisła z dorzeczem, z wyjątkiem samego ujścia, znalazła się w granicach Państwa Polskiego. Pomimo krótkiego okresu niezależności oraz zagrożeń zewnętrznych, na dopływach Wisły zbudowano szereg stopni wodnych, których celem była przede wszystkim produkcja energii i ochrona dolin rzecznych przed powodzią (Gródek i Żur tworzące kaskadę Wdy, Porąbka na Sole, Kozłowa Góra na rzece Krynicy, Rożnów na Dunajcu).

Zainteresowanie wykorzystaniem gospodarczym samej Wisły i ochroną przed zagrożeniami z jej strony w naturalny sposób powróciło po zakończeniu II Wojny Światowej. W roku 1949 przedłożono projekt zabudowy dolnej Wisły, od Warszawy do Gdańska. Jednak poza organizacją zaplecza naukowego nic

więcej nie zrobiono w tej sprawie. Powrót do idei zabudowy dolnej Wisły nastąpił w roku 1957, kiedy to Komitet Gospodarki Wodnej PAN opracował nową koncepcję jej zabudowy. Koncepcja kaskady ewoluowała nawet po zatwierdzeniu planu jej budowy. Rozpatrywane warianty różniły się liczbą stopni, ich lokalizacją i projektowanym piętrzeniem. Jedną z koncepcji kaskady dolnej Wisły przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Stopnie wodne kaskady dolnej Wisły, na podstawie [11]

Fig. 2. Scheme of the lower Vistula cascade, based on [11]

Budowę stopnia we Włocławku przewidywał każdy z wariantów. W roku 1963 rozpoczęto jej realizację od budowy tego właśnie stopnia. Zaporę oddano do użytku w roku 1970 i rozpoczęto przygotowania do budowy następnego stopnia - w Ciechocinku. Trudności ekonomiczne spowodowały zawieszenie inwestycji, które trwa do tej pory. W rezultacie Włocławek funkcjonuje jako pojedynczy stopień na swobodnie płynącej rzece, co z punktu widzenia sztuki inżynierskiej nie powinno mieć miejsca (rys. 3).

Po wybudowaniu stopnia Włocławek przystąpiono do realizacji drugiego stopnia kaskady w przekroju Ciechocinek. Prace projektowe zostały rozpoczęte. Przygotowano nawet plac budowy stopnia. Jednak od jego realizacji odstąpiono z powodów ekonomicznych. Do realizacji kolejnych stopni kaskady dolnej Wisły dotychczas nie powrócono. W rezultacie wybudowany stopień Włocławek, który zgodnie z przyjętą koncepcją miał zostać podparty przez stopień w Ciechocinku, zaczął funkcjonować jako jedyny element planowanej kaskady dolnej



Rys. 3. Stopień Włocławek – widok od wody górnej [19]

Fig. 3. Włocławek dam – view from side of upper reservoir [19]

Wisły bez podparcia. Na negatywne skutki takiej sytuacji nie trzeba było długo czekać.

Szybkoszmiennie prędkości wody wywołane przede wszystkim interwencyjnym trybem pracy elektrowni wywołały intensywną erozję koryta Wisły poniżej stopnia. Proces ten spowodował obniżenie dna rzeki na odcinku sięgającym poza Toruń. Poniżej zapory wynosi on ponad 3 m co powoduje, że przy niskich stanach wody nie można korzystać ze śluzy. Efektem obniżania dna jest obniżanie poziomu bezpieczeństwa stopnia Włocławek. Przypomnijmy, stopień Włocławek powinien być podparty przez stopień Ciechocinek, którego budowy nie podjęto.

2. Kaskada – kompleksowe rozwiązanie problemów dolnej Wisły

Sytuacja, z jaką mamy do czynienia na dolnej Wiśle jest pochodną szerszego i bardziej podstawowego problemu, jakim jest brak ogólnej wizji i strategii rozwoju polskiej gospodarki wodnej. Na dolną Wisłę trzeba patrzeć przez pryzmat pewnych wyzwań, jakie przed nami stoją oraz potencjału, jaki rzeka reprezentuje, a który wzorem wielu innych krajów mógłby być wykorzystany z wielkim pożytkiem dla społeczeństwa i gospodarki. Wymaga to jednak posiadania ogólnej wizji rozwoju naszego Kraju, zintegrowanego podejścia do gospodarki w tym do gospodarki wodnej oraz umiejętności prowadzenia działań inwestycyjnych w długim horyzoncie czasowym. Niestety, dotychczasowe działania sił politycznych w tym zakresie nie dają podstaw do optymizmu. Jak się wydaje, podstawową przyczyną trwającego impasu decyzyjnego w zakresie gospodarki wodnej jest strukturalne rozproszenie kompetencji w zakresie gospodarowania

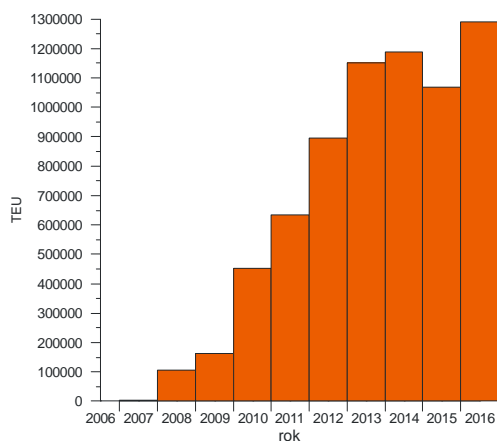
wodą na szczeblu administracji centralnej. To, dlatego cechą, która absolutnie wyróżnia Wisłę spośród rzek europejskich i wielu rzek świata, a Polskę wyróżnia spośród innych państw, jest kompletna nieobecność największej rzeki Kraju w jego gospodarczym życiu. Co więcej, do tej pory kolejne rządy w ogóle takiego udziału nie przewidywały. W spektakularnym wzroście gospodarczym Polski, który spowodował, że PKB w 2012 roku wyniósł 199,7% w stosunku do roku 1989, Wisła praktycznie nie uczestniczyła. Nie była i nie jest elementem wspomagającym ten rozwój, a tym bardziej nie jest jego stymulatorem [10].

Na szczęście, wielu Polaków spoglądając na doświadczenia innych krajów oraz kierując się zdrowym rozsądkiem podziela powyższą opinię i zaczyna się interesować tym bardzo ważnym problemem. Jest sprawą niezwykle pozytywną, że dyskusja na temat Wisły, pomimo wyraźnej wstrzeźliwości rządzących, trwa i systematycznie się rozwija. Dotyczy to nie tylko środowisk zawodowo zainteresowanych gospodarką wodną, ale ogólnie, wszystkich środowisk gospodarczych a także zwykłych obywateli zatroskanych sprawami publicznymi. Świadczą o tym liczne publikacje zarówno na poziomie naukowym, zawodowym jak i popularnym (*Acta Energetica*, *Inżynieria Morska i Geotechnika*) oraz konferencje i seminaria poświęcone gospodarowaniu wodą a także dyskusje prowadzone na licznych forach internetowych. Spośród nich wiele inicjatyw dotyczy dolnej Wisły. Zainteresowanie problemem jest zrozumiałe. Z jednej strony, każde przedsięwzięcie inżynierskie ingeruje w przebieg naturalnych procesów zachodzących w korycie rzeki, zaś z drugiej - odwracając się od Wisły ponosimy wymierne straty gospodarcze.

Rozpoznanie merytoryczne problemów dolnej Wisły jest bardzo dobre, o czym świadczy bogata literatura poświęcona jej hydrologii, historii zagospodarowywania, zagrożeniom, które stwarza dla otoczenia, jej walorom przyrodniczym, jej potencjałowi hydroenergetycznemu oraz potencjalnej roli w polskim systemie transportowym i wreszcie sprawom turystyki i wykorzystania do celów sportowych ([1-3, 5, 6, 8, 9, 11, 12, 14, 15, 16, 17-19]).

Potencjał, jaki reprezentuje dolna Wisła jest znaczący pod każdym względem. Wzorem wielu innych krajów, mógłby on być wykorzystany z wielkim pożytkiem dla polskiego społeczeństwa i polskiej gospodarki. Polski nie stać na tak ewidentne marnotrawstwo wynikające z kompletnego odwrócenia się od Wisły. Z drugiej strony, nawet porzucona Wisła może być źródłem wielu nieprzyjemnych zdarzeń. Standardowym rozwiązaniem jest budowa kaskady stopni wodnych. Umożliwia ono zintegrowane i kompleksowe rozwiązanie problemów związanych z zabezpieczeniem przed powodzią, wykorzystaniem energii odnawialnej, utworzeniem drogi wodnej o wysokich parametrach, zwiększeniem retencji, zaopatrzeniem w wodę i wreszcie z rozwojem rekreacji i sportów wodnych. Liczne przykłady w Europie i na świecie (kaskady Renu, Rodanu, Dunaju, Wagu, Dniepru, Wołgi itd.) potwierdzają skuteczność takiego rozwiązania. Najważniejsze problemy, które mogłaby rozwiązać kaskada dolnej Wisły to:

- 1) Zagrożenie bezpieczeństwa doliny dolnej Wisły wynikające z funkcjonowania niepodpartego stopnia Włocławek można wyeliminować budując poniżej drugi stopień kaskady.
- 2) Realizacja kaskady stopni wodnych spowoduje powstanie towarzyszących im zbiorników. Ich granicami będą linie aktualnie istniejących wałów przeciwpowodziowych i zapór bocznych, co spowoduje, że zbiorniki zajmą obszar, który i teraz jest zalewany w trakcie przejścia fal wezbraniowych. Wynikające z tego faktu względnie małe pojemności zbiorników spowodują i tak znaczący wzrost zdolności retencyjnych Polski, bo aż o 1/3. Budowa kaskady wpisuje się, więc w krajowy program zwiększania retencji wód opadowych, który i tak powinien być realizowany.
- 3) Kaskada stopni wodnych zmniejszy zagrożenie doliny dolnej Wisły powodzią. Jak wykazują obliczenia hydrauliczne [8], wykorzystując możliwości sterowania przepływami przez kolejne stopnie kaskady można znacząco zredukować kulminacje fal wezbraniowych w położonych niżej przekrojach rzeki.
- 4) Budowa kaskady uczyni z dolnej Wisły śródlądową drogę wodną klasy IV, czyli drogę o znaczeniu międzynarodowym. Udrożnienie dolnej Wisły stworzy szerokie perspektywy dalszego rozwoju portów morskich w Gdańsku i w Gdyni zapewniając im połączenie drogą wodną z wnętrzem Kraju, z krajami ościennymi oraz z całym systemem europejskich dróg wodnych. Dynamiczny wzrost przeładunku kontenerów na terminalu DCT (rys. 4.) a także przeładunków w Porcie Północnym spowodował podjęcie przez Rząd ogólnej decyzji o budowie Portu Westerplatte (rys. 5.).



Rys. 4. Roczne przeładunki kontenerów na terminalu DCT w Gdańsku w latach 2007-2016

Fig. 4. Annual reload of the containers in Gdańsk terminal DCT within period 2007- 2016



Rys. 5. Lokalizacja Portu Westerplatte, na podstawie [4]

Fig. 5. Site of the Port Westerplatte, based on [4]

Jego budowa pomiędzy wejściem do Nowego Portu a Portem Północnym umożliwi wyniesienie obsługi transportu morskiego z Nowego Portu i zmianę jego funkcji na port śródlądowy połączony Martwą Wisłą z Wisłą. Utworzenie na dolnej Wiśle śródlądowej drogi wodnej klasy IV umożliwi nie tylko transport do/z portu barkami śródlądowymi, ale i uruchomienie dwóch europejskich dróg wodnych E40 oraz E70.

- 5) Potencjał energetyczny dolnej Wisły reprezentujący ponad 50% potencjału rzek polskich, jest szacowany na około 800 MW, co stanowi około 1/2 mocy dużej elektrowni ciepłej. Dzięki kaskadzie Polska, wykorzystująca aktualnie jedynie 11% swego potencjału, co daje nam ostatnie miejsce w Europie, mogłaby zwiększyć udział energii produkowanej ze źródeł odnawialnych.
- 6) Zbiorniki kaskady dolnej Wisły stworzą możliwość zaopatrzenia w wodę Kujaw i północnego Mazowsza cierpiących z powodu najniższej w Polsce wysokości opadów (ok. 450 mm/rok).
- 7) Kaskada dolnej Wisły stwarza możliwości rozwoju rekreacji i sportów wodnych. Zbiorniki o ustabilizowanej linii brzegowej i poziomie zwierciadła wody są dobrym miejscem lokowania infrastruktury rekreacyjnej i sportowej.
- 8) Kaskada mogłaby umożliwić wykorzystanie wód Wisły do zwiększenia dynamiki i zintensyfikowania wymiany wody w Zalewie Wiślanym. Warto pamiętać, że do chwili wykonania przekopu odprowadzającego wody Wisły bezpośrednio do Zatoki Gdańskiej w roku 1895, aż 1/3 przepływu Wisły trafiała do Zalewu Wiślanego. Odcięty ponad 100 lat temu Zalew od Wisły mógłby ponownie korzystać z jej wody.

Budowa kaskady spowodowałaby powstanie osi transportowo – gospodarczej od Gdańska i Gdyni poprzez Tczew, Kwidzyn, Grudziądz, Świecie, Bydgoszcz, Toruń, Włocławek, Płock aż do Warszawy. Byłby to impuls do ich rozwoju.

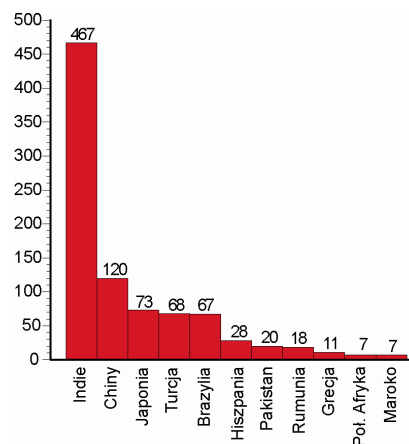
3. Kaskada dolnej Wisły a ochrona środowiska naturalnego

Z budową kaskady dolnej Wisły ściśle wiąże się jej wpływ na środowisko naturalne. Jak wiadomo, dolina dolnej Wisły i jej koryto jest obszarem włączonym do programu Natura 2000, na którym obowiązuje praktyczny zakaz prowadzenia jakichkolwiek działań techniczno - inżynierskich. Co więcej, wielu przedstawicieli środowisk przyrodniczych i ekologicznych twierdzi, że budowa stopni wodnych należy do przeszłości. Otóż restrykcyjny zakaz jakichkolwiek działań techniczno – inżynierskich w korycie rzeki i na terenie zalewowym skutkuje podtrzymywaniem obecnego stanu koryta rzeki (Babiński, 2010). Tymczasem zarówno w korycie jak i w dolinie rzeki zachodzą bardzo dynamiczne procesy geofizyczne powodujące wielorakie negatywne skutki, w tym bardzo niekorzystne również dla świata roślin i zwierząt. Problem ten opisują Babiński [3, 4] oraz Babiński i Habel [5]. Co ciekawe, ma on ogólny charakter i wystąpił także w dolinie Dunaju na terenie Austrii [4] oraz w dolinie Rodanu. Okazuje się, że nie ma innej możliwości rewitalizacji

zdegradowanych dolin rzecznych jak tylko piętrzenie rzeki i wykorzystanie części zretencjonowanej wody do zmiany stosunków wodnych w dolinie. Rewitalizacja doliny Dunaju w Austrii jest przykładem powodzenia takiej operacji [4]. W zupełnie podobny sposób postąpiono w dolinie Rodanu. Zdegradowanej doliny rzeki nie uzdrowią tylko siły natury, ponieważ nie ma możliwości odwrócenie skutków negatywnych procesów, które trwały setki lat. Paradoksalnie, więc tylko budowa kaskady i dystrybucja wody ze jej zbiorników mogą poprawić warunki życia roślin i zwierząt w dolinie rzeki. Wydaje się, że taki wniosek wymaga pewnej rewizji oczekiwań związanych z działaniem programu Natura 2000. Oczywiście warunkiem budowy kaskady jest zapewnienie drożności rzeki dla organizmów żywych. Biorąc jednak pod uwagę współczesne rozwiązania konstrukcyjne i zasady budowy stopni wodnych, projektowane niskie piętrzenia i niskie wysokości progów jazów, spełnienie wymagań programu Natura 2000 jest całkowicie możliwe.

4. Zamiast podsumowania

W przypadku naszego Kraju budowa 9 stopni piętrzących wydaje się być wyjątkowo dużym projektem. Jednak na tle podobnych projektów zrealizowanych w innych krajach Europy jest to raczej skromne przedsięwzięcie, o czym świadczą przytoczone niżej dane. Jak wynika bowiem z danych Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór (International Commission on Large Dams - ICOLD) liczba dużych zapór wynosi: w Hiszpanii - ok. 1200, we Włoszech - ok. 570, we Francji - ok. 550, w Wielkiej Brytanii - ok. 490, w Norwegii - ok. 365, w Turcji - ok. 610, w Polsce - 69. Całkowita liczba wielkich zapór istniejących na całym świecie wynosi ok. 55000. W ostatnich latach ich liczba zwiększa się w tempie 160 - 320/rok. Według danych ICOLD w roku 2007 najwięcej nowych zapór wielkich budowano w Indiach i Chinach (rys. 6.).



Rys. 6. Liczba dużych zapór budowanych w wybranych krajach (rok 2007 – wg danych ICOLD)

Fig. 6. Total number of the large dams constructed in selected countries (in 2007 - after ICOLD)

Jak widać, rozpowszechniane informacje o odchodzeniu od budowy zapór nie mają wiele wspólnego z rzeczywistością a przytoczone liczby wykazują, że na tle projektów realizowanych na świecie kaskada dolnej Wisły jest przedsięwzięciem o niewielkiej skali.

Literatura

- [1] Augustowski B.: Dolina dolnej Wisły. Ossolineum, Wrocław 1982.
- [2] Babiński Z.: Współczesne procesy korytowe dolnej Wisły. Prace Geograficzne, IGiPZ PAN 1992.
- [3] Babiński Z.: Wpływ zapór na procesy korytowe rzek aluwialnych. Wydawnictwo Akademii Bydgoskiej, Bydgoszcz 2002.
- [4] Babiński Z.: Potencjał przyrodniczy dróg wodnych i problemy racjonalnego i przyjaznego naturze zagospodarowywania rzek. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 6, 2010, s. 680-686.
- [5] Babiński Z., Habel M.: Hydromorphological conditions of the lower Vistula in the development of navigation and hydropower (Uwarunkowania hydromorfologiczne dolnej Wisły w rozwoju żeglugi i hydroenergetyki). Acta Energetica, 2/15, June 2013, pp. 83-90.
- [6] Dembicki E., Znyk J., Szymkiewicz M.: Port Westerplatte – koncepcja nowego portu w Gdańsku. Pomorski Kongres Obywatelski Gdańsk 2014.
- [7] Duchnowski T.M.: Exploitation of the Vistula river from earliest times to the outbreak of World War II (Wykorzystanie Wisły od czasów najdawniejszych do wybuchu II wojny światowej). Acta Energetica, 2/15, June 2013, pp. 24-31.
- [8] Gąsiorowski D., Szydłowski M.: Impact of maintenance of floodplains of the Vistula river on high water levels on the section from Włocławek to Toruń (Wpływ stanu utrzymania terenów zalewowych Wisły na poziomy wysokich wód na odcinku od Włocławka do Torunia). Acta Energetica 3/16, September 2013, pp. 112-116.
- [9] Jasińska E.: Hydrologia i hydrodynamika Martwej Wisły i Przekopu Wisły. Wydawnictwo IBW PAN Gdańsk 2002.
- [10] Lubośny, Z.: Od redaktora naczelnego. Acta Energetica, 2/15, 2015, pp. 1.
- [11] Lower Vistula Cascade, PROECO Ltd, Warsaw 1993.
- [12] Majewski W.: Monografia dolnej Wisły. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej PIB, Warszawa 2016.
- [13] Makowski J.: Setna rocznica wykonania Przekopu Wisły 1895-1995. Wydawnictwo IBW PAN Gdańsk 1995.
- [14] Makowski J.: Wały przeciwpowodziowe dolnej Wisły, historyczne kształtowanie, obecny stan i zachowanie w czasie znacznych wezbrań. Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 24, 1997.
- [15] Makowski J.: Dolna Wisła i jej obwałowania. Historyczne kształtowanie, obecny stan i zachowanie w czasie znacznych wezbrań. Część druga: odcinek od Torunia do Białej Góry. Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk 1998.
- [16] Piskozub A. (red.): Wisła. Monografia rzeki. WKŁ Warszawa 1982.
- [17] Pruszek Z., Szymkiewicz M.: Delta Wisły. Ogólne mechanizmy tworzenia się delt i estuariów rzecznych. Wydawnictwo IBW PAN Gdańsk 2015.
- [18] http://www.wyszogrod.bydgoszcz.pl/gfx/wisla/b_bieg.jpg [czerwiec 2017].
- [19] <http://progressforpoland.com/wp-content/uploads/2015/10/zapora.jpg> [czerwiec 2017].

PROBLEMS OF EXPLOITATION OF THE LOWER VISTULA RIVER

Summary

In the paper the history and current situation dealing with the possibilities of making use of the lower Vistula River potential are presented and discussed. Taking into account the hydrological characteristics and the remarkable various possibilities represented by the Vistula River, it is shown that building of a cascade of reservoirs could be probably the best solution. This investment will make possible to solve simultaneously such problems as production of hydro-energy, water transport, flood protection, supplying of water for agriculture and industry, development of sports and recreation, increasing of stored water capacity etc. Application of the modern solutions and technologies should limit negative impact of the hydraulic structures on the natural environment of the Vistula valley. For comparison similar projects carried out in many other countries in the past and currently realized are also presented.

Keywords: hydrology of the lower Vistula, waterway, water power, flood protection, cascade of reservoirs

Przesłano do redakcji: 10.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Grzegorz ŚWIT¹
Łukasz KOSNO²

ZASTOSOWANIE METODY GEORADAROWEJ DO OCENY POPRAWNOŚCI WYKONANIA KONSTRUKCJI GRUNTOWO-POWŁOKOWEJ

Konstrukcje gruntowo-powłokowe są obecnie szeroko stosowane ze względu na swoje zalety, wśród których wymienić można: niższe koszty budowy i utrzymania obiektu, skrócony czas wykonania oraz uproszczenie konstrukcji w porównaniu z konstrukcjami klasycznymi. Nie bez znaczenia są również ich walory architektoniczne. Konstrukcje podatne wykazują jednak istotne różnice w budowie oraz sposobie pracy w stosunku do klasycznych konstrukcji sztywnych. Niezrozumienie zachodzących zjawisk może powodować występowanie błędów projektowych oraz wykonawczych, które mogą być przyczyną awarii, a w skrajnym przypadku nawet katastrofy. Odpowiednio wczesne wykrycie błędów i ich eliminacja pozwalają zatrzymać degradację obiektu i wydłużyć okres jego użytkowania. W celu wykrycia występujących nieprawidłowości należy zastosować nieniszczące metody badawcze (NDT), które umożliwiają ocenę poprawności wykonania zamkniętych elementów konstrukcyjnych. Jedną z najpopularniejszych metod badawczych jest technika georadarowa. Obecnie znajduje ona szerokie zastosowanie w budownictwie komunikacyjnym, gdzie wykorzystuje się ją do oceny stanu technicznego klasycznych konstrukcji mostowych, nawierzchni drogowych oraz lotniskowych, czy nasypów kolejowych. Do chwili obecnej metoda georadarowa nie znalazła jednak zastosowania w badaniach podatnych konstrukcji gruntowo-powłokowych. W artykule przedstawiono przykład zastosowania techniki georadarowej do oceny poprawności wykonania oraz stanu technicznego obiektu mostowego typu SuperCor. Jako rezultat badań uzyskano serię radargramów przetworzonych przy użyciu dedykowanego oprogramowania, co umożliwiło określenie prędkości propagacji fali w warstwach konstrukcyjnych oraz wykrycie niewłaściwego wykonania warstw i elementów konstrukcyjnych obiektu. Występowanie tych anomalii może istotnie wpływać na trwałość obiektu.

Słowa kluczowe: Badania nieniszczące, metoda georadarowa, przeglądy obiektów mostowych, konstrukcje gruntowo-powłokowe, SuperCor

¹ Grzegorz Świt, Politechnika Świętokrzyska, Katedra Wytrzymałości Materiałów, Konstrukcji Betonowych i Mostowych, ul. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7B, 25-314 Kielce; tel. 41 34-24-593; gswit@tu.kielce.pl

² Autor do korespondencji / corresponding author: Łukasz Kosno, Politechnika Świętokrzyska, Katedra Wytrzymałości Materiałów, Konstrukcji Betonowych i Mostowych, ul. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7B, 25-314 Kielce; tel. 41 34-24-593; lkosno@tu.kielce.pl

1. Wprowadzenie

Podatne konstrukcje gruntowo-powłokowe wykazują istotne różnice w stosunku do klasycznych konstrukcji sztywnych. Odmienna jest zarówno ich budowa, jak i zasada pracy. Istotne znaczenie ma tu zjawisko pozytywnego przesklepienia, które wpływa na zwiększenie nośności obiektu [1-2]. Konstrukcje podatne różnią się od konstrukcji klasycznych również odmiennym zachowaniem w czasie wykonawstwa, kiedy to ulegają odkształceniom w czasie układania kolejnych warstw zasypki. Początkowo konstrukcja ulega przewężeniu oraz wypiętrzeniu w kluczu, aż do wystąpienia maksymalnych momentów zginających. Następnie podczas układania warstw zasypki w pobliżu klucza oraz powyżej, konstrukcja wraca do kształtu bliższego pierwotnemu, a występujące momenty zginające zostają zredukowane lub zanikają, przez co uznaje się, że konstrukcja zostaje sprężona [2-3]. W fazie wykonawstwa konstrukcja stalowa ulega deformacjom, przez co jej kształt musi być rygorystycznie kontrolowany w oparciu o obowiązujące normatywy. Wytyczne [4] określają dopuszczalne odchyłki wymiarów konstrukcji jako 2,0% jej rozpiętości. Z powodu znacznej rozpiętości budowanych obiektów dopuszczalne odchyłki mają znaczne wartości nominalne. Ponadto wysoki naziom układany nad ekranem przeciwwodnym może powodować ugięcie konstrukcji w kluczu już po wykonaniu elementów odwodnienia, niwelując ich spadek i zaburzając odprowadzenie wody z zasypki. Zjawisko to może wystąpić bez przekroczenia odchyłek wymiarów narzuconych przez wytyczne. Należy również zaznaczyć, że obiekty tego typu poddane są zjawiskom reologicznym, powodującym obniżenie klucza konstrukcji w czasie, pod wpływem ciężaru własnego. Powyższe cechy mogą powodować problemy z właściwym odprowadzeniem wody z obiektu, gdyż odwodnienie w postaci ekranu z geomembrany lub mat bentonitowych wykonywane jest ze spadkiem 2,0%-5,0%. Dlatego istotne jest monitorowanie wymiarów konstrukcji w czasie wykonawstwa. W przypadku występowania podejrzeń co do niewłaściwej pracy konstrukcji, poprawność jej wykonania można ocenić stosując metodę georadarową, która może być pomocna w określaniu położenia warstw i elementów konstrukcyjnych, występowania zmian w stopniu zagęszczenia, zawilgocenia, pustek i innych anomalii [5]. Niniejszy artykuł prezentuje zastosowanie tej metody do oceny poprawności wykonania oraz stanu technicznego obiektu z blach falistych w ciągu jednej z dróg krajowych w południowo-wschodniej Polsce.

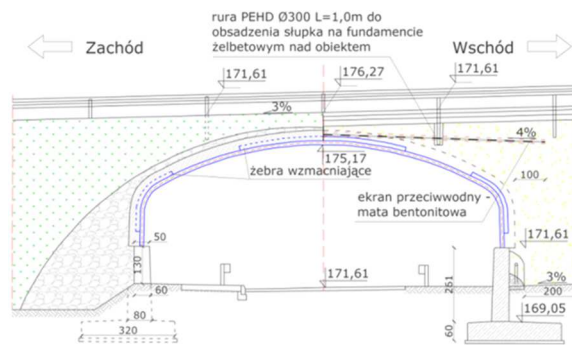
2. Dane konstrukcji

Przedmiotem badań był przejazd gospodarczy wykonany jako podatna konstrukcja gruntowo-powłokowa ze stalowej blachy falistej typu SuperCor B-56B o wymiarach fali 381 x 140mm (długość x wysokość). Powłoka oparta została na fundamentach w postaci ścian oporowych. Obiekt oddano do użytkowania pod koniec 2006 r. Jego podstawowe parametry techniczne podano poniżej:

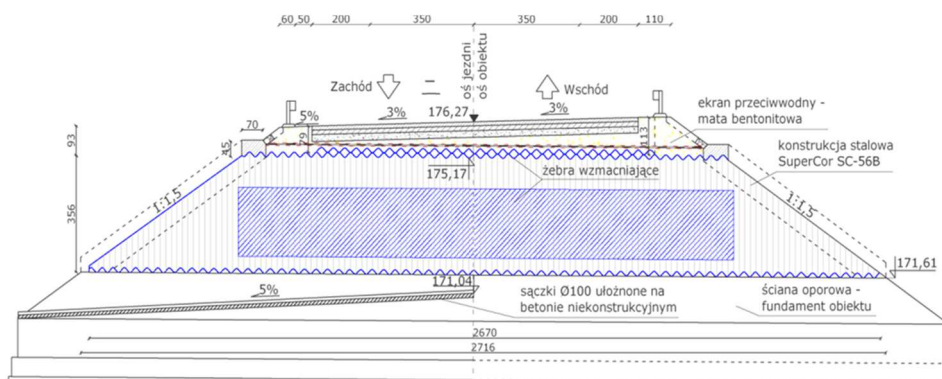
- światło poziome / pionowe 2,315m / 3,555m
- długość podstawy / klucza 26,60m / 16,27m
- kąt skrzyżowania osi obiektu z drogą 90°

Obiekt zaprojektowano na obciążenie ruchome klasy A, czyli odpowiadające pojazdowi o ciężarze 500 kN (rys. 1-2). Konstrukcję zasypano gruntem o parametrach podanych w specyfikacji technicznej. Na warstwie zasyпки o grubości 15cm, powyżej klucza konstrukcji wykonano ekran przeciwwodny z mat bentonitowych ułożonych w spadku daszkowym w wartości 4,0%. Ekran ten został wyprowadzony 1,0m za konstrukcję stalową, aby uniemożliwić przesiąkanie wody przez powłokę. Powyżej wbudowano kolejne warstwy zasyпки, które nad kluczem mają grubość około 20,0cm, a na nich warstwy konstrukcji drogowej:

- warstwa podbudowy pomocniczej z kruszywa łamanego 20,0cm,
- warstwa podbudowy zasadniczej z betonu asfaltowego 15,0cm,
- warstwa wiążąca z betonu asfaltowego 8,0cm,
- warstwa ścieralna 3,5cm.



Rys. 1. Widok oraz przekrój podłużny przez konstrukcję obiektu
Fig.1. View and longitudinal section of the object



Rys. 2. Przekrój poprzeczny przez konstrukcję obiektu
Fig. 2. Cross-section of the object

3. Metodologia badań

Badania georadarowe wykonano w kwietniu 2016 roku. Pomiary przeprowadzono na połowie jezdni nad obiektem, to jest na pasie ruchu prowadzącym na zachód. Ze względów bezpieczeństwa badania na drugim pasie zostały zaniechane. Skany wykonano w kierunku prostopadłym i równoległym do osi drogi, w rozstawie 30,0cm, przy użyciu georadaru z anteną o częstotliwości 900MHz. Odległość zapisu pojedynczych śladów radarowych wynosiła 2,0cm, długość okna czasowego to 71,0ns, a częstotliwość próbkowania - 1024. Surowe radargramy zostały obrobione przy użyciu dedykowanego oprogramowania. Korekcja polegała na poprawie korelacji i ciągłości refleksów, stosunku sygnału użytecznego do szumu, minimalizacji szumu losowego i eliminacji zakłóceń zdeterminowanych [6]. Uzyskanie na radar gramach rzeczywistego kształtu powłoki było niemożliwe ze względu na geometrię blachy silnie rozpraszającą fale elektromagnetyczne, na co składa się falisty kształt arkuszy w przekroju poprzecznym oraz łukowy kształt obiektu w przekroju podłużnym. Schemat tras pomiarowych pokazano na rys. 3.; numery tras odpowiadają kolejności skanowania.



Rys. 3. Schemat tras pomiarowych

Fig. 3. Scheme of the survey router

4. Wyniki i interpretacja

Określenie parametrów warstw konstrukcyjnych przy użyciu metody georadarowej wymaga oszacowania prędkości propagacji fali elektromagnetycznej. Z powodu niedostępności danych geodezyjnych nie było możliwości weryfikacji grubości warstw konstrukcyjnych, wobec czego przyjęto je zgodnie z dokumentacją projektową. Uzyskane prędkości propagacji zostały ponadto porównane z wartościami określonymi za pomocą oprogramowania oraz występującymi w literaturze. Prędkość propagacji fali w zasypce piaskowej-żwirowej została natomiast określona jako iloraz dwukrotnej wysokości fali blachy oraz opóźnienia występującego pomiędzy odbiciami od jej wierzchołków oraz dna. Oszacowanie prędkości na podstawie dokumentacji było utrudnione z powodu zróżnicowania wartości zarejestrowanych opóźnień dla poszczególnych warstw, co na radargramach jest widoczne jako różnice ich grubości. Zmiany uzyskanych

opóźnień mogą być wywołane nie tylko zmianą grubości warstw, ale też zmianami prędkości propagacji fali związanymi z zawilgoceniem (widoczny wzrost grubości warstwy – spadek prędkości propagacji) lub spadkiem stopnia zagęszczenia (widoczny spadek grubości warstwy – wzrost prędkości propagacji).

W przypadku analizowanych warstw nawierzchni asfaltowej czas propagacji fali jest zmienny, a największe opóźnienie występuje nad kluczem obiektu, osiągając maksymalnie 3,5ns. W większej odległości od obiektu, to jest dla rzędnych $x < 7,0\text{m}$ oraz $x > 17,0\text{m}$ czas propagacji przez warstwy asfaltowe nawierzchni spada do około 2,8ns. Zakładając, że przyjęty czas propagacji fali wynoszący 2,8ns jest poprawny oraz biorąc pod uwagę projektową grubość warstw nawierzchni równą 26,5cm, obliczona prędkość propagacji wynosi:

$$V = (2 * 26,5\text{cm}) / 2,8\text{ns} \approx 19\text{cm/ns}$$

Określona powyższym równaniem prędkość propagacji fali we warstwach bitumicznych jest zgodna z wartościami występującymi w literaturze, które wynoszą 16-19cm/ns [7]. Również widoczne na profilach poprzecznych (rys. 7-9) grubości warstw nawierzchni są zmienne, a najmniejszą wartość mają po lewej stronie, czyli przy krawędzi jezdni. Ponieważ projektowana grubość warstw nawierzchni jest stała w całym przekroju poprzecznym jezdni, wskazuje to, że anomalie wywołane są zmianą prędkości propagacji fali spowodowaną niższym stopniem zagęszczenia mieszanki bitumicznej na poboczu drogi. Również czas propagacji przez warstwę podbudowy zasadniczej z betonu asfaltowego jest zmienny. Widoczne zwiększenie "grubości" warstwy występuje na profilach poprzecznych o numerach 41 do 68 w odległości do 1,6m od krawędzi drogi oraz na profilach podłużnych dla rzędnych od $x = 6,0\text{m}$ do $x = 14,1\text{m}$. W pozostałym obszarze opóźnienie ma stałą wartość 1,6ns, wobec czego może zostać przyjęta jako wartość prawidłowa, nie zakłócona zmianami prędkości propagacji. Występowanie anomalii widocznej jako zwiększenie grubości warstwy świadczy o zmniejszeniu prędkości propagacji fali w warstwie podbudowy zasadniczej, najprawdopodobniej wywołanej przez zawilgocenie. Opóźnienie o wartości 1,6ns występujące na obszarze wolnym od opisanego zjawiska należy przyjąć jako właściwe do określenia prędkości propagacji fali, która wynosi:

$$V = (2 * 15\text{cm}) / 1,6\text{ns} \approx 19\text{cm/ns}$$

Obszar występowania opisanego zjawiska pokrywa się z leżącym niżej obszarem podbudowy pomocniczej z kruszywa łamanego, w którym zarejestrowano mniejsze opóźnienia, czyli grubość warstwy widoczną na radargramie. Anomalia ta widoczna jest na profilach poprzecznych, od krawędzi drogi do rzędnej $x = 1,6 - 1,8\text{m}$ oraz na profilach podłużnych dla rzędnych od $x = 6,0\text{m}$ do $x = 14,1\text{m}$. Należy zaznaczyć, że dokładne określenie "grubości" warstwy podbudowy pomocniczej (wartości opóźnień) w obszarze występowania anomalii jest utrudnione, ze względu na brak wyraźnego interfejsu pomiędzy warstwą kruszywa łamanego, a leżącym poniżej obszarem zasypki piaskowo-żwirowej, w którym występuje większość widocznych nieciągłości. Warstwa zasypki charakteryzuje się znaczną niejednorodnością. Na profilu podłużnym, po lewej stro-

nie obiektu oraz w mniejszym stopniu nad nim widoczny jest obszar nieciągłości, którego rzędne pokrywają się z rzędnymi zjawisk widocznych w warstwach leżących wyżej. Charakteryzuje się on zwiększoną amplitudą i prędkością propagacji fali. Występowanie zjawiska jest związane z rozluźnieniem zasypki, co prawdopodobnie jest skutkiem penetracji wody. Zmiana prędkości propagacji powoduje zniekształcenie widoku konstrukcji stalowej występującej poniżej, której część leżąca pod obszarem nieciągłości "wyniesiona" jest do góry, co przedstawiono na rys. 8. Prędkość propagacji fali w warstwie zasypki można określić jako iloraz dwóch wysokości fali blachy i czasu propagacji:

$$V = (2 * 14\text{cm})/3,5\text{ns} \approx 8\text{cm/ns}$$

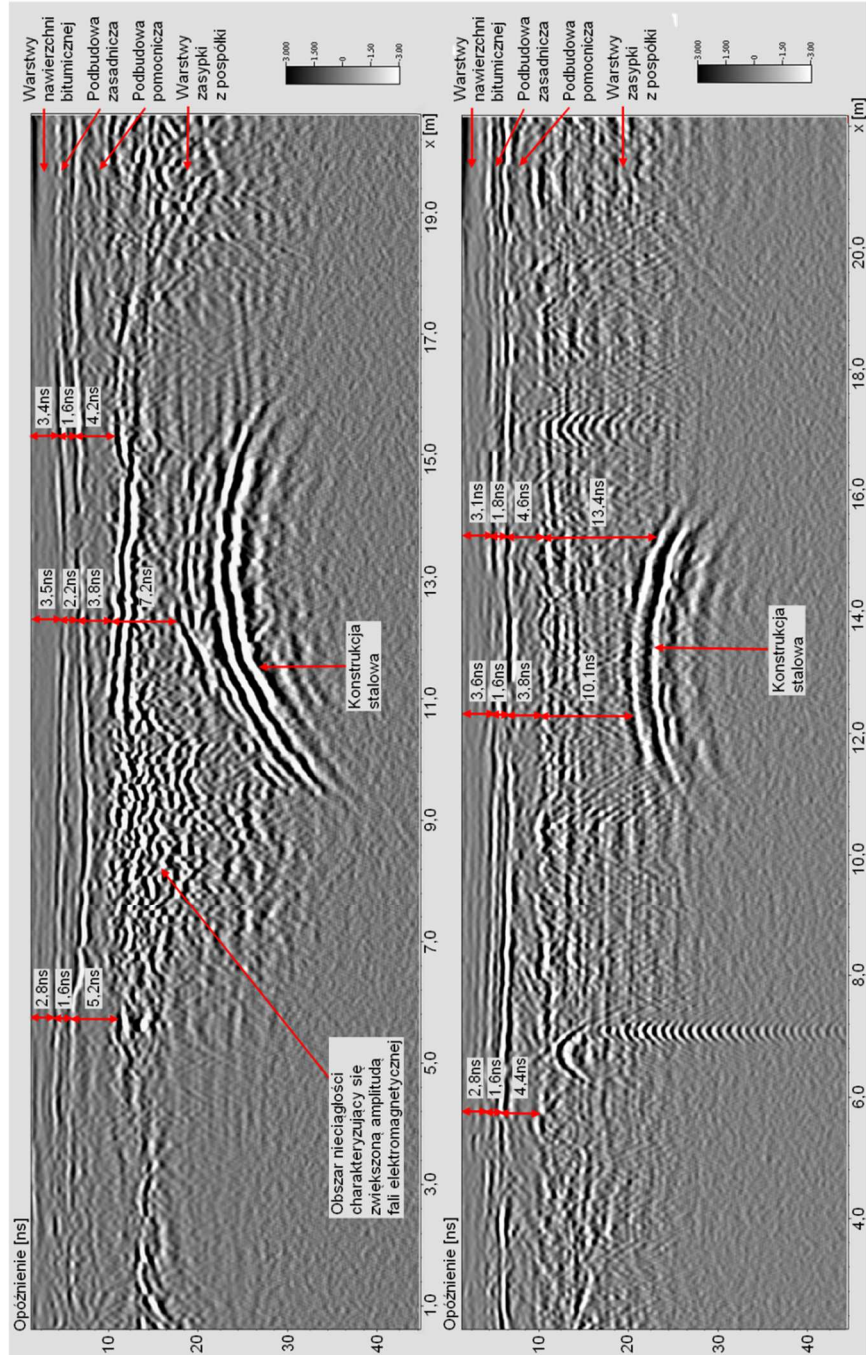
Należy zauważyć, że konstrukcja stalowa z lewej strony profilu podłużnego widoczna jest dla większych opóźnień, niż z prawej strony, co świadczy o zmianie współczynnika tłumienia fali w obszarze nieciągłości po stronie lewej, na co wpływ mają takie parametry jak porowatość czy wilgotność warstwy [7]. Jeżeli wzięty zostanie pod uwagę również spadek podłużny drogi, wynoszący 3,0% w kierunku zachodnim, to różnica będzie jeszcze większa.

Opisane powyżej anomalie mogły zostać spowodowane błędami wykonawczymi. Niewłaściwe materiały, zagęszczenie warstw lub brak wystarczającego wskaźnika skuteczności sprężenia i będące jego efektem nadmierne ugięcie [8] mogły być przyczyną odkształcenia powłoki przy wlocie, co pokazano na rys. 4., gdzie widoczne jest "falowanie" korytka odwodnieniowego, jak i bariery SP-06. Położenie anomalii widocznych na rysunkach 5-9 pokrywa się z opisanym zaniżeniem, co może oznaczać, że woda płynąca zgodnie ze spadkami zatrzymuje się w zaniżeniu korytka nad obiektem, a powstałe zastoisko sprzyja jej penetracji w głąb obiektu, wypłukiwaniu materiału i tworzeniu pustek. Należy podkreślić, że ekran przeciwwodny, zaprojektowany 15,0cm ponad powłoką, nie został wykryty w trakcie badań, co mogło być spowodowane zarówno niskim kontrastem stałych dielektrycznych, jak i brakiem tego elementu konstrukcyjnego. Zakres występujących nieciągłości wskazuje jednak na brak ekranu lub jego uszkodzenie, co mogło być spowodowane wbijaniem słupka bariery SP-06.

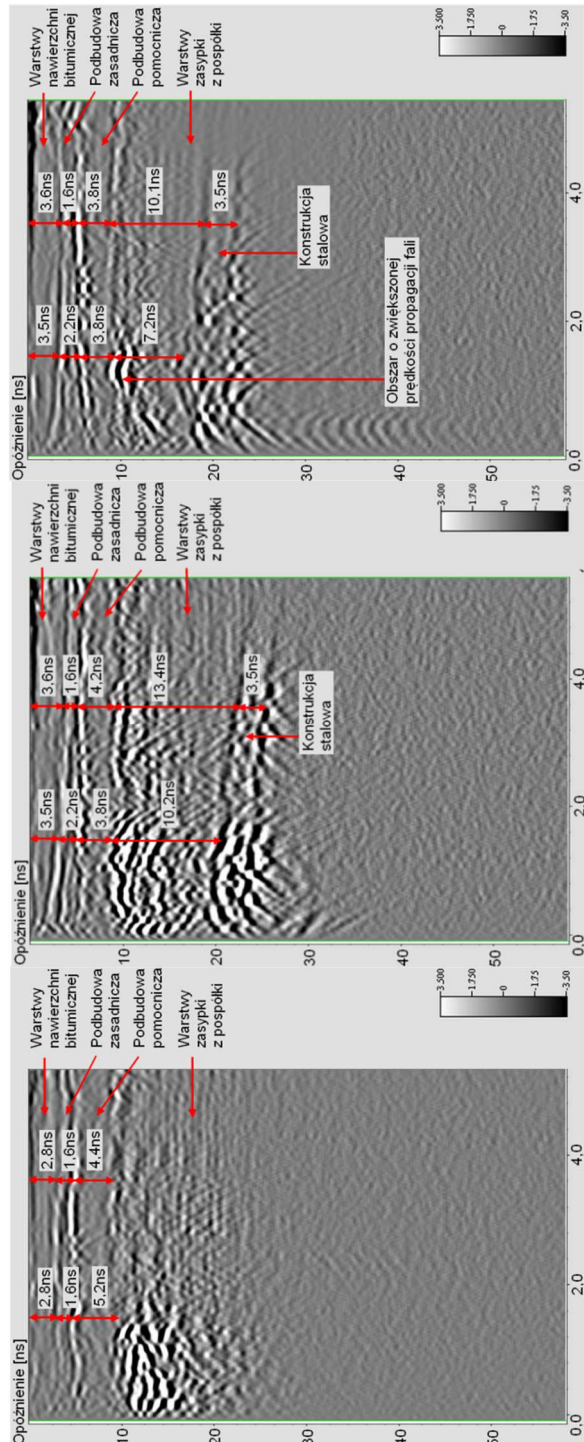


Rys. 4. Widok drogi nad obiektem. Źródło: www.google.maps.com

Fig. 4. View of the road above object. Source: www.google.maps.com



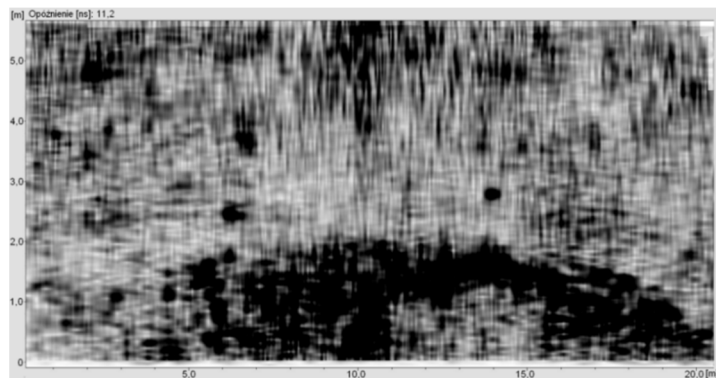
Rys. 5, 6. Profile podłużne uzyskane w odległości 150cm (górny) oraz 360cm (dolny) od krawędzi drogi
 Fig. 5, 6. Longitudinal profiles obtained at distance of 150cm (top) and 360cm (bottom) from the edge of the road



Rys. 7, 8, 9. Profile poprzeczne uzyskane w odległości 570cm (lewy), 1230cm (środkowy) oraz 1530cm (prawy) od początku obszaru skanowania

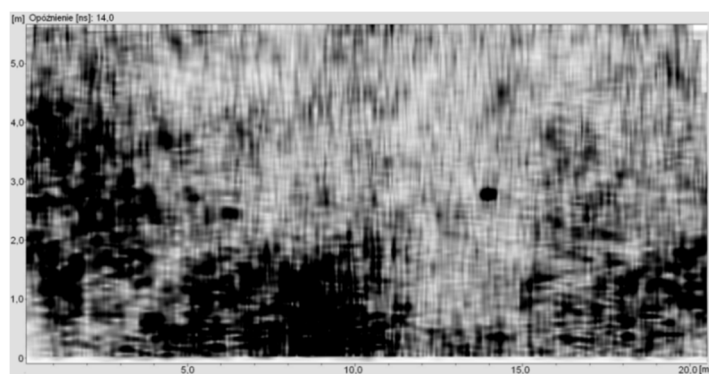
Fig. 7, 8, 9. Cross-section profiles obtained at distance of 570cm (left), 1230cm (middle) and 1530cm (right) from the beginning of the scanned area

Zjawiska występujące w konstrukcji można zaobserwować zarówno na profilach, jak i widokach tomografii - C-skanach - przekrojach wygenerowanych przez oprogramowanie na podstawie interpolacji podłużnych i poprzecznych profili georadarowych. Uzyskane dla zadanych opóźnień widoki tomografii pozwalają na wgląd we warstwy, dzięki czemu możliwe jest przystępniejsze przedstawienie wyników pomiarów georadarowych. C - skany uzyskane dla opóźnień 11,2ns, 14,0ns, 20,0ns oraz 24,0ns przedstawiono na rys. 10-13. Na przedstawionych rysunkach widoczne są obszary ciemniejsze, charakteryzujące się wysoką amplitudą fali elektromagnetycznej. Obszary te, występujące w warstwie zasypki piaskowo-żwirowej, głównie nad konstrukcją stalową oraz z jej lewej strony, przedstawiają miejsca występowania nieciągłości wywołanych najprawdopodobniej przez rozluźnienie zasypki, zgodnie z rus. 5-9. Na rys. 12. i 13. widoczna jest również konstrukcja stalowa, dostrzec można też rozstaw fal blachy systemu SuperCor, który wynosi 381mm. Z uwagi na spadek poprzeczny drogi,



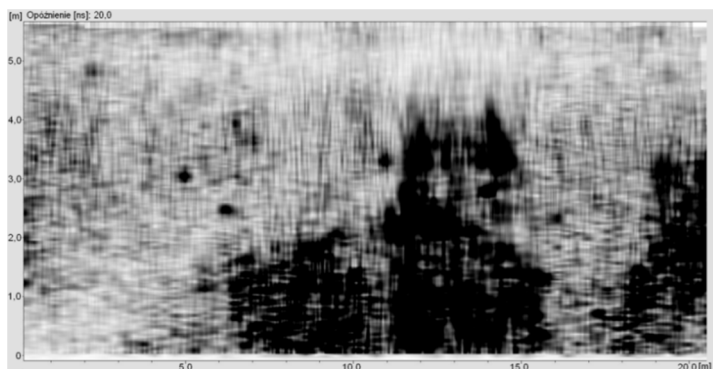
Rys. 10. Widok tomografii uzyskany dla opóźnienia 11,2ns

Fig. 10. Tomographic view obtained for delay of 11,2ns



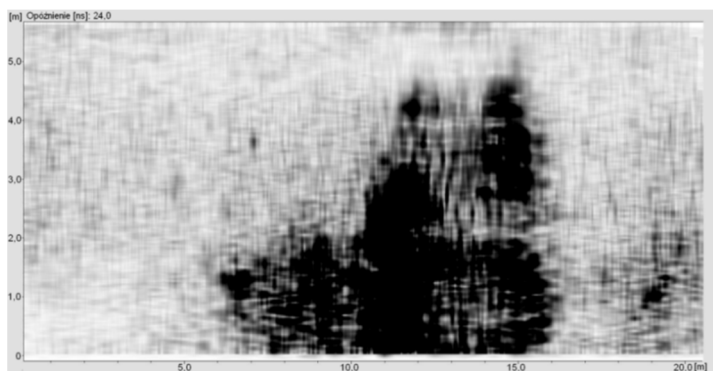
Rys. 11. Widok tomografii uzyskany dla opóźnienia 14,0ns

Fig. 11. Tomographic view obtained for delay of 14,0ns



Rys. 12. Widok tomografii uzyskany dla opóźnienia 20,0ns

Fig. 12. Tomographic view obtained for delay of 20,0ns



Rys. 13. Widok tomografii uzyskany dla opóźnienia 24,0ns

Fig. 13. Tomographic view obtained for delay of 24,0ns

a co za tym idzie zwiększoną grubość naziomu, konstrukcja stalowa zanika w górnej części radargramów. Ze względu na częstotliwość zastosowanej anteny i związaną z nią penetrację, uzyskanie na radargramach obrazu niżej położonych elementów konstrukcyjnych, takich jak żebra wzmacniające w narożu, sączki, czy fundamenty nie było możliwe.

5. Wnioski

Metoda georadarowa jest jedną z popularniejszych nieniszczących metod badawczych, szczególnie w budownictwie komunikacyjnym. Do tej pory, mimo swoich zalet, nie znalazła ona powszechnego zastosowania w badaniach konstrukcji gruntowo-powłokowych. Wykorzystanie metody georadarowej umożliwia ocenę prawidłowości wykonania oraz stanu technicznego warstw konstrukcyjnych [9], co z pewnymi zastrzeżeniami, zostało wykazane w powyższym ar-

tykule. Wskazane obszary nieciągłości o wysokiej amplitudzie oraz zaniżonej, bądź zawyżonej prędkości propagacji fali występujące w zasypce, mogą być miejscami, gdzie przebiegają procesy destrukcyjne, które w przyszłości mogą doprowadzić do stanu awaryjnego. Wykrycie zjawisk występujących w niedostępnych częściach konstrukcji pokazuje, że metoda georadarowa może być wiarygodnym źródłem informacji na temat stanu obiektów gruntowo-powłokowych. Ma ona jednak swoje ograniczenia, utrudniające jej popularyzację, do których zaliczyć możemy: konieczność posiadania przez operatora rozległej wiedzy na temat elektromagnetyzmu, obróbki sygnału oraz badanych konstrukcji. Kolejnym ograniczeniem jest konieczność posiadania dokumentacji technicznej i geodezyjnej lub wykonania punktowych odkrywek w celu weryfikacji danych georadarowych dla całego obiektu. Nie bez znaczenia jest również konieczność doboru odpowiedniej anteny do konkretnego zadania. Jednak ze względu na swój potencjał, metoda georadarowa może być skutecznym narzędziem służącym do oceny poprawności wykonania obiektów, jak i badania ich stanu technicznego.

Literatura

- [1] Machelski Cz., Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2008.
- [2] Janusz L., Madaj A., Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2007.
- [3] Kosno Ł., Świt G. "Behaviouranalysis of steel-shell-and-soil corrugated structure in the construction chase illustrated with SuperCor SC-57S", Conference Proceedings, p. 716-722, 24TH International Conference on Metallurgy and Materials Metal2015, Brno, Republika Czeska, 2015.
- [4] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, "Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych", Załącznik do Zarządzenia Nr 9 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad, Żmigród, 18 marca 2004 r.
- [5] Annan, A.P., "GPR For infrastructure imaging", Symposium Proceedings BB 85-CD, 6TH International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering NDT-CE 2003, Berlin, Niemcy, 2003.
- [6] Kosno, Ł., Sławski, Ł., Świt, G., Efektywność badań georadarowych przy ocenie poprawności wykonania i stanu technicznego konstrukcji z elementów prefabrykowanych, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture (JCEEA), tom XXXIII, zeszyt 63, nr 1/I/2016, styczeń-marzec, strona 19-26, DOI: 10.7862/rb.2016.2.
- [7] Karczewski J., Zarys metody georadarowej, Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków 2007.
- [8] Michalski, J. B., Michalski, B. Zmiany reologiczne w konstrukcjach inżynierskich na przykładzie obiektów gruntowo-powłokowych; XII Świąteczna Drogowo-Mostowa Żmigrodzka Konferencja Naukowo-Techniczna "Przepusty i przejścia dla zwierząt

w infrastrukturze komunikacyjnej", 11-12.12.2013. Żmigród : Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 2013.

- [9] Kosno, Ł., Sławski, Ł., Świt, G., GPR investigation of flexible soil-steel bridge structure, „9th International Conference on Bridges in Danube Basin”, 30.09 - 01.10.2016, Žilina, Słowacja.

APPLICATION OF GPR METHOD FOR SOIL-STEEL STRUCTURE EXUCUTION CORRECTNESS ASSESSMENT

S u m m a r y

Soil-steel structures are widely used due to its advantages including lower cost of construction and maintenance, quicker construction process and simplification of structure in comparison to traditional structures. Architectural values are also significant. However flexible structures present relevant differences in structure and work manner in relation to traditional rigid objects. Lack of understanding of these phenomena may lead to design and execution faults that may be a reason of failure, and in an extreme case even a building collapse. Early detection of faults and its elimination allows to stop the deterioration of an object and to extend its service life. In order to detect existing incorrectness, the non-destructive testing methods (NDT) should be applied. These methods enable the assessment of inaccessible construction members execution correctness. One of the most popular testing methods is Ground Penetrating Radar technique. Presently it is widely applied in communication engineering for technical condition assessment of traditional bridge structures, road and airfield pavements or railway embankments. To date GPR method is not applied for flexible soil-steel structures assessment. This paper presents an example of GPR technique application for assessment of execution correctness and technical condition of a SuperCor flexible bridge structure. As a result a series of processed radargrams were obtained which allowed determination of wave propagation velocity, detection of improper execution of structural layers and construction members. The anomalies recorded may affect the life span of the structure.

Keywords: Non-destructive testing, GPR method, bridge inspection, soil-steel structures, SuperCor

Przesłano do redakcji: 20.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Janusz SZELKA¹

POKONYWANIE PRZESZKÓD WODNYCH WEDŁUG STANDARDÓW NATO

W artykule przedstawiono klasyfikację przeszkód wodnych pod kątem trudności ich pokonywania za pomocą wojskowego sprzętu przeprawowo- mostowego. Zaprezentowano 3 rodzaje tego sprzętu:

- zmechanizowane mosty towarzyszące (ZMT);
- samobieżne i przewożone parki pontonowe (promy i mosty pływające);
- mosty składane (MS)

oraz możliwości ich zastosowania w zależności od potrzeb.

Słowa kluczowe: przeszkody wodne, mosty towarzyszące, mosty pływające, mosty składane

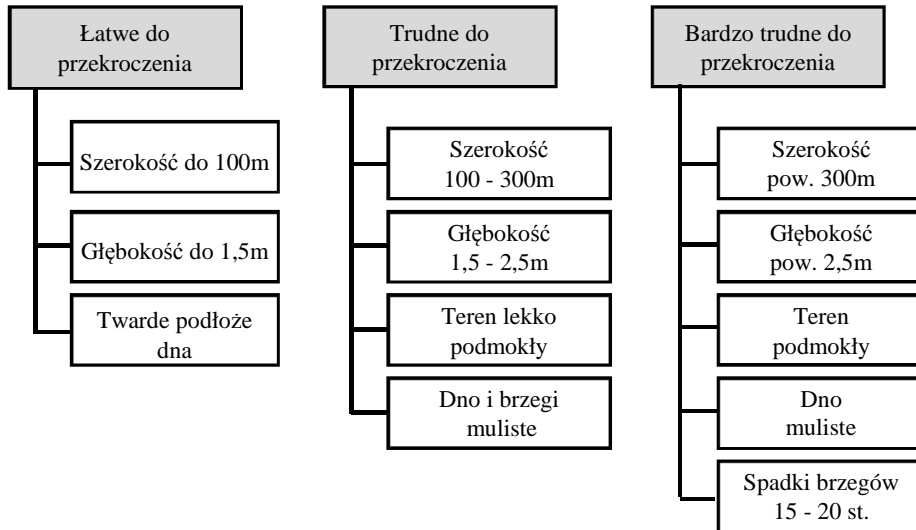
1. Koncepcje pokonywania przeszkód wodnych przez wojska

Pokonywanie przeszkód wodnych należy traktować jako nieodłączną, a zarazem skomplikowaną, część działań zaczepnych. Stopień trudności jest dlatego tak wysoki, ponieważ przeszkody wodne posiadają wiele atrybutów, które należy rozpatrywać jednocześnie. Należą do nich:

- szerokość i głębokość przeszkody wodnej;
- prędkość prądu wody;
- rodzaj gruntu dna i brzegów;
- ukształtowanie brzegów i ich rozbudowa;
- dojazdy do przeszkody wodnej, a także;
- możliwość obrony brzegu przeciwnika.

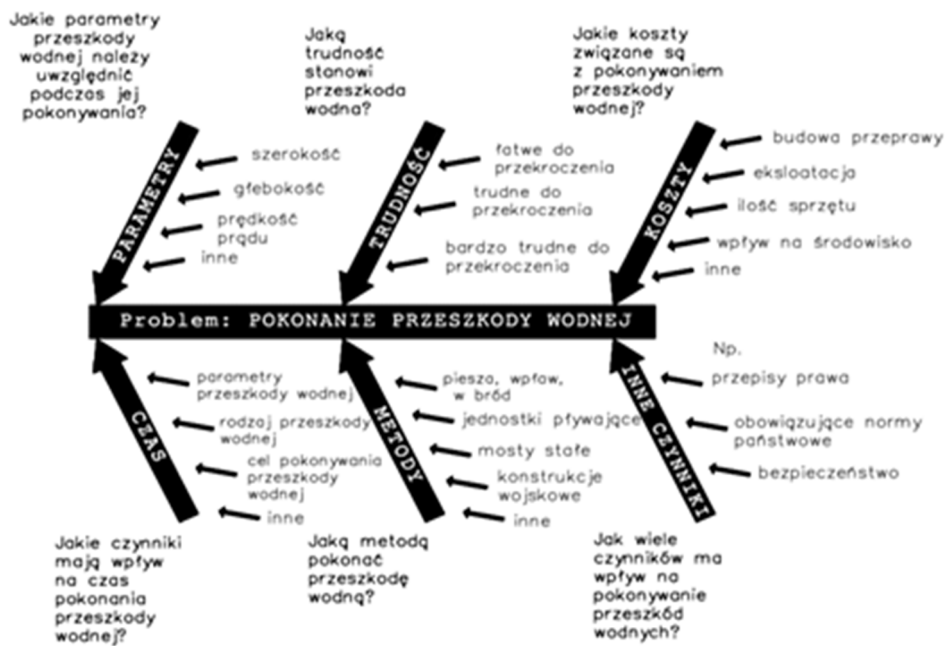
Klasyfikację przeszkód wodnych przedstawiono na rys. 1., a czynniki wpływające na ich pokonanie na rys. 2.

¹ Janusz Szelka, Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa, Zakład Dróg i Mostów, ul. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra; tel. 605581940; j.szelka@interia.pl



Rys. 1. Klasyfikacja przeszkód wodnych

Fig. 1. The classification of water obstacles



Rys. 2. Czynniki wpływające na pokonanie przeszkody wodnej

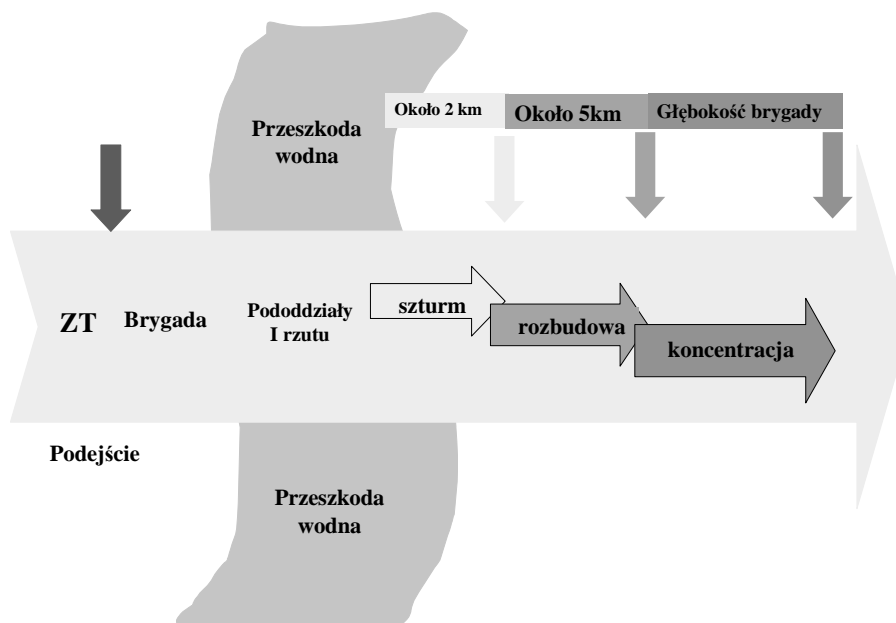
Fig. 2. The factors affecting the crossing of a water obstacle

- Pokonywanie przeszkód wodnych przez wojska może odbywać się:
- w warunkach bezpośredniego oddziaływania ogniowego przeciwnika (przekraczanie – *forsowanie*);
 - przy braku tego oddziaływania (pokonywanie – *przeprawa*).

Forsowanie (rys. 3.), realizowane jest w trzech zaszeregowanych etapach [5]:

- 1) **szturm** – wykonywany jest w celu opanowania pozycji przeciwnika po drugiej stronie przeszkody wodnej. Głównym zadaniem szturm jest uchwycenie brzegu i stworzenie warunków do przekroczenia przeszkody wodnej przez oddziały I rzutu związków taktycznych (ZT). W czasie forsowania z marszu szturm prowadzi oddział wydzielony (OW).
- 2) **rozbudowa** (opanowanie przyczółka) – to przedsięwzięcia realizowane na przyczółku po zakończeniu szturm do czasu przekroczenia przeszkody wodnej przez siły główne.
- 3) **koncentracja** (umocnienie przyczółka) – to działania mające na celu wzmocnienie uderzenia na najdogodniejszym kierunku w rejonie przekraczania przeszkody wodnej.

Oczywiście, nie można negować faktu, że niektóre nowoczesne wozy bojowe i środki transportowe armii państw NATO, posiadają zdolność pokonywania brodów (np. *Leopard 2* do głębokości 2,2 m, a transporter *Marder* do 2 m), czy pokonywania przeszkody pod wodą (czołg *Leopard 2* – do 4 m), jednak ich ilość na wyposażeniu tych wojsk jest niewystarczająca w stosunku do potrzeb.



Rys. 3. Forsowanie przeszkody wodnej, na podstawie [5]

Fig. 3. The crossing of a water obstacle, based on [5]

Analiza przeprowadzonych wielu ćwiczeń z wojskami doprowadziła do konkluzji, iż bardziej opłacalne jest zrezygnowanie z wysokiego tempa *manewrowości wodnej*² pojazdów bojowych i transportowych na rzecz wyposażenia wojsk inżynieryjnych w specjalistyczne pojazdy i mosty, które będą stanowić dopełnienie szerokiego spektrum możliwości taktycznych wojsk. Dlatego też duże znaczenie w działaniach militarnych przypada wojskom inżynieryjnym, które poprzez budowę przepraw mogą stworzyć dowódcom pododdziałów liniowych i dużych związków taktycznych możliwości wyboru dogodnego miejsca do prowadzenia działań – niezależnie od przeszkód – aby utrzymać lub stworzyć siłę uderzeniową i manewrowość wojsk własnych.

Stosownie do liczby środków przeprawowych i założonego wariantu pokonania przeszkody wodnej urządza się główne i zapasowe *przeprawy* [5, 4]:

- w bród i wpław;
- po lodzie;
- pod wodą;
- desantowe;
- promowe;
- mostowe.

W pierwszej kolejności organizuje się i urządza przeprawy w bród i czołgów pod wodą oraz desantowe i promowe, których głównym zadaniem jest przeprowadzenie rzutu szturmowego a następnie przeprawy mostowe budowane dla przeprowadzenia sił głównych.

W zależności od zasad użycia wyróżnia się:

- mosty pola walki – do bezpośredniego wsparcia (towarzyszące i pływające);
- mosty II rzutu – do zapewnienia zaopatrzenia logistycznego (składane).

Ponadto, planując w warunkach bojowych budowę danego typu mostu czy rodzaju przeprawy, należy brać pod uwagę możliwość rozpoznania tych obiektów, a tym samym możliwość ich zniszczenia przez przeciwnika w krótkim czasie (do 1 godziny). Przyjmując, jako zasadę, dużą efektywność niszczenia obiektów mostowych, należy przewidywać dezorganizację działań wojsk i dużą pracochłonność odbudowy przepraw. Dlatego, aby zabezpieczyć przeprawy przed zniszczeniem lub uszkodzeniem, należy:

- ograniczyć do minimum czas urządzania przeprawy;
- przeprowadzać w krótkim czasie możliwie największą liczbę sił i środków, oraz
- jak najszybciej dokonać manewru przeprawą (zwinięcie przeprawy, przemieszczenie jej w inne miejsce lub przejście na inny typ przeprawy).

Pełne i efektywne spełnienie tych wymagań jest możliwe jedynie przy sprzęcie przeprawowo-mostowym nowych generacji. Potwierdza to analiza sprzętu mostowego będącego na wyposażeniu armii wysoko uprzemysłowionych krajów świata, a zwłaszcza prowadzenie intensywnych prac nad doskonaleniem istniejącego oraz opracowywaniem i wprowadzaniem do wojsk – nowego sprzętu.

² *Manewrowość wodna* – to zdolność pojazdów do brodenia, pływania bądź pokonywania przeszkód po dnie.

2. Sprzęt przeprawowo-mostowy państw NATO

Zdaniem specjalistów NATO do pokonywania przez wojska przeszkód wodnych niezbędne są 3 typy podstawowych środków przeprawowo-mostowych:

- 1) zmechanizowane mosty towarzyszące – przeszkody wąskie do 50 metrów;
- 2) promy i mosty pływające (budowane z samobieżnych amfibii i parków pontonowych), oraz
- 3) mosty składane – przeszkody wodne średnie (do 150m) i szerokie (150-300m).

Wymaga się, aby nośność tych konstrukcji zapewniała przeniesienie obciążeń klasy MLC 70 – Military Load Class (obciążenie gąsienicowe – 700 kN) i MLC 100 (obciążenie kołowe ciągnikiem z czołgiem na przyczepie – 1000 kN).

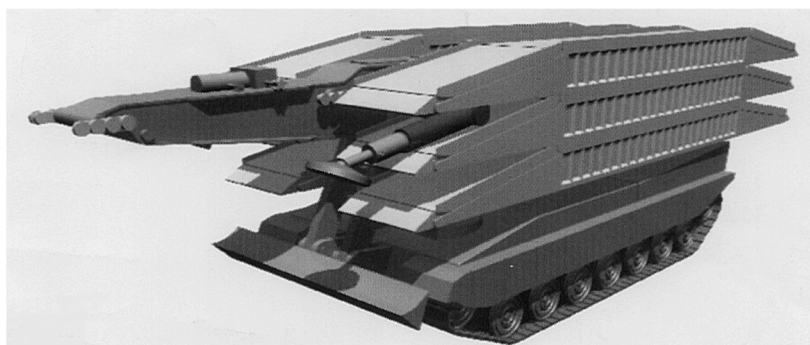
2.1. Zmechanizowane mosty towarzyszące

W grupie zmechanizowanych mostów towarzyszących można wyróżnić mosty na podwoziu czołgów bojowych (AVLB, BIBER, HAB, MBS) i na podwoziu kołowym (LAB, LEGUAN 42, DoFB). Pierwsze z nich służą do przeprawy czołgów przez wąskie przeszkody w rejonie działań bojowych, drugie przewidziano do przeprowadzenia oddziałów i pododdziałów II rzutu.

Najnowszym przedstawicielem pierwszej grupy sprzętu mostowego jest Modułowy System Mostowy (MBS – Modular Bridge System). MBS przedstawiony na rys. 4., to nowa generacja zmechanizowanych mostów modułowych, z rodziny mostów LEGUAN produkowanych w Niemczech przez MAN Technologie AC. Ta grupa sprzętu mostowego spełnia wymagania taktyczne i operacyjne formacji pancernych w zakresie ich szybkiego przemieszczania się na polu walki.

Podstawowe dane techniczno-eksploatacyjne mostu:

- 3 moduły mostowe po 9,7 m każdy pozwalają na budowę mostu o długości 9,7 m, 18,7 m, 27,7 m i szerokości 4,0 m;
- masa modułu mostowego – 5000 kg;
- nośność: MLC 70 – dla pojazdów gąsienicowych i MLC 100 – dla pojazdów kołowych;



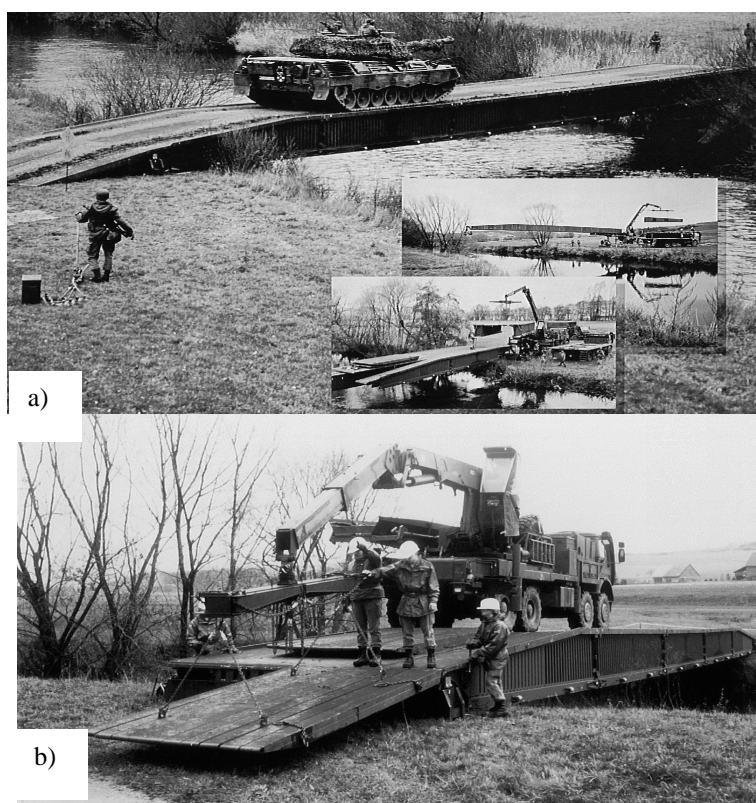
Rys. 4. MBS – Modułowy System Mostowy [3]

Fig. 4. MBS – A Modular Bridge System [3]

- czas układania przez dwuosobową obsługę – 3 do 6 minut;
- całkowita masa ok. 61500 kg (most złożony z trzech modułów i podwozia *Leopard 2*).

Najnowsza wersja zmechanizowanego mostu składanego na podwoziu kołowym firmy Eurobrigde to DoFB - rys. 5 a) i b), o nośności do 1100 kN. Komplet mostu o długości do 46 m (podstawowa długość - 40 m) i szerokości jezdni 4,4 m jest układany na przeszkodzie terenowej w ciągu 60 minut przez załogę w składzie 5-6 żołnierzy. Prędkość pojazdów gąsienicowych i kołowych po moście przyjmuje się do 25 km/h.

Do ciekawszych rozwiązań zmechanizowanych mostów towarzyszących należy zaliczyć brytyjski system mostowy BR 90, o klasie nośności MLC 70, z możliwością pokonywania przeszkód wodnych o szerokości od 9 do 60 m [6].



Rys. 5. Most DoFB [1]: a) całość mostu i fazy montażu, b) wykonywanie wjazdu na most

Fig. 5. The DoFB bridge: a) the whole bridge and stages in its assembly, b) making an entry for the bridge

2.2. Promy i mosty pływające

Samobieżne i przewoźne parki pontonowe umożliwiają wojskom pokonywanie szerokich przeszkód wodnych poprzez wykonywanie mostów pływających i promów.

Do najnowocześniejszych samobieżnych środków przeprawowych można zaliczyć park mostowo-przeprawowy M3 (rys. 6a), produkowany przez niemiecką firmę EWK (Eisenwerke Kaisers-Lautern GmbH). Park M3, wykonany jest ze stopów aluminium z jezdnią dostosowaną do pojazdów gąsienicowych i kołowych o klasie obciążenia odpowiednio MLC 70 i MLC 100.

Istotne zalety tego sprzętu to:

- czas budowy mostu o długości 100 m i szerokości użytkowej 4,76 m (składający się z 8 amfibii M 3) nie przekracza 20 minut przy 24-osobowej załodze;
- możliwość budowy promów o szerokości jezdnii 4,76 m:
 - podwójnego – o klasie obciążenia MLC 70 dla pojazdów gąsienicowych,
 - potrójnego – o klasie obciążenia MLC 100 dla pojazdów kołowych lub o masie 2x60 t dla pojazdów gąsienicowych;
- możliwość budowy przepraw przy prędkości prądu rzeki do 3,5 m/s;
- przepustowość mostu wynosi 250 pojazdów gąsienicowych na godzinę, przy minimalnej odległości między nimi – 20 m.

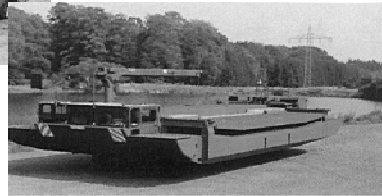
Amfibia M3 pływa przy minimalnej głębokości 1,2 m, za pomocą hydrodynamicznego napędu strugowodnego. Posiada specjalne najazdy podtrzymywane hydraulicznie, a także żuraw do rozkładania odcinków brzegowych (ramp o długości 8,35 m każda), sterowany z kabiny kierowcy lub ze stanowiska na zewnątrz. Resorowanie pojazdu jest pneumatyczne, a zawieszenie kół niezależne. Ponadto pojazd posiada hydrauliczne urządzenie do wyciągania podwozia, które umożliwia jego szybsze wysuwanie i wciąganie. Dzięki temu urządzeniu uzyskuje się mniejszy opór w wodzie oraz większy prześwit w czasie jazdy w terenie. Pojazd o masie 25 300 kg i parametrach (12,9x3,35x3,90) m oraz promieniu skrętu 23,4 m, ma także możliwość zmiany ciśnienia w oponach podczas jazdy, dzięki czemu dostosowuje się do podłoża.

W ostatnich latach firmy niemieckie Krupp Industrietechnik i MAN przystąpiły do badań i produkcji nowego mostu pontonowego typu *wstęga* o nazwie Folding Float Bridge 2000 – FSB 2 (rys. 6b), wykorzystując ideę konstrukcji amerykańskiego mostu Ribbon Bridge i jego niemiecką wersję FSB Aln. Szczególną zaletą mostu jest możliwość pokonywania wysokich brzegów – 2,2 m nad poziomem wody, dzięki sterowanym hydraulicznie rampom brzegowym. Jest łatwy do manewrowania na wodzie i w czasie wodowania. Rozkładanie członu następuje automatycznie podczas wodowania. Promy i mosty zbudowane z FSB 2 mogą być eksploatowane przy szybkości prądu wody do 3,5 m/s, i minimalnej głębokości rzeki 1,2 m.

Prom może być montowany z dwóch ramp o długości 7,5 m i potrzebnej liczby sekcji środkowych o długości 6,7 m każda. Gdy składa się on z dwóch ramp i dwóch sekcji środkowych, może być obciążony do MLC 70.



Amfibia M3 w położeniu transportowym i roboczym

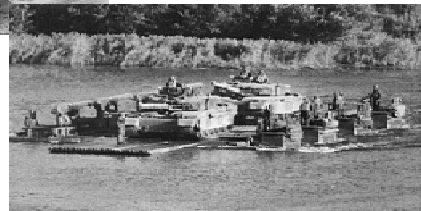


Przeprawa po moście M3 pod obciążeniem MLC70



Prom z amfibii M3

a)



Rys. 6. Promy i mosty pływające: a) z konstrukcji M3 b) z konstrukcji FSB2 [3]

Fig. 6. Ferries, and a) M3 and b) FSB2 amphibious rigs



Rys. 6 (cd.). Promy i mosty pływające: a) z konstrukcji M3 b) z konstrukcji FSB2 [3]

Fig. 6 (cont.). Ferries, and a) M3 and b) FSB2 amphibious rigs

Do budowy mostu o długości 100 m potrzeba 60 minut. Szerokość użytkowa mostu jezdni wynosi 4,1 m, a chodników (2x2,22) m. Most ma przepustowość 200 pojazdów MLC 70 na godzinę.

2.3. Mosty składane (MS)

Budowa mostów i wiaduktów stanowi istotne ogniwo w systemie przygotowania i utrzymania dróg manewru, dowozu i ewakuacji. Ważną rolę w wykonaniu tego zadania spełniają mosty składane na podporach stałych lub pływających. Niejednokrotnie warunki terenowe (skaliste suchodoły, urwiste brzegi, itp.) pozwalają na budowę wyłącznie mostów składanych. Służą one głównie do zabezpieczenia przegrupowania drugich rzutów związków operacyjnych i odwodów oraz odbudowy zniszczonych mostów stałych.

Rozwój MS ukierunkowany jest głównie na wprowadzenie zmian konstrukcyjnych i technologicznych mostów już istniejących, jak też organizacji ich budowy poprzez stosowanie nowoczesnych, bardziej wytrzymałych i lekkich materiałów czy też reorganizacji montażu. Pozwala to w efekcie zwiększyć zarówno rozpiętość przęsła i jego nośność, jak też skrócić ogólny czas budowy przeprawy.

Powszechny sposób budowy tego typu mostów, to montowanie konstrukcji nośnej na brzegu wyjściowym i stopniowe jej wysuwanie na przeszkodę terenową. W zależności od długości mostu stosowane są podpory pośrednie (stałe lub pływające) lub wyłącznie podpory brzegowe (przy budowie mostów jednoprzęsłowych).

Na rys. 7 a) i b) zaprezentowano możliwości budowy mostów z wykorzystaniem najnowszych konstrukcji składanych MGB i Bailey'a o nośności MLC 60(70).

Most MGB o rozstawie dźwigarów 4,6 m znajduje się aktualnie na wyposażeniu armii wielu państw NATO, Do jego zalet zaliczyć można:

- lekkość konstrukcji (stopy aluminium, cynku i magnezu) pozwalająca na montaż ręczny konstrukcji przęsłowej mostu;
- stosowanie typowych podpór (słupy z odcinków 3 m) o dopuszczalnej wysokości 28 m na lądzie i 12 m - w wodzie;
- łatwość transportu konstrukcji MGB w paletach o wymiarach (6,0x2,4x2,4) m;
- możliwość wykorzystania MGB w paletach do budowy mostów pływających.

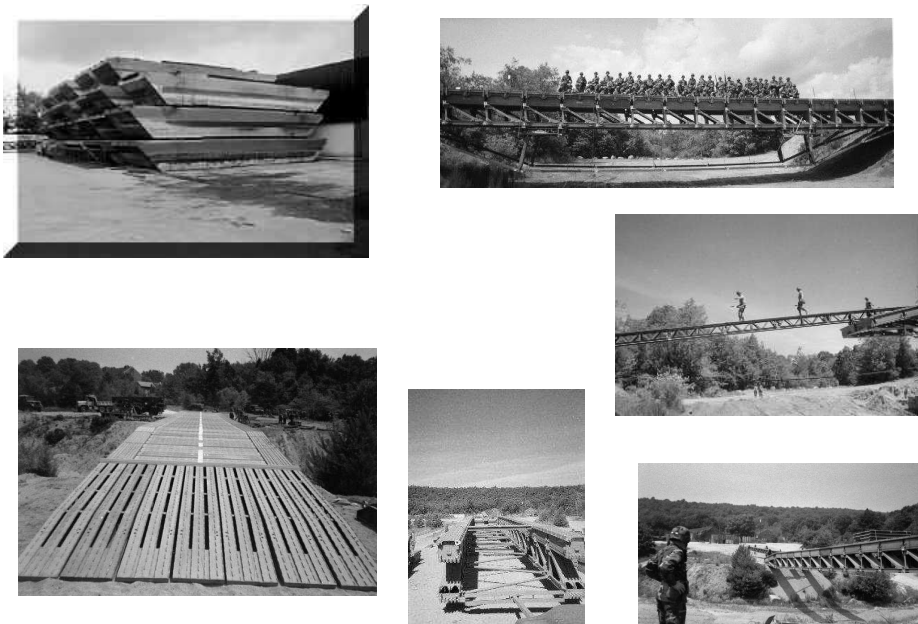
Układy konstrukcyjne mostu MGB przedstawia poniższa tabela.

Tabela 1. Układy konstrukcyjne mostu MGB

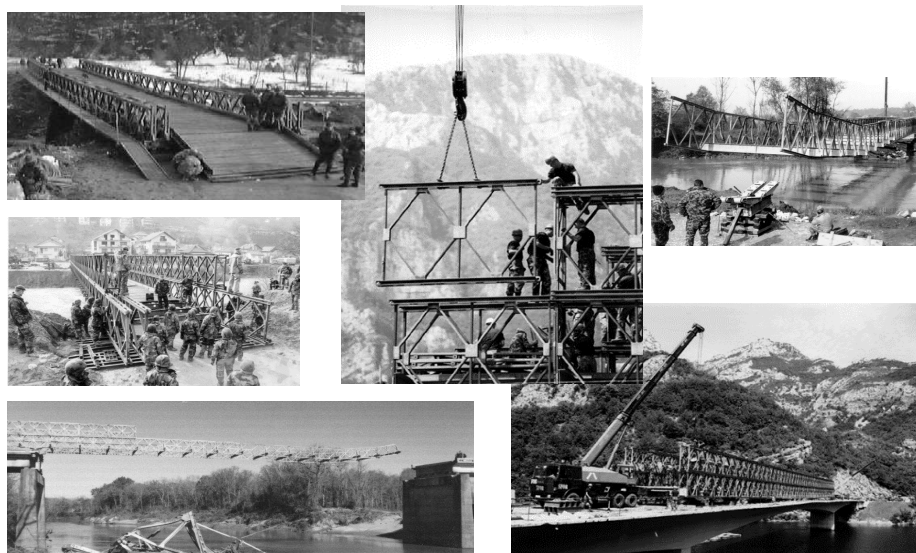
Table 1. MGB Bridge construction systems

Typ	Klasa [MLC]	Długość [m]	Zespół budujący [szt]	Czas budowy	Transport w paletach po 4 000 kg [szt]
Jednopiętrowy	60	9	9	15'	2
	16	22	17	30'	5
Dwupiętrowy	60	30	25	45'	10
	16	49	25	90'	
Dwa przęsła + filar	60	51	40	3 h	20
Trzy przęsła+ filar	60	76	40	6 h	27
Wzmocniony	60	49	32	2 h	18
Dwupiętrowy most pływający	60	do 91,5	Liczba ludzi i czas budowy zależy od długości budowanego mostu.		
Jednopiętrowy most pływający	60	do 91,5			

a) Most składany - MGB



b) Most składany – Bailey



Rys. 7. Fazy montażu mostów składanych: a) MGB b) Bailey'a [2]

Fig. 7. The stages in the assembly of a) MGB and b) Bailey foldable bridges

Najnowsze konstrukcje mostu składanego Bailey'a znane są po dwoma nazwami: Acrow i Mabey.

Acrow:

- udoskonalona wersja (stal spawalna o wysokiej wytrzymałości), co podwyższyło o 67% nośność na zginanie, ścinanie i ściskanie przy wyboczeniu;
- dwukrotnie wyższa sztywność ogólna i odporność na zniszczenie w stosunku do poprzedniej konstrukcji mostu;
- możliwość kształtowania jezdni dla ruchu jedno- i dwukierunkowego oraz zastosowania montażu ręcznego.

Mabey:

Przeznaczony do celów wojskowych i użyteczności publicznej:

- szerokość jezdni
 - 3,38 i 4,19 m – ruch jednokierunkowy,
 - 6,1 i 7,5 m – ruch dwukierunkowy;
 - 9,1 i 10,9 m – dla trzech pasm ruchu;
- składniki krat (4,5x2,36) m mają dwukrotnie wyższą wytrzymałość od Bailey'a standardowego;
- długość mostu: jednoprzęsłowy – 54 m; dwuprzęsłowy – 100m.

Montaż mostu obydwu wersji jest analogiczny jak w standardowym moście Bailey'a.

3. Wnioski

1) Przedstawione w artykule:

- zmechanizowane mosty towarzyszące (MBS, DoFB);
 - promy i mosty zmontowane z samobieżnych amfibii M3 i konstrukcji FSB 2 oraz
 - mosty składane MGB i Bailey'a
- mogą być z dużym powodzeniem wykorzystywane do szybkiego pokonywania przeszkód wodnych.

2) Przeprawy (promy i mosty) budowane z tych konstrukcji:

- zapewniają przejazd wozów bojowych o dużej masie i przekroczonej skrajni drogowej;
- cechuje duża ruchliwość (szybkie przejście na przeprawy zapasowe), co stało się podstawowym zagadnieniem nowoczesnego pola walki.

3) Należy dążyć do wytworzenia własnego sprzętu mostowego przeznaczonego do szybkiego urządzania przepraw mostowych na wąskich przeszkodach wodnych, przewidzianych dla szczebla związku taktycznego [7]. W założeniach projektowych należałoby preferować zmechanizowany most składany łączący w sobie cechy:

- klasycznego mostu składanego (modułowe elementy);
- zmechanizowanego mostu towarzyszącego (integralne urządzenia i mechanizmy do sprawnego montażu i układania konstrukcji na przeszkodzie przy małej liczbie zespołu obsługowego).

Literatura

- [1] Eurobridge, Mobile Briicken GmbH, D-88039 Fridrichshafen, Germany- Materiały poglądowe dotyczące DoFB.
- [2] <http://en.wikipedia.org/wiki/Bailey..bridge> (dostęp: 25.01.2017r.).
- [3] <http://www.ewk.de> (dostęp: 12.02.2017r.).
- [4] NATO – Doktryna wojsk inżynieryjnych sił lądowych – ATP – 52, Norm. 16/98, Biuro Wojskowej Służby Normalizacyjnej MON, Warszawa 1998.
- [5] Regulamin działań wojsk lądowych, DW Ląd 16/99, Warszawa 1999.
- [6] Szelka J. Przewoźne mosty składane – brytyjski BR 90. Wojskowy Przegląd Techniczny i Logistyczny, nr 1/1998.
- [7] Szelka J. Akwizycja wiedzy eksperckiej przy projektowaniu nowoczesnego sprzętu mostowego, IV Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna nt.: Uzbrojenie i sprzęt inżynieryjny Sił Zbrojnych RP z uwzględnieniem interoperacyjności i kompatybilności ze standardami NATO w działalności naukowo-badawczej, WITI – Polanica Zdrój 28-29.04.1999.

CROSSING WATER OBSTACLES IN ACCORDANCE WITH NATO STANDARDS

Summary

The article presents the classification of water obstacles in terms of the difficulty with which they are crossed with military crossing and bridging equipment. It discusses three types of equipment:

- support bridges,
- self-propelled and transported pontoon parks (ferries and amphibious rigs),
- foldable bridges,

and their employment as needed.

Keywords: water obstacles, support bridges, pontoon parks, foldable bridges

Przesłano do redakcji: 02.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Mariusz HEBDA¹

OCENA PRZYCZYŃ USZKODZEŃ I METODA NAPRAWY ELEMENTÓW POMOSTU MOSTU KRATOWNICOWEGO

Artykuł dotyczy zagadnień związanych z pracą statyczną poprzecznic w kolejowych mostach stalowych z otwartym pomostem. Przedstawiono problem zwiększonego wyężenia i odkształcenia poprzecznic od sił poziomych, wywołanych zmianą długości pasów dźwigarów głównych i sił hamowania pojazdów. Na przykładzie mostu kolejowego przez rzekę Wartę w Sieradzu omówiono charakterystyczne dla tego zjawiska uszkodzenia elementów jezdni mostu oraz sposób ich naprawy, z zastosowaniem indywidualnie zaprojektowanych łożysk, umożliwiających przegubowo przesuwne oparcie podłużnic na poprzecznicach.

Słowa kluczowe: most kratownicowy, przesuwne oparcie podłużnic, łożyska stalowe

1. Wprowadzenie

Otwarte pomosty w mostach kolejowych, gdzie nawierzchnia w postaci szyn na podkładach drewnianych jest mocowana bezpośrednio do dźwigarów głównych lub do podłużnic, były powszechnie stosowane od początku rozwoju kolejnictwa aż do lat 60-tych, 70-tych XX wieku. W przypadku wiaduktów, gdzie pod obiektem odbywał się ruch pojazdów i pieszych stosowano pomosty zamknięte, szczelność uzyskując przez stosowanie blach nieckowych lub cylindrycznych, na których układano nawierzchnię na podkładach i podsypce tłuczniowej. Pomosty otwarte wykonywane były w dwóch zasadniczych rozwiązaniach konstrukcyjnych, z mostownicami układanymi bezpośrednio na pasie górnym dźwigara, najczęściej w mostach belkowych, małych i średnich rozpiętości oraz z mostownicami układanymi na podłużnicach, w rozwiązaniach z poprzecznicami, pracujących w układzie rusztu. Ten drugi typ układu stosowany był w obiektach większych rozpiętości, często w mostach kratownicowych, zarówno z jazdą górą, jak i dołem.

¹ Mariusz Hebda, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Mostów i Tuneli, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 1286282113; mariusz.hebda@pk.edu.pl

Obecne przepisy kolejowe [1] i [2] nie zezwalają na stosowanie w nowych i modernizowanych obiektach mostowych pomostów otwartych, zalecając przy tym nawierzchnię na podkładach i podsypce tłuczniowej. Stosuje się zatem pomosty zamknięte, najczęściej współpracujące z dźwigarami głównymi w przenoszeniu obciążeń, w postaci płyt żelbetowych lub stalowych płyt ortotropowych. Płytę kształtuje się w formie tak zwanego koryta balastowego, w którym umieszcza się podsypkę tłuczniową. Wyjątkowo, w uzasadnionych przypadkach dopuszcza się stosowanie nawierzchni bezpodsypkowych, mocowanych bezpośrednio do konstrukcji, takich jak nawierzchnie na podkładach blokowych, lub tak zwanej szyny w otulinie.

Pomimo stopniowego wycofywania z użytkowania obiektów z pomostami o jezdniach otwartych, mostowcy wciąż bardzo często spotykają się w swojej praktyce z tego rodzaju konstrukcjami, z uwagi na ich dużą liczbę wśród eksploatowanych obiektów mostowych. Spośród wszystkich mostów kolejowych eksploatowanych obecnie w Polsce 42,0% stanowią mosty stalowe, a aż 76,3% ogólnej liczby obiektów to konstrukcje starsze niż 50 lat [3], co dobrze obrazuje skalę występowania obiektów ze starymi rozwiązaniami pomostów. Obiekty te są systematycznie przebudowywane i modernizowane, w ramach inwestycji szeroko prowadzonych w ostatnich latach na kolei. Nawierzchnia na mostownicach jest stopniowo zastępowana nawierzchnią na podkładach i podsypce tłuczniowej, nie dzieje się tak jednak na wszystkich obiektach. Jeżeli prace prowadzone są w ramach rewitalizacji linii i z uwagi na dobry stan techniczny, a także odpowiednią nośność dźwigarów głównych ograniczają się tylko robót remontowych, często pozostawia się rozwiązania z otwartym pomostem. Wymianie podlegają wtedy tylko mostownice i ewentualnie naprawiane są elementy jezdni jak poprzecznice, podłużnice, czy też ich połączenia. Jedynym zaleceniem wynikającym z [1] i [2] jest wtedy konieczność oparcia nowych mostownic na podłużnicach lub na pasach dźwigarów głównych za pośrednictwem podkładek centrujących.

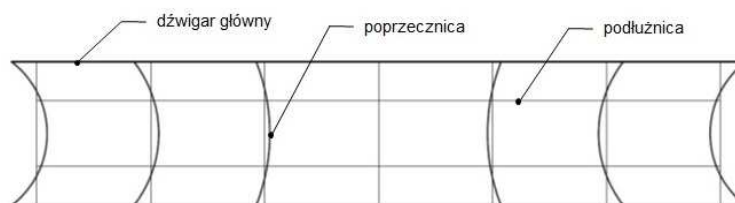
Jak zatem widać znajomość rozwiązań konstrukcyjnych, a także zasad pracy statycznej elementów jezdni w starszych mostach jest wciąż potrzebna, szczególnie wśród młodego pokolenia inżynierów mostowych. Poniżej przedstawiono opis remontu mostu kratownicowego z otwartym pomostem z jazdą górą, w którym uszkodzeniu uległy elementy pomostu. Głównym powodem uszkodzeń był charakterystyczny dla konstrukcji tego typu problem przeciążenia poprzecznic na skutek sztywnego połączenia ich z podłużnicami.

2. Praca statyczna poprzecznic

Poprzecznice pracują głównie na obciążenia pionowe, pochodzące od ciężaru własnego konstrukcji i elementów wyposażenia oraz od obciążeń użytkowych, które są na nie przekazywane w miejscach oparcia podłużnic. Obciążenia te wywołują pionowe zginanie poprzecznic, a wartości sił przekrojowych wywo-

łanych tym obciążeniem można w przypadku poprzecznic w mostach dwudźwigarowych wyznaczyć z prostego modelu belki swobodnie podpartej o rozpiętości teoretycznej równej rozstawowi dźwigarów głównych [4], a w mostach wielodźwigarowych z modelu belki ciągłej opartej na dźwigarach lub z przestrzennego modelu rusztowego, uwzględniającego wzajemne sztywności układu. Schemat belki ciągłej będzie właściwy w przypadku małej sztywności poprzecznic w stosunku do dźwigarów. Stosowany najczęściej dwuteowy kształt przekroju poprzecznego poprzecznic, wykonanych jako blachownica spawana lub nitowana, ze stosunkowo smukłym środkiem, wynika z doboru odpowiedniego wskaźnika wytrzymałości na zginanie w płaszczyźnie pionowej.

Gdy poprzecznice są połączone z podłużnicami i dźwigarami w sposób sztywny, mogą doznawać również znacznych oddziaływań poziomych, pochodzących od sprężystej współpracy podłużnic z dźwigarami oraz w omawianych tutaj mostach kolejowych z pomostem otwartym, również od sił hamowania taboru kolejowego.



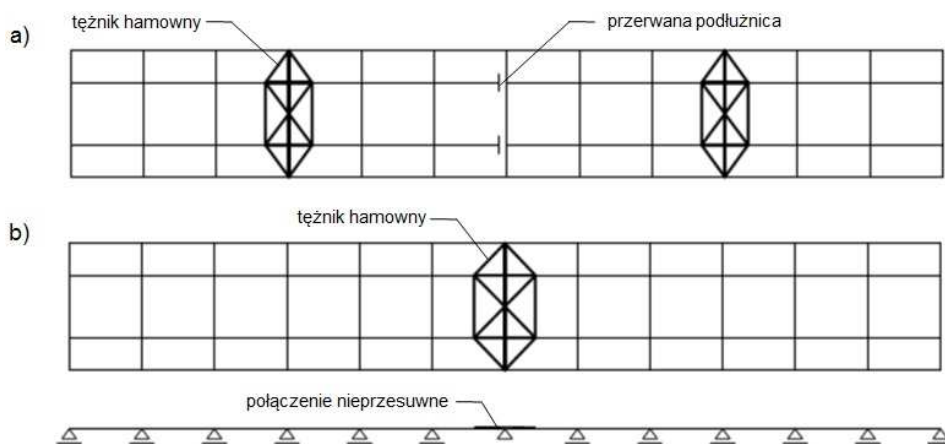
Rys. 1. Deformacja pozioma poprzecznic

Fig. 1. Horizontal deformation of floor beam

Naprężenia i przemieszczenia poziome poprzecznic mogą osiągać tutaj znaczne wartości, potęgowane małą sztywnością poziomą wysokich dwuteowych przekrojów. Problem ten jest dobrze rozpoznany i opisany w literaturze, na przykład w [4]. Znaczne obciążenia poziome poprzecznic pochodzą od zmiany długości pasów dźwigarów, na skutek działających obciążeń pionowych. Pasy dźwigarów głównych ulegają skróceniu górną i wydłużeniu dołm. Odkształceniom podobnym podlegają również podłużnice, ale z uwagi na różne położenie osi obojętnych dźwigarów i podłużnic, w znacznie mniejszym stopniu niż dźwigary. Osie bezwładności podłużnic i dźwigarów są znacznie od siebie oddalone w mostach o dźwigarach kratownicowych z jazdą górną lub dołm i tutaj efekt ten jest znacznie bardziej odczuwalny niż w mostach belkowych, gdzie podłużnica sytuowana bywa zazwyczaj między pasem górnym i dolnym dźwigara, blisko jego osi bezwładności. Efektem takiej pracy są dodatkowe naprężenia w podłużnicach, ściskające przy układach z jazdą górną i rozciągające w układach z jazdą dołm. Naprężenia te nie są jednak duże, wynoszą do około $1,5 \div 4,5$ MPa [4], co pozwala zaniedbać je w praktycznych obliczeniach inżynierskich. Zdecydowanie większe efekty obserwowane są w poprzecznicach, w których omawiany

wpływ różnicy wydłużeń powoduje ich poziome zginanie, tym większe im dalej poprzecznicą znajduje się od środka przęsła (rys. 1.). Poprzecznicą środkową nie jest zginana wcale, a największemu zginaniu poddane są poprzecznicę podporowe. Naprężenia, które towarzyszą temu zginaniu osiągają duże wartości, mogące w zależności od długości przęsła, znacznie przekraczać 100 MPa [4]. Na skutek deformacji poziomej poprzecznic może też dochodzić do uszkodzenia się połączeń podłużnic z poprzecznicami, zwłaszcza w rozwiązaniach, gdzie podłużnicą oparta jest bezpośrednio na pasie górnym poprzecznicy.

Aby ograniczyć wpływ omawianych obciążeń na pracę statyczną poprzecznic, szczególnie w dłuższych mostach, można zastosować dwa charakterystyczne rozwiązania konstrukcyjne. Pierwsze polega na przerwaniu ciągłości podłużnic w środku rozpiętości mostu, co powoduje zmniejszenie odcinków dźwigarów na których sumują się odkształcenia działające na poprzecznicę i przez to zmniejsza się wielkość tych oddziaływań. Rozwiązanie to jest stosunkowo proste i daje dobre efekty, jednak wymaga zastosowania dwóch tężników hamownych, po jednym dla każdego z odcinków niezależnie pracujących podłużnic (rys. 2a). Drugi sposób polega na połączeniu podłużnic z poprzecznicami w sposób przegubowo przesuwny, co całkowicie eliminuje przekazywanie na poprzecznicę oddziaływań poziomych pochodzących od zmiany długości dźwigarów i jednocześnie daje możliwość stosowania tylko jednego tężnika hamownego na długości przęsła. Tężnik taki zlokalizowany jest w środku rozpiętości w miejscu stałego podparcia podłużnic (rys. 2b)



Rys. 2. Ograniczenie zginania poprzecznic przez rozcięcie podłużnic (a) i przez przesuwne oparcie podłużnic na poprzecznicach (b)

Fig. 2. Limiting bending of floor beams by cutting stringers (a) and by sliding support of stringers on floor beams

Należy zaznaczyć, że przegubowe połączenie poprzecznic z podłużnicami było dopuszczone przez wycofaną normę do projektowania mostów stalowych [5] tylko w przypadku, gdy podłużnice układane były na poprzecznicach. Podobnie dopuszczalne było przegubowe połączenie poprzecznic z dźwigarami głównymi, gdy poprzecznice układane były na dźwigarach. Pozostałe przypadki połączeń belek podłużnych z poprzecznymi i poprzecznych z dźwigarami należało wykonywać jako stałe, nieprzesuwne, z zapewnieniem ciągłości belek łączonych. Obowiązujące obecnie Eurokody nie podają żadnych zaleceń co do kształtowania elementów w stalowych pomostach belkowych.

Jeszcze innym sposobem, stosowanym w celu ograniczenia niekorzystnych wpływów pochodzących od różnic przemieszczeń dźwigarów i podłużnic był sposób montażu konstrukcji, w którym stałe połączenia podłużnic z poprzecznymi wykonywano po zdjęciu konstrukcji z rusztowania, gdy wyzwoliły się odkształcenia dźwigarów głównych. Do tego czasu stałe połączenie wykonywano tylko na jednym końcu podłużnicy. Uzyskiwano wówczas ograniczenie zginania poziomego poprzecznic tylko od obciążeń użytkowych i elementów wyposażenia obiektu.

3. Opis konstrukcji mostu

Opisane powyżej efekty związane z deformacją poziomą poprzecznic obserwowano na moście kolejowym w ciągu linii nr 14 Łódź Kaliska – Tuplice przez Wartę w Sieradzu (rys. 3.). Most składa się z dwóch bliźniaczych konstrukcji w torze nr 1 i nr 2. Każda z nich to siedem wolnopodpartych konstrukcji stalowych z jazdą górą, opartych na kamiennie-betonowych przyczółkach i filarach (rys. 4.).

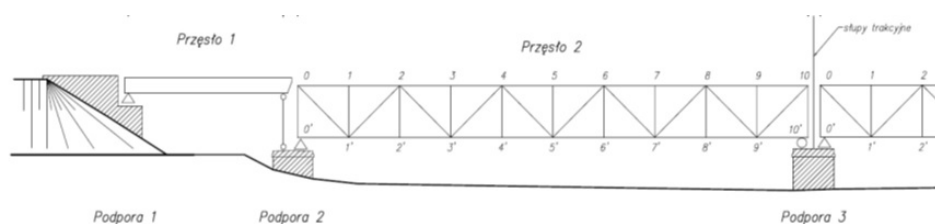


Rys. 3. Widok ogólny mostu

Fig. 3. View of the bridge

Przęsła skrajne, stanowią dwudźwigarowe blachownice nitowane o pasach równoległych ze średnikiem wysokości 1,30m o rozstawie 1,90m i rozpiętości

teoretycznej 13,50m. Blachownice opierają się na przyczółkach za pośrednictwem łożysk stałych i na filarze poprzez stalową podporę wahaczową. Blachownice posiadają pionowe i poziome stężenia poprzeczne. Przęsła środkowe są wykonane w postaci dwudźwigarowych kratownic dziesięciopółowych o pasach równoległych ze skratowaniem typu „N”. Konstrukcje o wysokości 4,50m i długości pola 4,40m mają rozpiętość teoretyczną 44,40m.



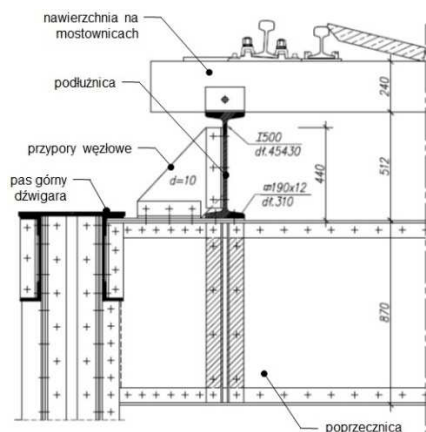
Rys. 4. Schemat konstrukcyjny mostu

Fig. 4. Structural system of the bridge

Na moście daje się wyróżnić trzy typy dźwigarów kratowych, różniących się datą powstania, przekrojami prętów głównych i przyjętym systemem skratowania wiatrownic. Przęsła typu A, nitowane, zostały wybudowane w czasie II wojny światowej przez niemiecką firmę Kruppa. Przęsła typu B, nitowane, wybudowane w 1915 roku, częściowo zniszczone w czasie II wojny i odbudowane w 1946 roku. Przęsła typu C, spawano-nitowane, wybudowane w latach 1945-60.

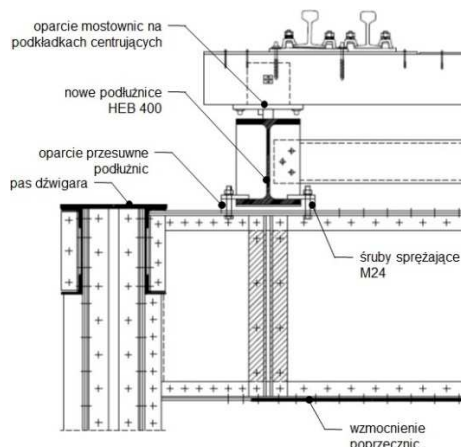
W przęsłach skrajnych mostownice opierają się bezpośrednio na pasach dźwigarów blachownicowych. W przęsłach kratowych mostownice oparte są bezpośrednio na podłużnicach, które połączone są nieprzesuwnie z górnymi pasami poprzecznymi i połączone między sobą stężeniami poziomymi (rys. 5.).

Przed remontem mostu w awaryjnym stanie znajdowało się wiele elementów pomostu. Najgroźniejsze uszkodzenia występowały w węzłach połączeń podłużnic z poprzecznymi. Były to rozległe pęknięcia blach pionowych przypór węzłowych, duże ubytki korozyjne w kątownikach łączących blachy pionowe przypór z poprzecznymi, wiele rozluźnionych nitów w połączeniach kątowników poziomych z pasami poprzecznymi, nie przyleganie dolnych pasów podłużnic do górnych pasów poprzecznymi. Dodatkowo stwierdzono brak wymaganej nośności na zginanie poprzecznymi w kierunku poziomym. Bezpośrednią przyczyną uszkodzeń i przeciążenia poprzecznymi były siły poziome wygenerowane w węzłach poprzecznymi z podłużnicami od różnicy odkształceń poprzecznymi i dźwigara. Rozluźnienie części połączeń, pierwotnie sztywnych, bardzo niebezpieczne dla prowadzonego ruchu pociągów, zadziałało jednak korzystnie na poprzecznymi. Nastąpiło samoistne wymuszenie przesuwne oparcia podłużnic i spadek sił poziomych oddziaływujących w węzłach.



Rys. 5. Konstrukcja pomostu w przęsłach typu B przed remontem

Fig. 5. Deck structure in B-type span before renovation



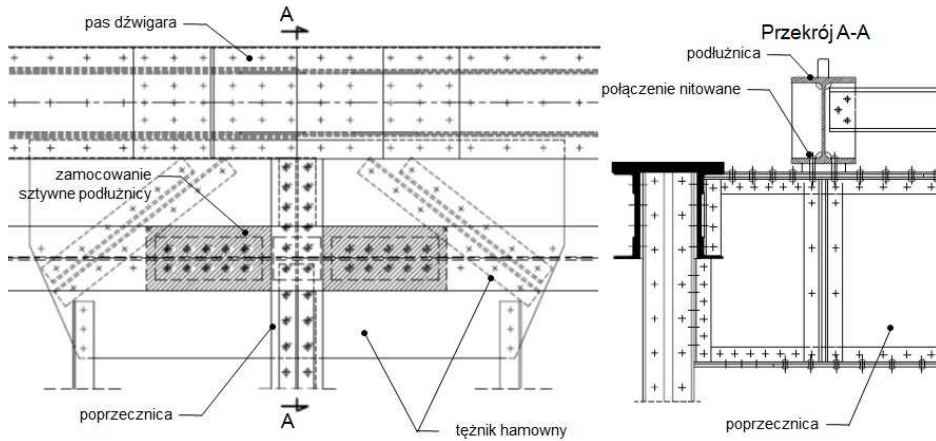
Rys. 6. Konstrukcja pomostu w przęsłach typu B po remoncie

Fig. 6. Deck structure in B-type span after renovation

4. Sposób wykonania naprawy

Modernizacja jezdni w przęsłach kratowych polegała na wzmocnieniu poprzecznic we wszystkich przęsłach nitowanych oraz poprzecznic skrajnych w przęsłach spawano-nitowanych, a także na całkowitej wymianie podłużnic wraz z układem stężeń i zmianie sposobu mocowania podłużnic do poprzecznic. Konieczność wzmocnienia poprzecznic w przęsłach nitowanych wynikała z ich nieprawidłowego ukształtowania, polegającego na braku blach pasowych, a w przypadku poprzecznic skrajnych również z ich niedostatecznej nośności. W przypadku przęseł spawano-nitowanych wzmocnieniu podlegały tylko poprzecznicze skrajne z uwagi na brak nośności.

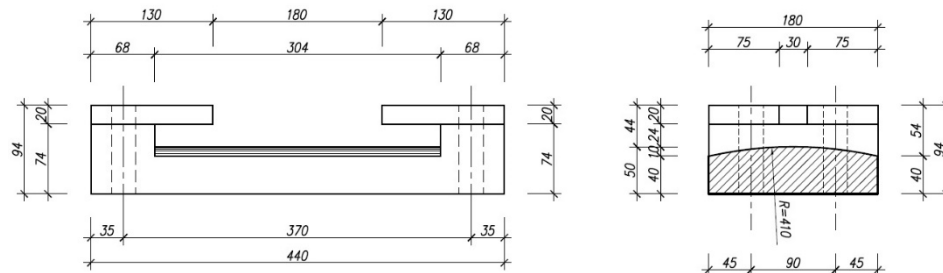
Aby wyeliminować opisany wyżej niekorzystny efekt pracy konstrukcji, polegający na silnej deformacji poziomej poprzecznic, zaprojektowano w ramach naprawy jezdni nowy sposób połączenia podłużnic z poprzecznicami, gwarantujący swobodę podłużnego przesuwu podłużnic (rys. 6.). Jedynie w części środkowej każdego dźwigara, na odcinku tężników hamownych połączenie podłużnic z poprzecznicami przyjęto nieprzesuwne (rys. 7.). Oparcie przesuwne podłużnic zaprojektowano jako stalowe łożysko liniowo styczne, składające się z dwóch części – dolnej wykonanej z jednolitego kęsa stalowego z odcinkiem środkowym wyfrezowanym do powierzchni łuku i części górnej, w postaci dwóch blach, przykręcanych do części dolnej po ustawieniu podłużnic (rys. 8.). Zadaniem części górnej jest przeniesienie ujemnych reakcji przekazywanych na miejsce oparcia podłużnicy od obciążeń ruchomych. Całość oparcia jest mocowana do poprzecznic za pomocą czterech śrub sprężających M24, a część dolna dodatkowo spawana do wzmocnionego pasa poprzecznic.



Rys. 7. Połączenie sztywne podłużnicy

Fig. 7. Rigid joint of stringers

Podłużnice zaprojektowano w postaci belek walcowanych HEB 400, stężonych poprzecznie za pomocą ceowników C200, które w rozstawie odpowiadającym, rozstawowi poprzecznic przyjęto zdwojone, a w polach pomiędzy poprzecznicami, zastosowano ceowniki pojedyncze. W miejscu połączenia podłużnic z ich stężeniami podłużnice wzmocniono pionowymi żebrami. Ceowniki są połączone z żebrami za pomocą nitów $\phi 20$. Na długości każdego przęsła podłużnica składa się z pięciu elementów wysyłkowych łączonych na moście montażowo za pomocą spoiny czołowej.



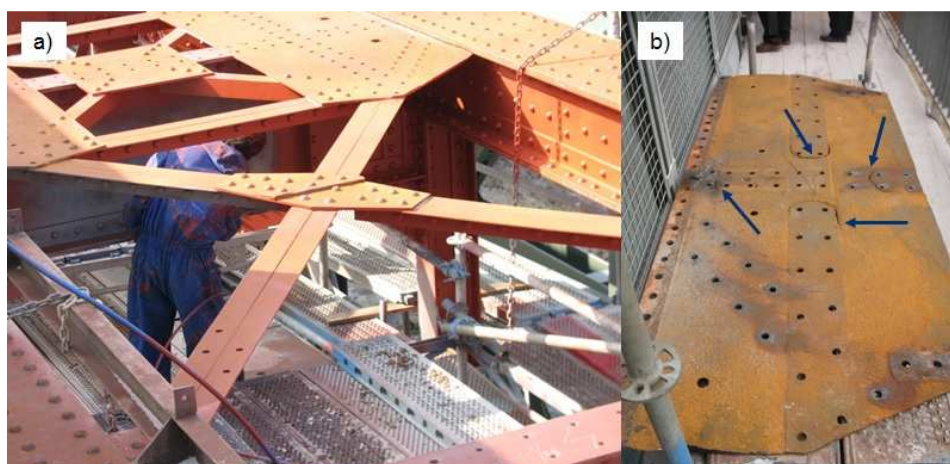
Rys. 8. Łożysko przesuwne poprzecznic

Fig. 8. Sliding bearing of stringers

Oparcie mostownic na podłużnicach wykonano zgodnie z obowiązującymi przepisami [1] i [2] za pośrednictwem podkładek centrujących. Oparcie składa się ze stołczków centrujących, podpórki wzmocnionej żebrami i blachy ślizgo-

wej mocowanej do mostownic wkrętami. Wysokość stołków przyjmowano zmienną, tak aby umożliwić ułożenie jezdni z wyniesieniem odwrotnym od ugięcia dźwigara na skutek obciążeń użytkowych od taboru kolejowego.

W czasie oględzin przeprowadzanych przed remontem mostu stwierdzono znaczne skorodowanie wielu blach tęźników hamownych. W czasie remontu, po rozebraniu elementów pomostu, okazało się, że w kilku blachach występują liczne pęknięcia zmęczeniowe (rys. 9.). Blachy takie zostały wymienione na nowe.



Rys. 9. Tęźnik hamowny po odsłonięciu (a) i blacha tęźnika z pęknięciami zmęczeniowymi (b)

Fig. 9. Braking girder after exposure (a) and plate of braking girder with fatigue cracking (b)

5. Podsumowanie

Wśród eksploatowanych obecnie stalowych mostów kolejowych licznie reprezentowane są kratownicowe konstrukcje z pomostem otwartym usytuowanym górną lub dolną, z podłużnicami opieranymi sztywno na poprzecznicach. Cechą charakterystyczną pracy statycznej tego typu obiektów, jest silna pozioma deformacja poprzecznic, spowodowana siłami poziomymi, pochodzącymi od różnicy wydłużeń dźwigarów głównych i podłużnic. Oddziaływania te przyczyniają się często do przeciążenia poprzecznic i do uszkodzenia elementów pomostu. Zaprezentowany przykład mostu przez rzekę Wartę w Sieradzu ilustruje to zjawisko oraz wskazuje rozwiązania, pozwalające je wyeliminować. Zaprojektowane indywidualnie stalowe łożyska liniowo styczne umożliwiają swobodne podłużne odkształcenia podłużnic niezależne od odkształceń dźwigara i wyeliminowanie niekorzystnych oddziaływań poziomych.

Literatura

- [1] Standardy Techniczne. Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{\max} \leq 200$ km/h (dla taboru konwencjonalnego) / $V_{\max} \leq 250$ km/h (dla taboru z wychylnym pudłem). Tom III – Kolejowe obiekty inżynieryjne, PKP PLK S.A., CNTK, Warszawa 2009.
- [2] Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynieryjnych Id-2, PKP PLK S.A., Warszawa 2005.
- [3] Bień J.: Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, Warszawa 2010.
- [4] Ryżyński A. i inni: Mosty stalowe, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1985.
- [5] Norma PN-S-10052:1982 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.

ASSESSMENT OF THE REASONS AND REPAIR METHOD OF THE RAILWAY TRUSS BRIDGE DECK DEFECTS

Summary

This article deals with issues related to the static work of floor beams in open-deck steel railway bridges. The problem of increased strain and deformation of floor beams from horizontal forces caused by the change of the length of the main girders and the braking force of the vehicles is presented. The example of a bridge over the Warta River in Sieradz is characterized by the characteristic damage to the bridge carriageway components and the way they are repaired, using individually designed steel bearings to enable the sliding support of the stringers on the cross members.

Keywords: truss bridge, sliding support of stringers, steel bearing

Przesłano do redakcji: 28.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Marek PAŃTAK¹

MODELOWANIE OBCIĄŻEŃ DYNAMICZNYCH W FORMIE PRZYSIADÓW NA KŁADKACH DLA PIESZYCH

Konstrukcje budowlane charakteryzujące się zwiększoną podatnością dynamiczną i możliwością występowania drgań odczuwalnych przez ich użytkowników narażane są często na intencjonalne wzbudzenie drgań przez osoby wykonujące podskoki lub przysiady. Obciążenia dynamiczne tego typu wystąpić mogą m.in. na: kładkach dla pieszych, trybunach stadionowych, stropach budynków (podczas wydarzeń sportowo-rekreacyjnych, dyskotek, koncertów). W referacie przedstawiono charakterystykę obciążeń dynamicznych w formie sił reakcji podłoża generowanych podczas ciągłych, rytmicznych przysiadów wykonywanych przez jedną osobę wraz z propozycją modeli matematycznych tych obciążeń. Zaproponowane modele opracowano w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych sił reakcji podłoża i wstępnie zweryfikowano w drodze dynamicznych analiz numerycznych oraz badań terenowych przykładowych kładek dla pieszych. Wyniki analiz i badań potwierdziły poprawność i skuteczność stosowania modeli w celu wyznaczenia wartości sił reakcji podłoża powstających podczas ciągłych, rytmicznych przysiadów oraz ustalania wartości odpowiedzi dynamicznej konstrukcji.

Słowa kluczowe: przysiady, drgania, podatność, siły reakcji podłoża, odpowiedź dynamiczna, kładki, stropy, trybuny

1. Wprowadzenie

W przypadku konstrukcji budowlanych odznaczających się podwyższonym stopniem podatności dynamicznej, w sytuacjach występowania drgań pionowych tych konstrukcji, obciążenia dynamiczne w postaci sił reakcji podłoża (*GRF* – Ground Reaction Forces) powstających podczas rytmicznych podskoków lub przysiadów są obciążeniami charakteryzującymi się dużym prawdopodobieństwem wystąpienia. Użytkownicy odczuwający drgania konstrukcji (osoby idące lub stojące na konstrukcji), chcąc sprawdzić czy ich odczucia są rzeczywiste i poprawne, często rozpoczynają intencjonalne (celowe) wzbudzenie drgań konstrukcji wykonując podskoki lub przysiady.

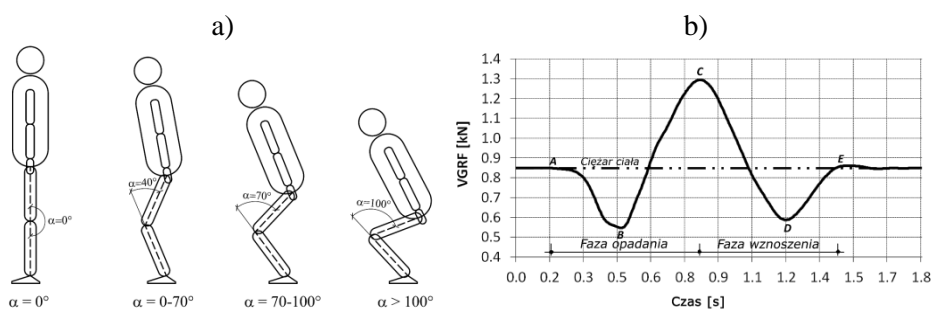
¹ Marek Pańtak, Politechnika Krakowska, Katedra Budowy Mostów i Tuneli, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. (12) 628-29-13; mpantak@pk.edu.pl.

Oddziaływania dynamiczne w formie przysiadów okazują się typem obciążeń równie lub bardziej groźnym od podskoków pomimo, iż wartości *GRF* generowane podczas przysiadów osiągają wartości mniejsze niż *GRF* powstające podczas podskoków. Obciążenia dynamiczne w formie przysiadów pozwalają na zachowanie ciągłego kontaktu osoby wymuszającej drgania z konstrukcją i dzięki temu szybszą synchronizację obciążenia z drgającą konstrukcją. Prowadzi to do wzbudzenia amplitud drgań konstrukcji równie dużych lub niekiedy większych niż amplitudy powstające podczas podskoków.

Obciążenia dynamiczne w formie przysiadów mogą być zaliczone do wyjątkowych obciążeń dynamicznych konstrukcji pozwalających wyznaczyć maksymalne wartości amplitud drgań. W analizach dynamicznych konstrukcji narażonych na wzbudzenie drgań w formie przysiadów najistotniejsza jest pionowa składowa sił reakcji podłoża (*VGRF*) powstających podczas przysiadów.

2. Przysiady – cechy charakterystyczne

Jednym z parametrów charakteryzujących przysiady jest ich głębokość wyrażana wartością kąta ugięcia kolan α . Niesformalizowany dotychczas podział przysiadów, stosowany przez trenerów sportowych, wyodrębnia: przysiady częściowe ($\alpha = 0-70^\circ$ (najczęściej $\alpha \approx 40^\circ$), $\alpha = 0^\circ$ – nogi wyprostowane (rys. 1a)), półprzysiady ($\alpha = 70 - 100^\circ$), przysiady pełne (przysiady głębokie, $\alpha > 100^\circ$) [1] (różne wartości graniczne kąta α mogą być definiowane przez różnych autorów, ich wartości mieszczą się jednak w podanych przedziałach).



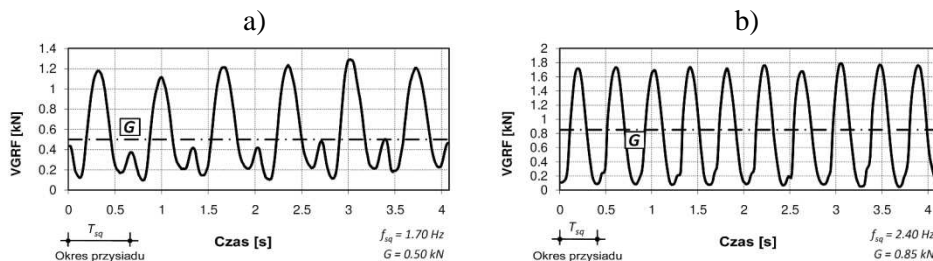
Rys. 1. Wybrane parametry przysiadów: a) kąt ugięcia kolan podczas przysiadów częściowych, półprzysiadów i przysiadów pełnych (głębokich), b) pionowa składowa siły reakcji podłoża (*VGRF*) powstająca podczas pojedynczego przysiadu

Fig. 1. Selected features of the squats: a) knee flexion angle during partial, half and deep squats, b) vertical component of the ground reaction force (*VGRF*) generated during single partial squat

Podczas wykonywania przysiadu siła reakcji podłoża *VGRF* przekazywana jest na podłoże podczas dwóch faz ruchu: fazy opadania i fazy wznoszenia (rys. 1b). W początkowym etapie fazy opadania (inicjacja ruchu ciała w kierunku ku dołowi, kompensacja luzów w stawach kończyn dolnych, napięcie mięśni)

nacisk stóp na podłoże maleje, wartość $VGRF$ maleje poniżej wartości ciężaru ciała G osoby wykonującej przysiad (rys. 1b odcinek A-B, $VGRF < G$). W dalszym etapie fazy opadania nacisk stóp na podłoże wzrasta, wartość $VGRF$ wzrasta powyżej ciężaru ciała G (rys. 1b odcinek B-C, $VGRF > G$). Wartość maksymalna $VGRF$ występuje w chwili osiągnięcia przez środek ciężkości ciała najniższego punktu swojej trajektorii w fazie opadania (rys. 1b punkt C). Po osiągnięciu najniższego położenia rozpoczyna się ruch środka ciężkości ciała ku górze – faza wznoszenia (osoba wykonując przysiad wstaje z przysiadu). Podczas fazy wznoszenia wartość $VGRF$ maleje (rys. 1b odcinek C-D). W fazie tej przyspieszenie środka ciężkości ciała ma wartość ujemną w efekcie czego wypadkowa siła $VGRF$, będąca sumą dwóch sił: siły wynikającej z masy ciała osoby wykonującej przysiad oraz siły wynikającej z ruchu tej masy, maleje. W końcowym etapie fazy wznoszenia $VGRF$ ponownie osiąga wartość mniejszą od G . Minimalna wartość $VGRF$ (rys. 1b punkt D, $VGRF < G$) występuje w chwili osiągnięcia przez środek ciężkości ciała najwyższego punktu swojej trajektorii. W końcowym etapie przysiadu ruch ciała ustaje, mięśnie zostają rozluźnione, ciało nieznacznie opada na podłoże, nacisk stóp na podłoże lekko wzrasta, wartość $VGRF$ osiąga wartość ciężaru ciała osoby wykonującej przysiad G (rys. 1b odcinek D-E, $VGRF = G$).

Na rys. 1b przedstawiono przykładowy wykres $VGRF$ powstającej podczas pojedynczego przysiadu. Rys. 2. przedstawia natomiast przykładowe wykresy $VGRF$ zarejestrowane podczas przysiadów wykonywanych w sposób ciągły, kolejno jeden za drugim przez dwie różne osoby, z różnymi częstotliwościami $f_{sq} = 1,70$ Hz oraz $f_{sq} = 2,40$ Hz.



Rys. 2. Przykładowe wykresy $VGRF$ generowanych podczas a) przysiadów zakończonych pełnym wyprostowaniem nóg podczas fazy wznoszenia $f_{sq} = 1,70$ Hz, b) przysiadów z częściowym prostowaniem nóg podczas fazy wznoszenia $f_{sq} = 2,40$ Hz

Fig. 2. Examples of the $VGRF$ generated during a) squats with fully straightened legs at the end of the ascending phase of the squat $f_{sq} = 1.70$ Hz, b) squats with partially straightened legs during ascending phase of the squat $f_{sq} = 2.40$ Hz

Porównanie wykresów $VGRF$ przedstawionych na rys. 2. pozwala zauważyć wyraźną różnicę w przebiegu krzywych $VGRF$ (rys. 2a – krzywa charakteryzuje się występowaniem małego wzniesienia pomiędzy kolejnymi przysiadami).

mi, rys. 2b – krzywa o kształcie sinusoidalnym). Różnica ta wynika z dwóch odmiennych technik wykonywania przysiadów. Techniki te różnią się między sobą stopniem prostowania nóg przez osoby wykonujące przysiady w końcowym etapie fazy wznoszenia.

Na rys. 2a przedstawiono krzywą *VGRF* zarejestrowaną podczas przysiadów wykonywanych z pełnym prostowaniem nóg przez osobę wykonującą przysiady w końcowym etapie fazy wznoszenia. Rys. 2b przedstawia natomiast krzywą *VGRF* zarejestrowaną w przypadku przysiadów wykonywanych z częściowym prostowaniem nóg podczas fazy wznoszenia. Możliwość pełnego prostowania nóg podczas fazy wznoszenia zależy jest od indywidualnych predyspozycji osoby wykonującej przysiady oraz od częstotliwości przysiadów i głębokości ich wykonywania (stopnia ugięcia kolan).

Kształt krzywej *VRGF* zarejestrowanej podczas przysiadów kończonych pełnym wyprostowaniem nóg w fazie wznoszenia charakteryzuje się występowaniem pośredniego małego wierzchołka pojawiającego się pomiędzy kolejno następującymi po sobie przysiadami, w końcowym etapie fazy wznoszenia. Zauważyć można częściowe podobieństwo krzywej *VRGF* przedstawionej na rys. 2a do krzywej jaką uzyskać można poprzez zestawienie okresowo powtarzanych impulsów siły powstających podczas pojedynczego przysiadu, impulsów powtarzanych z okresem $T_{sq} = 1/f_{sq}$ (por. rys. 1b). Krzywa przedstawiona na rys. 2a nie jest jednak dokładną kopią impulsu siły powstającego podczas pojedynczego przysiadu. Zauważyć należy, iż końcowa wartość *VRGF* występująca podczas pojedynczego przysiadu osiąga wartość G ciężaru ciała osoby wykonującej przysiad ($VGRF = G$). W przypadku przysiadów wykonywanych w sposób ciągły, kolejno jeden za drugim, gdy przysiady te wykonywane są bez odrywania stóp od podłoża i bez uderzenia pięt o podłoże, wartość *VGRF* w miejscu pośredniego wierzchołka pomiędzy kolejnymi następującymi po sobie przysiadami nie osiąga wartości ciężaru ciała G osoby wykonującej przysiady. Wartość ta zależy jest od częstotliwości przysiadów f_{sq} i na ogół maleje wraz ze wzrostem tej częstotliwości. Zależy to jednak również od indywidualnych predyspozycji osoby wykonującej przysiady.

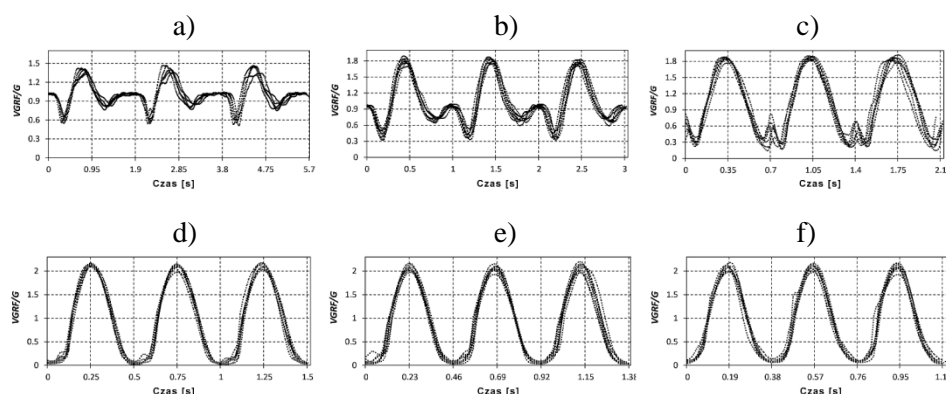
Krzywa *VGRF* przedstawiona na rys. 2b zarejestrowana podczas przysiadów wykonywanych z częściowym prostowaniem nóg w fazie wznoszenia, gdy kolana osoby wykonującej przysiady pozostają lekko ugięte, ma przebieg sinusoidalny (ruch ciała osoby wykonującej przysiady jest płynny, podobny do ruchu masy zawieszonyj na sprężynie).

Maksymalna wartość *VGRF* osiągana podczas wykonywania częściowych przysiadów zależy jest od ciężaru ciała osoby wykonującej przysiady oraz od częstotliwości przysiadów i wynosi $F_{max,sq} \approx (1,40 - 2,00) \cdot G$ – dla częstotliwości $f_{sq} < 1,80$ Hz oraz $F_{max,sq} \approx (2,00 - 2,50) \cdot G$ – dla częstotliwości $f_{sq} \geq 1,80$ Hz. Wartość ta jest mniejsza od maksymalnej wartości *VGRF* powstającej podczas podskoków $F_{max,jmp} \approx (2,50 - 4,50) \cdot G$. Niemniej jednak, jak wspomniano wcześniej, obciążenia dynamiczne powstające podczas przysiadów mogą być również

lub bardziej groźne od obciążeń powstających podczas podskoków z powodu zachowania ciągłego kontaktu osoby wykonującej przysiady z konstrukcją i szybszej synchronizacji wymuszenia z drganiami obiektu. Efekt ten wymaga dalszych analiz i może ulegać zmianie w zależności od wartości częstotliwości wykonywania przysiadów lub podskoków.

Minimalna wartość $VGRF$ powstająca podczas częściowych przysiadów zależy jest, podobnie jak jej wartość maksymalna, od częstotliwości przysiadów i ciężaru ciała osoby wykonującej przysiady i wynosi $F_{min,sq} \approx (0,30 - 0,50) \cdot G$ – dla częstotliwości $f_{sq} < 1,80$ Hz, $F_{min,sq} \approx (0,15 - 0,25) \cdot G$ – dla częstotliwości $f_{sq} = 1,80 - 2,20$ Hz oraz $F_{min,sq} \approx (0,05 - 0,15) \cdot G$ – dla częstotliwości $f_{sq} = 2,20 - 2,80$ Hz. Podczas wykonywania przysiadów $VGRF$ nie osiąga wartości zerowej gdyż obie stopy zachowują ciągły kontakt z podłożem.

Na rys. 3. przedstawiono przykładowe wykresy znormalizowanych krzywych $VGRF/G$ powstających podczas częściowych przysiadów uzyskane na podstawie wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych przez autora z wykorzystaniem platformy dynamometrycznej Zebris FDM1.5 w zakresie częstotliwości 0,50 – 2,80 Hz.



Rys. 3. Przykładowe wykresy znormalizowanych krzywych $VGRF/G$ powstających podczas częściowych przysiadów z różnymi częstotliwościami a) $f_{sq} = 0,53$ Hz, b) $f_{sq} = 1,00$ Hz, c) $f_{sq} = 1,43$ Hz, d) $f_{sq} = 2,00$ Hz, e) $f_{sq} = 2,17$ Hz, f) $f_{sq} = 2,63$ Hz

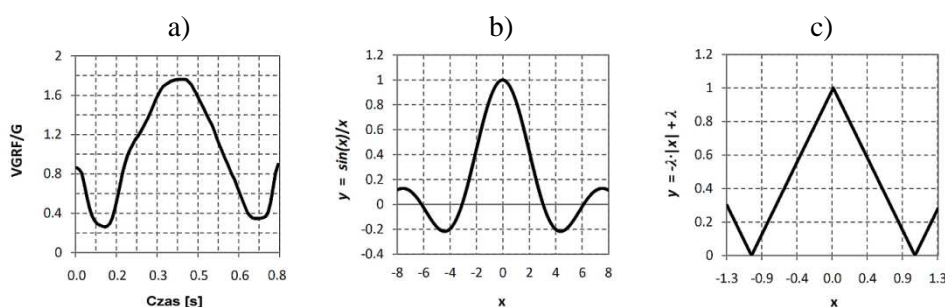
Fig. 3. Examples of the graphs of normalized $VGRF/G$ curves generated during partial squats with different frequencies a) $f_{sq} = 0.53$ Hz, b) $f_{sq} = 1.00$ Hz, c) $f_{sq} = 1.43$ Hz, d) $f_{sq} = 2.00$ Hz, e) $f_{sq} = 2.17$ Hz, f) $f_{sq} = 2.63$ Hz

3. Częściowe przysiady – modele obciążenia

Uwzględniając wyniki badań $VGRF$ opracowano modele obciążeń dynamicznych generowanych podczas częściowych przysiadów. Modele te zaproponowano dla dwóch przedziałów częstotliwości przysiadów $f_{sq} \leq 1.60$ Hz oraz $f_{sq} > 1.60$ Hz. Częstotliwość $f_{sq} = 1.60$ Hz przyjęto za graniczną częstotliwość przysiadów poniżej której możliwe jest swobodne i pełne prostowanie nóg pod-

czas wykonywania przysiadów w ostatnim etapie fazy wznoszenia (krzywa *VGRF* nie ma przebiegu sinusoidalnego). Dla $f_{sq} > 1.60$ Hz krzywa *VGRF* zmienia kształt uzyskując przebieg sinusoidalny. Podkreślić należy iż wartość przyjętej częstotliwości granicznej zależna jest od indywidualnych predyspozycji osoby wykonującej przysiady oraz od częstotliwości przysiadów i głębokości ich wykonywania (stopnia ugięcia kolan) i może być większa.

Analizując krzywą przedstawioną na rys. 1b i rys. 2a zauważyć można podobieństwo pojedynczego impulsu siły do wykresu funkcji $y = \text{sinc}(x) = \sin(x)/x$ dla $x \neq 0$ oraz do wykresu funkcji trójkątnej $y = -\lambda \cdot |x| + \lambda$ wyznaczonych dla dodatnich i ujemnych wartości x (rys. 4.).



Rys. 4. Porównanie znormalizowanej krzywej *VGRF/G* do przebiegu podstawowych funkcji matematycznych a) *VGRF/G* dla pojedynczego przysiadu (pojedynczy impuls siły), b) wykres funkcji $y = \text{sinc}(x) = \sin(x)/x$, c) wykres funkcji $y = -\lambda \cdot |x| + \lambda$

Fig. 4. Comparison of the *VGRF/G* curve with basic mathematical functions a) *VGRF/G* generated during single squat (single force impulse), b) graph of the function $y = \text{sinc}(x) = \sin(x)/x$, c) graph of the function $y = -\lambda \cdot |x| + \lambda$

Biorąc pod uwagę występujące podobieństwo krzywej *VGRF* do wspomnianych bazowych funkcji matematycznych zaproponowano dwa alternatywne modele obciążeń dynamicznych (1) i (2) dla przysiadów częściowych wykonywanych z częstotliwością $f_{sq} = 1,00 - 1,60$ Hz:

$$F(t) = k_1 G \left[0,5 + k_2 \frac{\sin(4 \pi f_{sq} t)}{t} \right] \quad (1)$$

gdzie: G – ciężar ciała osoby wykonującej przysiady [kN],

f_{sq} – częstotliwość przysiadów [Hz],

k_1 – współczynnik:

$$k_1 = 1,35 \text{ dla } G < 0,70 \text{ kN,}$$

$$k_1 = 1,00 \text{ dla } G \geq 0,70 \text{ kN,}$$

k_2 – współczynnik (rys. 5a):

$$k_2 = -0,06 \cdot f_{sq} + 0,16 \text{ dla } f_{sq} = 1,00 - 1,50 \text{ Hz,}$$

$$k_2 = 0,07 \text{ dla } f_{sq} = 1,50 - 1,60 \text{ Hz,}$$

t – krok czasowy [s], $t \in (-0,5T_{sq}, 0,5T_{sq})$,

T_{sq} – okres przysiadów [s], $T_{sq} = 1/f_{sq}$,

lub

$$F(t) = \begin{cases} G \left(\lambda_1 f_{sq} |t| - \lambda_2 \right) & \text{dla } t \in \langle -0,5T_{sq}, -0,4T_{sq} \rangle \wedge \Delta t \in \langle 0,4T_{sq}, 0,5T_{sq} \rangle \\ G \left(0,4 - 3\lambda_3 f_{sq} |t| + \lambda_3 \right) & \text{dla } t \in \langle -0,4T_{sq}, 0,4T_{sq} \rangle \end{cases} \quad (2)$$

gdzie: G, f_{sq}, T_{sq}, t – jak w równaniu (1),

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ – współczynniki (rys. 5b, c, d):

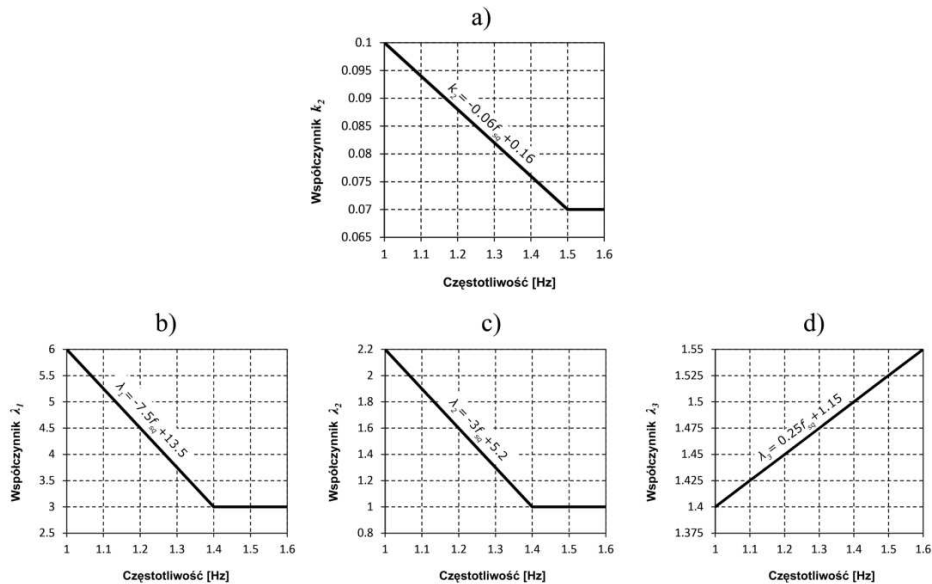
$$\lambda_1 = -7,5f_{sq} + 13,5 \text{ dla } f_{sq} = 1,00 - 1,40 \text{ Hz,}$$

$$\lambda_1 = 3,0 \text{ dla } f_{sq} = 1,40 - 1,60 \text{ Hz,}$$

$$\lambda_2 = -3f_{sq} + 5,2 \text{ dla } f_{sq} = 1,00 - 1,40 \text{ Hz,}$$

$$\lambda_2 = 1,0 \text{ dla } f_{sq} = 1,40 - 1,60 \text{ Hz,}$$

$$\lambda_3 = 0,25f_{sq} + 1,15 \text{ dla } f_{sq} = 1,00 - 1,60 \text{ Hz.}$$



Rys. 5. Współczynniki: a) k_2 do równania (1), b) λ_1 do równania (2), c) λ_2 do równania (2), d) λ_3 do równania (2)

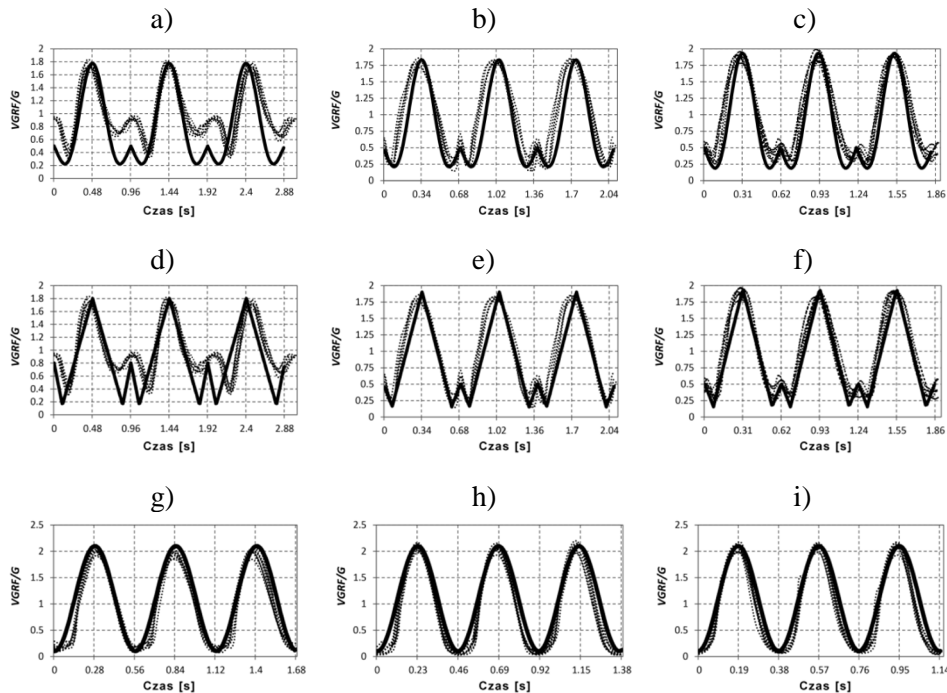
Fig. 5. Coefficients: a) k_2 for equation (1), b) λ_1 for equation (2), c) λ_2 for equation (2), d) λ_3 for equation (2)

Dla przysiadów wykonywanych z częstotliwością $f_{sq} > 1,60$ Hz zaproponowano model obciążenia (3):

$$F_{VGRF}(t) = G \left[1,1 + \sin(2\pi f_{sq} t) \right] \quad (3)$$

gdzie: G, f_{sq}, T_{sq} – jak w równaniu (1),
 t – krok czasowy, $t \geq 0$.

Na rys. 6. przedstawiono porównanie krzywych $VGRF/G$ wyznaczonych za pomocą równań (1), (2) oraz (3) w odniesieniu do krzywych $VGRF/G$ zarejestrowanych podczas badań laboratoryjnych dla różnych częstotliwości przysiadów.



Rys. 6. Krzywe $VGRF/G$ wyznaczone za pomocą równań (1), (2) i (3) w odniesieniu do krzywych $VGRF/G$ zarejestrowanych podczas badań laboratoryjnych dla różnych częstotliwości przysiadów a), b), c) wg równania (1) dla częstotliwości 1,04 Hz, 1,47 Hz, 1,62 Hz odpowiednio, d), e), f) wg równania (2) dla częstotliwości 1,04 Hz, 1,47 Hz, 1,62 Hz odpowiednio, g), h), i) wg równania (3) dla częstotliwości 1,78 Hz, 2,17 Hz, 2,63 Hz odpowiednio

Fig. 6. The $VGRF/G$ curves calculated using equations (1), (2) and (3) in relation to $VGRF/G$ measured during laboratory tests for different squat frequency: a), b), c) equation (1) for frequency 1.04 Hz, 1.47 Hz, 1.62 Hz respectively, d), e), f) equation (2) for frequency 1.04 Hz, 1.47 Hz, 1.62 Hz respectively, g), h), i) equation (3) for frequency 1.78 Hz, 2.17 Hz, 2.63 Hz respectively

Inną propozycję modelu *VGRF* powstających podczas wykonywania przysiadów przedstawiono w pracy [2].

Model ten opracowany został z wykorzystaniem funkcji harmoniczej z tłumieniem (4):

$$F(t) = G \left[1 + A \cos \left(\omega |t| - \varphi \right) e^{-|t|\delta} \right] \quad (4)$$

gdzie: G , t – jak w równaniu (1),

A – amplituda składowej dynamicznej obciążenia,

ω – częstość kołowa impulsu siły, $\omega = 2\pi f_{sq}$ [rad/s],

φ – przesunięcie fazowe, $\varphi = 0,25$ (wartość stała),

δ – tłumienie,

Parametry A i δ modelu wyznaczone zostały podczas badań sił *VGRF* przy częstotliwości wymuszeń $f_{sq} = 2,00$ Hz. W badaniach wzięły udział 33 osoby w wieku 22-24 lat. W wyniku badań otrzymano wartość średnią amplitudy składowej dynamicznej obciążenia $A_{mean} = 1,33$ ($A_{min} = 1,07$, $A_{max} = 1,52$, wariancja $Var(A) = 0,128$) oraz wartość tłumienia $\delta = 4\sqrt{T_{sq}}$. Ostatecznie równanie (4) zapisano w postaci równania (5) symulującego celowe obciążenie konstrukcji pochodzące od jednej osoby wykonującej przysiady, przyjmując typowy ciężar osoby $G = 0,75$ kN oraz $A = 1,3$:

$$F(t) = 0,75 \cdot \left[1 + 1,3 \cos \left(4,8 \pi |t| - 0,25 \right) e^{-|t|\delta} \right] \quad (5)$$

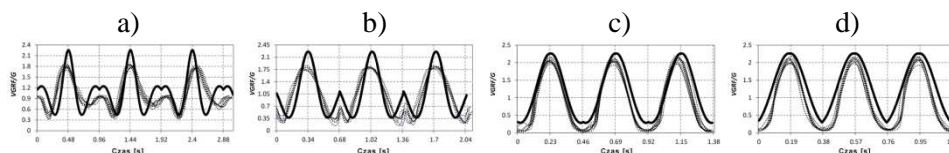
gdzie: t – jak w równaniu (4),

δ – tłumienie, $\delta = 4\sqrt{T_{sq}}$, (T_{sq} – okres przysiadów).

Podkreślić należy, iż model (5) opracowano przy przyjęciu stałej wartości $G = 0,75$ kN oraz wartości paramentów A i δ wyznaczonych przy wymuszeniach z częstotliwością $f_{sq} = 2,00$ Hz. Ponadto w równaniu (5) przyjęto wartość $\omega = 2\pi f_{sq} = 4,8 \pi$ odpowiadającą przyjęciu wartości $f_{sq} = 2,40$ Hz. Dla tak przyjętych parametrów modelu (5) uzyskano w [2] zgodność wyników symulacji sił *VGRF* z wynikami badań laboratoryjnych. Stosowanie modelu (5) w analizach dynamicznych charakteryzujących się innymi parametrami obciążeń dynamicznych może wymagać odpowiedniego dostrojenia parametrów modelu.

Na rys. 7. przedstawiono porównanie krzywych *VGRF/G* wyznaczonych za pomocą równania (5) z krzywymi *VGRF/G* uzyskanymi w niezależnych badaniach laboratoryjnych. W celu porównania wartości *VGRF* wyznaczonych za pomocą modelu (5) ze znormalizowanymi krzywymi *VGRF/G* uzyskanymi na podstawie badań, wartości *VGRF* wyznaczone za pomocą modelu (5) zostały

podzielone przez ciężar $G = 0,75$ kN przyjęty w równaniu (5) jako wartość stała).



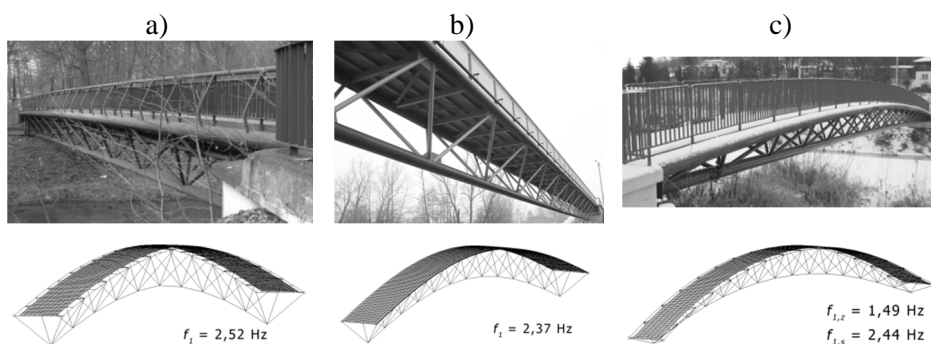
Rys. 7. Krzywe $VGRF/G$ wyznaczone za pomocą równania (5) dla $G = 0,75$ kN w odniesieniu do krzywych $VGRF/G$ zarejestrowanych podczas badań laboratoryjnych dla różnych częstotliwości przysiadów a), b), c), d) 1.04 Hz, 1.47 Hz, 2.20 Hz, 2.63 Hz odpowiednio

Fig. 7. The $VGRF/G$ curves calculated using equation (5) for $G = 0,75$ kN in relation to $VGRF/G$ measured during laboratory tests for different frequencies of the squats a), b), c), d) 1.04 Hz, 1.47 Hz, 2.20 Hz, 2.63 Hz respectively

4. Walidacja modeli obciążeń

W celu sprawdzenie poprawności modeli obciążeń (1), (2), (3), (5) wykonano analizy dynamiczne oraz badania terenowe wybranych kładek dla pieszych przedstawionych na rys. 8. Kładki te odznaczają się zwiększoną podatnością dynamiczną na wymuszenia pionowe oraz niskimi wartościami parametrów tłumienia drgań [3]. Ich częstotliwości drgań własnych pozwalają na łatwe wzbudzenie drgań podczas wykonywania przysiadów.

Analizowane konstrukcje zaprojektowane zostały jako kładki stalowe z dźwigarem w formie kratownicy przestrzennej. W analizach uwzględniono dwa warianty konstrukcyjne kładki w Biecu (rys. 8c): kładkę stalową oraz kładkę zespoloną stalowo-betonową z pomostem betonowym gr. 15 cm.



Rys. 8. Kładki dla pieszych a) w Sławięcicach $L_t = 44,70$ m, $f_l = 2,52$ Hz, b) w Osjakowie $L_t = 2 \times 50,0$ m, $f_l = 2,37$ Hz, c) w Biecu $L_t = 47,00$ m, $f_{l,z} = 1,49$ Hz – konstrukcja stalowa, $f_{l,s} = 2,44$ Hz – konstrukcja zespolona

Fig. 8. Footbridges a) in Sławięcice $L_t = 44,70$ m, $f_l = 2,52$ Hz, b) in Osjaków $L_t = 2 \times 50,0$ m, $f_l = 2,37$ Hz, c) in Biecz $L_t = 47,00$ m, $f_{l,z} = 1,49$ Hz – composite structure, $f_{l,s} = 2,44$ Hz – steel structure

Podstawowe parametry dynamiczne kładek (częstotliwość drgań własnych, logarytmiczny dekrement tłumienia drgań – *LDT*) oraz wartości odpowiedzi dynamicznych konstrukcji na wymuszenie drgań w postaci przysiadów wykonywanych przez jedną osobę określono w drodze badań terenowych (tab. 1.).

W celu oceny poprawności modeli obciążeń (1), (2), (3), (5) odpowiedź dynamiczną kładek wyznaczono również w drodze analiz numerycznych z wykorzystaniem przestrzennych modeli obliczeniowych konstrukcji. Wartość tłumienia drgań przyjęto w analizach zgodnie z wynikami badań terenowych. W przypadku kładki w Bieczu wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań (*LDT*) konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej (rozpatrywanej jako teoretyczny/możliwy wariant rozwiązania konstrukcyjnego) przyjęto jak dla konstrukcji stalowej (por. zalecenia [4]).

Wartości odpowiedzi dynamicznych kładek (przyspieszenia drgań) określono dla czasu wzbudzenia drgań wynoszącego 10 sek. Zbiorcze zestawienie wyników analiz numerycznych i badań terenowych przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Wyniki badań terenowych i analiz numerycznych kładek

Table 1. Results of the field tests and numerical analyses of the footbridges

Kładka	Model obciążenia	Częstotliwość [Hz]		G [kN]	Przyspieszenie po 10 sek. [m/s ²]		LDT
		Analiza	Badania		Analiza	Badania	
Sławięcice	(3)	2,52	2,52	0,83	2,21	2,12	0,027
	(5)				2,19		
Osjaków	(3)	2,37	2,37	0,75	2,63	2,52	0,010
	(5)				2,65		
Biecz (k. stalowa)	(3)	2,43	2,44	0,75	2,15	2,07	0,044
	(5)				2,12		
Biecz (k. zespolona)	VGRF	1,49	–	0,75	0,73	–	0,044
	(1)				0,68		
	(2)				0,64		
	(5)				0,60		

W modelu obciążenia (5), w analizie kładki w Sławięcicach, przyjęto ciężar osoby wykonującej przysiady $G = 0,83$ kN odpowiadający ciężarowi osoby wykonującej przysiady podczas badań terenowych (mnożnik 0,75 występujący w równaniu (5) zastąpiono mnożnikiem 0,83).

Z powodu braku możliwości wykonania badań terenowych zaproponowanego wariantu konstrukcyjnego kładki w Bieczu (konstrukcja zespolona), przyspieszenia drgań kładki zespolonej, wyznaczone za pomocą modeli obciążeń (1), (2) i (5), porównano z wartością przyspieszenia drgań uzyskaną w drodze obliczeń numerycznych wykonanych z wykorzystaniem sił *VGRF* zarejestrowanych na platformie dynamometrycznej podczas badań laboratoryjnych dla przysiadów z częstotliwością $f_{sq} = 1,49$ Hz (tab. 1., model obciążenia *VGRF*). Wynik ten na-

leży traktować jako orientacyjne oszacowanie wartości odpowiedzi konstrukcji pozwalające wstępnie ocenić efektywność modeli obciążeń (1), (2) i (5).

5. Ocena modeli, wnioski i podsumowanie

Przedstawione modele obciążeń dynamicznych (1), (2), (3) opracowane zostały na podstawie badań laboratoryjnych pionowych sił reakcji podłoża (*VGRF*) generowanych podczas częściowych przysiadów wykonywanych przez jedną osobę. Badania przeprowadzono w zakresie częstotliwości przysiadów $f_{sq} = 0,50 - 2,80$ Hz. Opracowane modele obciążeń (1), (2), (3) zaproponowano dla przedziału częstotliwości $f_{sq} = 1,00 - 2,80$ Hz.

W procesie weryfikacji i walidacji modeli stwierdzono co następuje:

- w przedziale częstotliwości przysiadów $f_{sq} = 1,20 - 2,80$ Hz krzywe *VGRF* wyznaczone z wykorzystaniem modeli (1), (2), (3) dobrze odzwierciedlają przebieg krzywych *VGRF* zarejestrowanych podczas badań laboratoryjnych (por. rys. 6.);
- w przedziale częstotliwości przysiadów $f_{sq} < 1,20$ Hz (przysiady wykonywane w wolnym i bardzo wolnym tempie) wymagana jest modyfikacja zaproponowanych modeli lub opracowanie nowego modelu. Z powodu asymetrycznego kształtu krzywych *VGRF* generowanych podczas przysiadów wykonywanych w wolnym tempie zaproponowane modele (1) i (2), wykorzystujące funkcje matematyczne o wykresach symetrycznych względem osi pionowej, niedokładnie odtwarzają przebieg krzywych *VGRF*. Znajomość modeli *VGRF* dla przysiadów wykonywanych w wolnym tempie jest istotna w przypadku analiz dynamicznych wiszących i podwieszonych kładek dla pieszych o niskich wartościach częstotliwości drgań własnych;
- zaznaczyć należy, iż zaproponowane model obciążeń dynamicznych (1), (2), (3) mają zastosowanie w przedziale częstotliwości przysiadów $f_{sq} = 1,20 - 2,80$ Hz z podziałem na dwa zakresy częstotliwości $f_{sq,1} = 1,20 - 1,60$ Hz oraz $f_{sq,2} = 1,60 - 2,80$ Hz. Podczas wstępnych analiz stwierdzono możliwość zastosowania modelu (3) dla $f_{sq} > 2,80$ Hz. Ocena skuteczności działania i możliwości wykorzystania modelu (3) dla $f_{sq} > 2,80$ Hz wymaga przeprowadzenia dalszych badań *VGRF* w przedziale częstotliwości przysiadów $f_{sq} = 2,80 - 3,50$ (4,00) Hz oraz testów i analiz poprawności i skuteczności działania modelu;
- dalszych badań i analiz wymaga określenie warunków wykonywania przysiadów z możliwością prostowania nóg podczas końcowego etapu fazy wznoszenia oraz dookreślenie granicznej wartości częstotliwości przysiadów wykonywanych z prostowaniem nóg. W opracowanych modelach (1) i (2) za wartość graniczną częstotliwości umożliwiającej prostowanie nóg w końcowym etapie fazy wznoszenia przyjęto $f_{sq} = 1,60$ Hz. Częstotliwość ta może być wyższa i ogólnie zależna jest od indywidualnych predyspozycji osoby wykonującej przysiady oraz od częstotliwości i głębokości przysiadów;

- wykonane analizy wskazują, iż krzywe *VGRF* wyznaczone za pomocą model obciążenia (5) zaproponowanego w pracy [2] dobrze odzwierciedlają przebieg *VGRF* w przedziale częstotliwości przysiadów $f_{sq} = 1,80 - 2,40$ Hz (por. rys. 7.). Określenie możliwości wykorzystania modelu (5) dla innych (niższych i wyższych) wartości częstotliwości przysiadów wymaga dalszych analiz. Wymagane może być dostrojenie parametrów modelu dla różnych przedziałów częstotliwości przysiadów;
- porównanie wyników analiz numerycznych i badań terenowych przedstawione w tab. 1 pozwala stwierdzić poprawność i wysoką skuteczność modeli (1), (2), (3), (5) zastosowanych do wyznaczenia wartości *VGRF* oraz odpowiedzi dynamicznej kładek dla pieszych. W analizach numerycznych uzyskano bardzo dużą zgodność obliczonych wartości przyspieszeń drgań konstrukcji z wartościami przyspieszeń drgań pomierzonymi w trakcie badań terenowych;
- zauważyć warto, iż model obciążenia (3) zaproponowany dla $f_{sq} > 1,60$ Hz jest modelem nieskomplikowanym i łatwym do wykorzystania, pozwalającym bardzo dokładnie odtworzyć przebieg *VGRF* oraz oszacować wartość przyspieszeń drgań konstrukcji w istotnym przedziale częstotliwości pionowych drgań własnych kładek dla pieszych $f_v = 2,00 - 2,60$ Hz;
- weryfikacja poprawności i skuteczności działania modeli (1), (2), (3), (5) w szerokim przedziale częstotliwości przysiadów $f_{sq} = 1,20 - 2,80$ Hz (szczególnie w przedziale dla $f_{sq} < 2,00$ Hz) wymaga wykonania dalszych badań i analiz numerycznych kładek dla pieszych i/lub innych konstrukcji o odpowiednich parametrach dynamicznych.

Literatura

- [1] Schoenfeld B.J.: Squatting kinematics and kinetics and their application to exercise performance, NSCA Journal Strength and Conditioning Research, Vol. 24, No. 12, 2010, pp. 3497-3506.
- [2] Żółtowski K.: Pieszy na kładkach: obciążenia i odpowiedź konstrukcji, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Monografia 82, 2007.
- [3] Pańtak M.: Dynamic characteristics of medium span truss, cable-stayed and suspension steel footbridges under human-induced excitation, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Proc. of 4th International Conference "Footbridge 2011", 2011, pp. 1209-1214.
- [4] Bachmann H., Ammann W., Deischl F. et al.: Vibration problems in structures: practical guidelines, Birkäuser Verlag, 1995.

MODELLING OF THE DYNAMIC LOADS IN THE FORM OF SQUATS ON FOOTBRIDGES

Summary

Dynamic forces generated by moving persons can lead to excessive vibration of the long span, slender and light-weight structure such as floors, stairs, stadium stands and footbridges. These dynamic forces are generated during walking, running, jumping and rhythmical body swaying in vertical or horizontal direction etc. One of the important type of dynamic loading of a susceptible and light-weight structures can be the ground reaction forces generated during rhythmically repeated squats. In the paper the load models of the ground reaction forces generated during partial squats have been presented. Elaborated models was compared to the forces measured during laboratory tests carried out by author in wide range of frequency using force platform. Moreover, the load models were initially validated during dynamic numerical analyses and dynamic field tests of the exemplary footbridges.

Keywords: squats, vibrations, susceptibility, ground reaction forces, dynamic response, footbridges, floors, stadium stands

Przesłano do redakcji: 27.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Józef JASICZAK¹
Marcin KANONICZAK²

ZASADNOŚĆ PRZYJMOWANIA NORMOWYCH WARTOŚCI f_{ci} ORAZ f_{cm} PRZY SZACOWANIU KLASY BETONU DLA MAŁEJ PRÓBY

Przedmiotem analizy są normowe wartości f_{ci} oraz f_{cm} przy szacowaniu klasy betonu dla małej próby. W minionych latach zmieniło się podejście do szacowania tych wartości i istnieje uzasadniona obawa o zakwalifikowanie betonu do niższej klasy mimo, że ciąg wartości z tzw. małej próby o tym nie świadczy. Ponieważ ostatecznie klasę betonu określa się ex post po wykonaniu konstrukcji konsekwencje dla wykonawcy, który nie dotrzymał projektowanej klasy betonu, są daleko idące. W artykule przeanalizowano dwa ciągi wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskane podczas budowy obwodnicy autostradowej miasta Poznania. W wyniku obliczeń zaproponowano konieczne wartości dwóch wymienionych parametrów by spełnić warunek bezpieczeństwa konstrukcji.

Słowa kluczowe: wytrzymałość betonu, mała próba statystyczna, wartości normowe

1. Wstęp

Produkcja mieszanki betonowej obciążona jest licznymi wpływami związanymi zarówno z niejednorodnością samych składników jak i wieloma zakłóceniami typu losowego, na który wpływ mają zarówno dokładność dozowania komponentów jak i zewnętrzne warunki środowiskowe. W przypadku długotrwałego betonowania (np. budowa autostrady z betonu cementowego) o parametrach technicznych wykonanego betonu wnioskuje się na podstawie próby losowej lub ciągu prób losowych będących składnikami populacji. Prognozuje się więc cechy wytrzymałościowe konstrukcji a priori na podstawie analizy prób pobieranych w trakcie jej wykonywania a ocenę rzeczywistą można wykonać dopiero ex post po jej zakończeniu. Jest rzeczą zrozumiałą, że kontroler chce

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Józef Jasiczak, Instytut Konstrukcji Budowlanych Politechniki Poznańskiej, 60-965 Poznań, tel. 6652454, jozef.jasiczak@put.poznan.pl

² Marcin Kanoniczak, Instytut Konstrukcji Budowlanych Politechniki Poznańskiej, 60-965 Poznań, tel. 6652862, marcin.kanoniczak@put.poznan.pl

pobierać próbę jak najmniej liczną, ale wtedy wiarygodność takiej oceny jest najniższa [4, 7]. Powstaje pytanie o licznosc próby i wartosci parametrów oceny wytrzymałości betonu na ściskanie oraz o ich interpretacje [3, 5, 6].

2. Normowe podejście do zagadnień szacowania wytrzymałości betonu

Rozróżnić należy wcześniejsze kryteria zgodności, opisane w normie PN-88/B-06250 Beton zwykły i obecnie obowiązujące przyjęte w normie PN-EN 206-1: „Beton – część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” [1-2].

Zachowując oznaczenia przyjęte w wymienionych normach mamy odpowiednio następujące kryteria zgodności.

Norma PN-88/B – 06250 :

- minimalna wytrzymałość w serii n badanych próbek (w zależności od n):

$$n = 3 \div 4, R_{i \min} \geq 1,15 R_b^G,$$

$$n = 4 \div 8, R_{i \min} \geq 1,10 R_b^G, \quad (1)$$

$$n = 9 \div 14, R_{i \min} \geq 1,05 R_b^G,$$

- przy braku spełnienia wymienionych zależności podwójne kryterium zgodności dla $n = 3 \div 14$ w postaci :

$$R_{i \min} \geq R_b^G \text{ oraz } R_{\text{sr}} \geq 1,2 R_b^G, \text{ (tj. } R_b^G + 0,2 R_b^G) \quad (2)$$

- a dla próby $n \geq 15$ kryterium pojedyncze w postaci :

$$R_{\text{sr}} - 1,64 s_R \geq R_b^G. \quad (3)$$

Norma PN-EN 206 - 1:

- podwójne kryterium zgodności dla $n = 3$ (produkcja początkowa); średnia i minimalna wartość wytrzymałości:

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \quad (4)$$

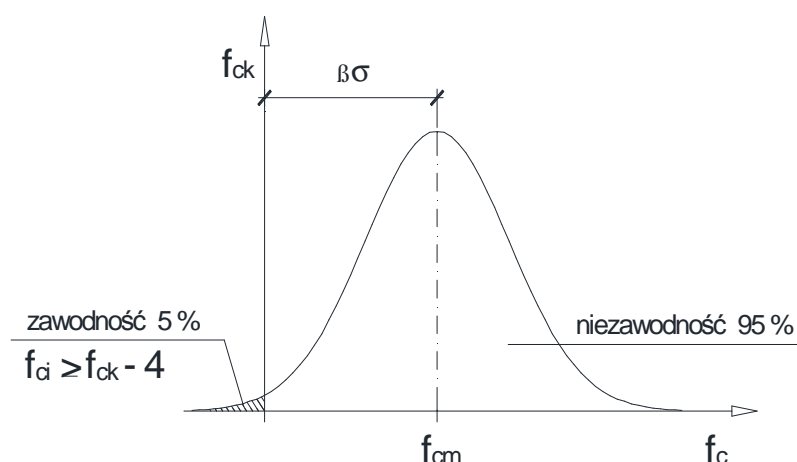
$$f_{ci} \geq f_{ck} - 4,$$

- produkcja ciągła $n \geq 15$, kryterium zgodności

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 1,48 \sigma, \quad (5)$$

$$f_{ci} \geq f_{ck} - 4$$

Porównując zaproponowane w obu normach kryteria zgodności można powiedzieć, iż dla próby $n \geq 15$ podejście jest podobne, choć zamiast pierwotnego współczynnika $\beta = 1,64$ wprowadzono niższą wartość 1,48, ale dla oszacowania minimalnej wartości pojedynczego wyniku badań zauważa się znaczne różnice, gdyż zamiast $f_{ci} \geq \alpha f_{ck}$ mamy $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$. Jest to więc przeniesienie minimalnego wyniku wytrzymałości ze strefy niezawodności do strefy zawodności co obrazuje rys. 1.



Rys. 1. Zmienna losowa wytrzymałości betonu na ściskanie opisana rozkładem normalnym (f_{cm} , σ)

Fig. 1. Random variable of strength of concrete described by the normal distribution (f_{cm} , σ)

Szacowanie średniej dla małej próby uzależniano poprzednio od wartości f_{ck} (warunek 2), co dla klas betonu C16/20, C20/25, C30/37, C35/45 ... dawało odpowiednio składniki +4, +5, +7,4, +9 ... , podczas gdy obecnie mamy tylko +4 dla wszystkich klas betonu.

Istnieje więc obawa, iż pobierając cyklicznie małe próby można błędnie oszacować klasę betonu i obniżyć tym samym bezpieczeństwo konstrukcji.

3. Eksperymenty obliczeniowe

Dla ilustracji powyższych tez wykonano dwa eksperymenty obliczeniowe dotyczące szeregów czasowych wytrzymałości najczęściej stosowanych w budownictwie klas betonu C30/37 i C35/45. Przeanalizowano dwa ciągi rzeczywistych wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskane podczas budowy obwodnicy autostradowej miasta Poznania. Eksperyment wyjściowy polega na obliczeniu rzeczywistej wartości f_{ck} dla obu zbiorów wyników według formuły (3) i (5) według histogramów częstości względnych dla tych zbiorów oraz obliczeniu wartości f_{cm} dla małych prób o licznosciach $n = 1, 2, 3, 4 \dots \dots 14$. Dla wyznaczenia ciągu wartości f_{cm} jako średniej prób o zmiennych war-

tościach skorzystano z arkusza kalkulacyjnego EXCEL. W drugim eksperymencie założono hipotetycznie, że $\leq 5\%$ wyników minimalnych wykazuje wartości zgodne z formułą $f_{ci} = f_{ck} - 4$. Wynoszą one odpowiednio dla przyjętych dwóch klas betonu 33 MPa i 41 MPa. Po raz drugi obliczono wartości f_{cm} dla małych prób o licznosciach $n = 1, 2, 3, 4, \dots, 14$. Wyniki obliczeń przedstawiają się następująco.

3.1. Beton klasy C30/37

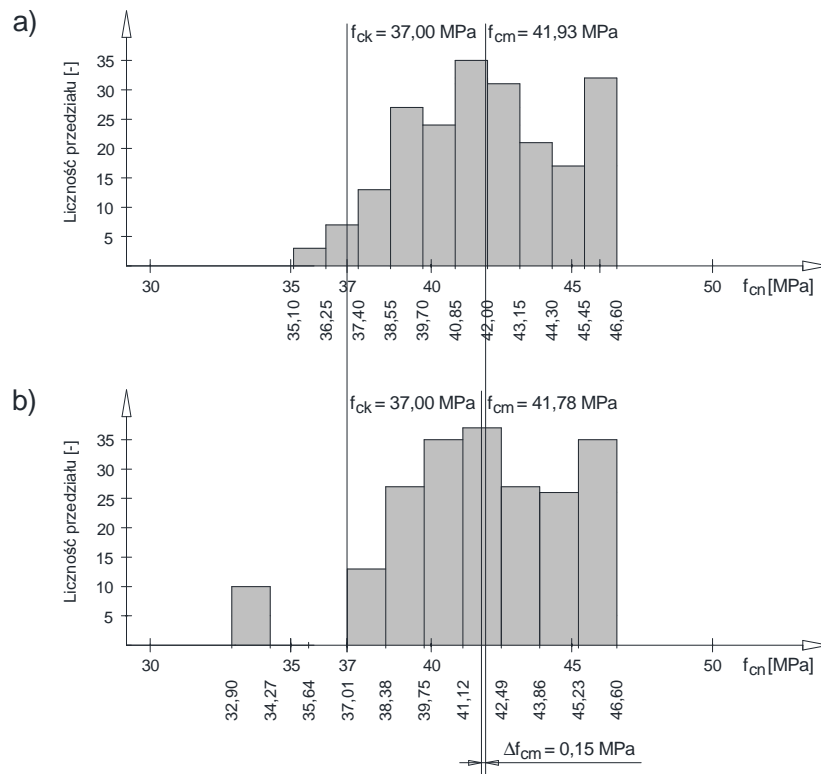
Kierując się formułami (3) i (5) obliczono :

- dla zbioru rzeczywistego o $n = 210$:

$$f_{ck} = 41,93 - 1,645 \times 2,73 = 37,44 \text{ MPa} > \text{niż wymagania dla C30/37}$$

$$f_{ck} = 41,93 - 1,480 \times 2,73 = 37,89 \text{ MPa} > \text{niż wymagania dla C30/37}$$

(6)



Rys. 2. Histogramy zbioru wytrzymałości betonu klasy C30/37 o licznosci $n = 210$ dla zbioru rzeczywistego i z wprowadzonymi wartościami $f_{ci} = 33 \text{ MPa}$

Fig. 2. Histogram of set strength of concrete C30/37 class for $n = 210$ and real set and with the $f_{ci} = 33 \text{ MPa}$

- dla zbioru o $n = 210$ w którym $\leq 5\%$ wyników nadano wartość 33 MPa:

$$f_{ck} = 41,78 - 1,645 \times 3,09 = 36,70 \text{ MPa} < \text{niż wymagania dla C30/37}$$

(7)

$$f_{ck} = 41,78 - 1,480 \times 3,09 = 37,21 \text{ MPa} > \text{niż wymagania dla C30/37}$$

Histogramy częstości względnych dla obu zbiorów przedstawiono na rys. 2.

Dalszą analizę przeprowadzono odnośnie wartości f_{cm} obliczonych dla opisanych na rysunku 2 zbiorów rzeczywistego i skorygowanego. Wyniki obliczeń zamieszczono w tabelach 1-2. W pierwszych trzech kolumnach podano: kolejność pojawienia się poszczególnych pojedynczych wyników badań od $i = 1$ do $n = 210$, wartości pojedynczych wyników badań, wartość $f_{ck} = 37,0$ MPa. W drugiej części tabeli, w 14 kolumnach podano średnie dla zbiorów o licznosciach od 1 do 14.

Tabela 1. Obliczenie wartości f_{cm} dla licznosci próbek $n = 1$ do $n = 14$ Table 1. Calculation of f_{cm} value for the sample number $n = 1$ to $n = 14$

C30/37			Wartości średnie dla podzbiorów o licznosciach od $n = 1$ do $n = 14$														
L.p.	f_{ci}	f_{ck}	f_{cm}														
			$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 5$	$n = 6$	$n = 7$	$n = 8$	$n = 9$	$n = 10$	$n = 11$	$n = 12$	$n = 13$	$n = 14$	
1	46,5	37,0	46,5														
2	41,3	37,0	41,3	43,9													
3	38,1	37,0	38,1	39,7	42,0												
4	37,1	37,0	37,1	37,6	38,8	40,8											
5	37,1	37,0	37,1	37,1	37,4	38,4	40,0										
6	36,7	37,0	36,7	36,9	37,0	37,3	38,1	39,5									
7	46,6	37,0	46,6	41,7	40,1	39,4	39,1	39,5	40,5								
8	43,6	37,0	43,6	45,1	42,3	41,0	40,2	39,9	40,1	40,9							
9	46,5	37,0	46,5	45,1	45,6	43,4	42,1	41,3	40,8	40,9	41,5						
10	41,8	37,0	41,8	44,2	44,0	44,6	43,0	42,1	41,3	40,9	41,0	41,5					
11	46,6	37,0	46,6	44,2	45,0	44,6	45,0	43,6	42,7	42,0	41,6	41,5	42,0				
12	45,7	37,0	45,7	46,2	44,7	45,2	44,8	45,1	43,9	43,1	42,4	42,0	41,9	42,3			
13	46,6	37,0	46,6	46,2	46,3	45,2	45,4	45,1	45,3	44,3	43,5	42,8	42,4	42,3	42,6		
14	46,3	37,0	46,3	46,5	46,2	46,3	45,4	45,6	45,3	45,5	44,5	43,8	43,1	42,7	42,6	42,9	
(...)																	
210	45,9	37,0	45,9	46,2	45,8	45,9	44,8	44,1	43,7	43,3	42,8	42,4	42,6	42,4	42,4	42,3	
Min.	35,2	37,0	35,2	36,9	37,0	37,3	38,0	38,1	38,3	38,2	38,4	38,4	38,3	38,4	38,7	38,8	
Maks.	46,6	37,0	46,6	46,5	46,3	46,3	45,8	45,7	45,7	45,5	45,4	45,5	45,3	45,3	45,2	45,3	
\bar{f}_{cm}	42,0	37,0	42,0	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	41,9	

Tabela 2. ma identyczny układ, jedynie w kolumnie 2 dla licznosci $n < 5\%$ wyników wprowadzono normowa wartość $f_{ci} = 33,0$ MPa. W dolnych trzech wierszach podano wartości minimalne poszczególnych wyników badań lub sum, maksymalne wartości wyników badań lub sum wartości średnie z analizowanych danych.

Tabela 2. Obliczenie wartości f_{cm} dla liczności próbek $n = 1$ do $n = 14$ Table 2. Calculation of f_{cm} value for the sample number $n = 1$ to $n = 14$

C30/37			Wartości średnie dla podzbiorów o licznosciach od $n = 1$ do $n = 14$														
L.p.	f_{ci}	f_{ck}	f_{cm}														
			$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 5$	$n = 6$	$n = 7$	$n = 8$	$n = 9$	$n = 10$	$n = 11$	$n = 12$	$n = 13$	$n = 14$	
1	46,5	37,0	46,5														
2	41,3	37,0	41,3	43,9													
3	38,1	37,0	38,1	39,7	42,0												
4	33	37,0	33	35,6	37,5	39,7											
5	33	37,0	33	33,0	34,7	36,4	38,4										
6	33	37,0	33	33,0	33,0	34,3	35,7	37,5									
7	46,6	37,0	46,6	39,8	37,5	36,4	36,7	37,5	38,8								
8	43,6	37,0	43,6	45,1	41,1	39,1	37,8	37,9	38,4	39,4							
9	46,5	37,0	46,5	45,1	45,6	42,4	40,5	39,3	39,1	39,4	40,2						
10	41,8	37,0	41,8	44,2	44,0	44,6	42,3	40,8	39,6	39,5	39,7	40,3					
11	46,6	37,0	46,6	44,2	45,0	44,6	45,0	43,0	41,6	40,5	40,2	40,4	40,9				
12	45,7	37,0	45,7	46,2	44,7	45,2	44,8	45,1	43,4	42,1	41,1	40,8	40,8	41,3			
13	46,6	37,0	46,6	46,2	46,3	45,2	45,4	45,1	45,3	43,8	42,6	41,6	41,3	41,3	41,7		
14	46,3	37,0	46,3	46,5	46,2	46,3	45,4	45,6	45,3	45,5	44,1	43,0	42,1	41,7	41,7	42,0	
(...)																	
210	45,9	37,0	45,9	46,2	45,8	45,9	44,8	44,1	43,7	43,3	42,8	42,4	42,6	42,4	42,4	42,3	
Min.	33,0	37,0	33,0	33,0	33,0	34,3	35,7	36,7	37,3	36,7	37,2	37,3	37,3	37,4	37,8	38,0	
Maks.	46,6	37,0	46,6	46,5	46,3	46,3	45,8	45,7	45,7	45,5	45,4	45,5	45,3	45,3	45,2	45,3	
f_{cm}	41,8	37,0	41,8	41,8	41,7	41,7	41,7	41,7	41,8	41,8	41,8	41,8	41,8	41,8	41,8	41,8	

3.2. Beton klasy C35/45

Kierując się formułami (3) i (5) obliczono:

- dla zbioru rzeczywistego o $n = 184$:

$$f_{ck} = 50,29 - 1,645 \times 3,18 = 45,06 \text{ MPa} > \text{niż wymagania dla C35/45}$$

(8)

$$f_{ck} = 50,29 - 1,480 \times 3,18 = 45,58 \text{ MPa} > \text{niż wymagania dla C35/45}$$

- dla zbioru o $n = 184$ w którym $\leq 5\%$ wyników nadano wartość 41 MPa:

$$f_{ck} = 50,16 - 1,645 \times 3,58 = 44,27 \text{ MPa} < \text{niż wymagania dla C35/45}$$

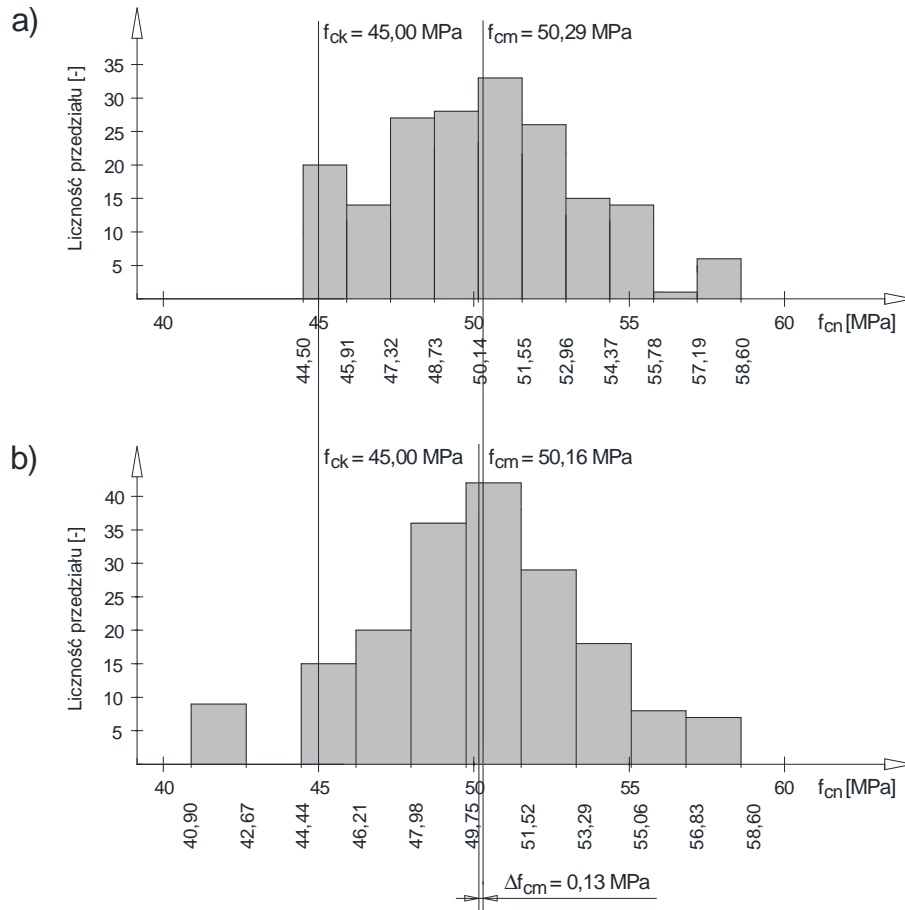
(9)

$$f_{ck} = 50,16 - 1,480 \times 3,58 = 44,86 \text{ MPa} < \text{niż wymagania dla C35/45}$$

Histogramy częstości względnych dla obu zbiorów przedstawiono na rys. 3.

Dalszą analizę przeprowadzono odnośnie wartości f_{cm} obliczonych dla opisanych na rysunku 3 zbiorów rzeczywistego i skorygowanego.

Wyniki obliczeń zamieszczono w tabelach 3-4. W pierwszych trzech kolumnach podano: kolejność pojawienia się poszczególnych pojedynczych wyników badań od $i = 1$ do $n = 184$, wartości pojedynczych wyników badań, wartość $f_{cm} = 45,0 \text{ MPa}$.



Rys. 3. Histogramy zbioru wytrzymałości betonu klasy C35/45 o licznosci $n = 184$ dla zbioru rzeczywistego i z wprowadzonymi wartościami $f_{ci} = 41$ MPa

Fig. 3. Histogram of set strength of concrete C35/45 class for $n = 184$ and real set and with the $f_{ci} = 41$ MPa

W drugiej części tabeli, w 14 kolumnach podano średnie dla zbiorów o licznosciach od 1 do 14. Tabela 4. ma identyczny układ, jedynie w kolumnie 2 dla licznosci $n < 5\%$ wyników wprowadzono normowa wartość $f_{ci} = 41,0$ MPa. W dolnych trzech wierszach podano wartości minimalne poszczególnych wyników badań lub sum, maksymalne wartości wyników badań lub sum, wartości średnie. Uzyskane wyniki skomentowano także w punkcie 4 i wnioskach.

4. Analiza wyników badań

Analizie poddano dwa rzeczywiste i zamknięte zbiory wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie, co do których nie ma wątpliwości, że spełniona została klasa betonu określona w specyfikacji budowlanej i to zarówno zgodnie z formułą (3) jak i (5). Założono hipotetycznie, że z tak określonej populacji dokonywano wnioskowania o parametrach betonu na podstawie prób mniejszych od 14. Wartości f_{ci} dla obu zbiorów wyniosły odpowiednio:

- klasa betonu C30/37 - $f_{ci} = 35,2 \text{ MPa} > 33,0 \text{ MPa}$,
 - klasa betonu C35/45 - $f_{ci} = 44,6 \text{ MPa} > 41,0 \text{ MPa}$,
- a więc były znacząco większe od dopuszczalnych w normie [2] a nieco mniejsze, niż zalecane w poprzedniej normie [1].

Średnie wartości f_{cm} wyniosły:

- klasa betonu C30/37
 $f_{cm} = 42,0 \text{ do } 41,9 \text{ MPa} > 37,0 + 4 = 41,0 \text{ MPa}$, wg [2]
ale $< 37,0 + 0,2 \times 37 = 44,4 \text{ MPa}$ wg [1],
- klasa betonu C35/45
 $f_{cm} = 50,3 \text{ do } 50,4 \text{ MPa} > 45,0 + 4 = 49,0 \text{ MPa}$, wg [2]
ale $< 45,0 + 0,2 \times 45 = 54,0 \text{ MPa}$ wg [1].

Przyjmując w następnych przykładach wartości f_{ci} na poziomie normy [2], tj. odpowiednio 33,0 MPa i 41,0 MPa dla wprowadzonych zamiennie wartości $< 5\%$ tych wyników mamy przede wszystkim w trzech przypadkach niedotrzymanie wymaganych klas betonu, co jest jednoznaczne z dyskwalifikacją całych partii.

Wartości f_{cm} uległy nieznacznemu obniżeniu w stosunku do zbiorów rzeczywistych i wynoszą odpowiednio :

- klasa betonu C30/37 - $f_{cm} = 41,7 \text{ do } 41,8 \text{ MPa} > 41,0 \text{ MPa}$,
- klasa betonu C35/45 - $f_{cm} = 50,1 \text{ do } 50,3 \text{ MPa} > 49,0 \text{ MPa}$.

5. Wnioski

Autorzy opracowania, mając na względzie ogólne warunki bezpieczeństwa konstrukcji, podjęli dyskusyjny temat normowego szacowania parametrów f_{ci} i f_{cm} na podstawie tzw. małej próby wyników badań o liczności $n \leq 14$. Poddane krytycznej ocenie rzeczywiste szeregi czasowe wyników badań wytrzymałości betonu na ściskanie pozwalają zaproponować następujące wartości tych parametrów :

- minimalna wartość pojedynczego wyniku $f_{ci} \geq f_{ck}$, MPa,
- wartość średnia wytrzymałości $f_{cm} \geq f_{ck} + 6$, MPa, co byłoby zgodne z załącznikiem A [2], w którym zaproponowano zapas dla f_{ck} dla początkowych oszacowań na poziomie $6 \div 12 \text{ MPa}$, w zależności od uwarunkowań technologicznych.

Zwraca się jednocześnie uwagę, iż w Eurokodzie 2 formuła szacowania wartości średniej ma postać $f_{ck} + 8$, MPa, bez względu na wartość klasy betonu.

Przyjmowanie dotychczasowych (a więc mniejszych od zaproponowanych) wartości parametrów podstawowych f_{ci} i f_{cm} przesuwają zbiory wyników w stronę strefy zawodności, a więc i obniżania bezpieczeństwa konstrukcji betonowej. Problem odpowiedzialności za ryzyko niedoszacowania wartości wyników oznaczeń zawiera praca [7].

Praca wykonana w ramach tematu: IB - DS 11-601/17

Literatura

- [1] PN-88/ B-06250 Beton zwykły.
- [2] PN-EN-206-1: 2003 „Beton – część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”.
- [3] Bajorek G., i in.: Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Podręcznik SPBT do znowelizowanej normy PN-EN 206:2014-04, s. 181.
- [4] Brunarski L.: Wyznaczanie niepewności wyników badań wytrzymałościowych. Poradnik, 435/2008, ITB, Warszawa, s. 56.
- [5] Jain A., Zongker D.: Feature selection: evaluation, application and small sample performance. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence. Vol. 19. No. 2. February 1997, p. 153-158.
- [6] Kośny M., Peterek P.: Wielkość próby a istotność wnioskowania statystycznego. Didactics of Mathematics, No. 8(12), 2011, s. 71-80.
- [7] Skrzypczak I.: Analiza kryteriów oceny jakości betonu oraz ich wpływu na ryzyko producenta i odbiorcy. Rzeszów 2013, s. 166.

JUSTIFIED ADOPTION OF NORMATIVE VALUES f_{ci} AND f_{cm} IN THE ESTIMATION OF CONCRETE CLASSIFICATION FOR SMALL SAMPLES

Summary

The subject of the analysis are normative values f_{ci} and f_{cm} in the estimation of concrete class for a small sample. In the past years, the approach to estimating these values has changed and there is a well-grounded concern that concrete will be classified as lower class concrete, despite the fact that the value chain from the so called small sample does not justify it. Because ultimately concrete class is defined ex post after the erection of a structure, there will be far reaching consequences for the contractor who has not met the designed class of concrete. The paper analyses two series of test results for the compressive strength of concrete obtained during the construction of motorway ring road of the city of Poznan. After making calculations, necessary values of the two above mentioned parameters were proposed to meet the safety requirements of the structure.

Keywords: compressive strength of concrete, small statistical sample, normative values

Przesłano do redakcji: 15.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Jacek KORENTZ¹

ŚCIEŻKI RÓWNOWAGI STATYCZNEJ BELEK ŻELBETOWYCH WZMACNIANYCH TAŚMAMI Z WŁÓKIEN WĘGLOWYCH

Wyniki badań doświadczalnych i analiz numerycznych pokazują, że istotny wpływ na pracę wzmacnianych belek żelbetowych mają techniki naprawcze i właściwości mechaniczne zastosowanych materiałów naprawczych. Właściwości mechaniczne materiałów naprawczych oraz techniki wzmacniania decydują nie tylko o nośności belek po wzmacnieniu, ale także o ich odkształceniach. Ponadto wzmacnienia belek mogą być wykonywane przy zastosowaniu różnych metod. Wzmacnienie można wykonać przed obciążeniem belki lub po jej obciążeniu. Można też belkę odciążyć przed wzmacnieniem, albo sprężyć ją materiałami naprawczymi. Wymienione metody naprawcze mają również wpływ na pracę wzmacnianych belek żelbetowych. Projektując wzmacnienia belek żelbetowych trzeba być świadomym konsekwencji stosowania dostępnych technik naprawczych, materiałów naprawczych, a także wyboru metody wykonywania wzmacnień. W artykule przedstawiono ścieżki równowagi statycznej belek żelbetowych wzmacnianych różnymi materiałami naprawczymi przy zastosowaniu różnych technik wzmacniania i metod wzmacniania, ze szczególnym uwzględnieniem wzmacnień taśmami z włókien węglowych. Przeprowadzone analizy mogą być pomocne w projektowaniu wzmacnień belek żelbetowych.

Słowa kluczowe: obciążenie, odciążenie, sprężenie, moment zginający, krzywizna, ugięcie.

1. Wprowadzenie

Wzmacnienia konstrukcji wykonywane są często podczas remontów, modernizacji czy też renowacji obiektów budowlanych. Ich celem jest przywrócenie konstrukcji pierwotnej nośności lub zwiększenie jej nośności ze względu na nowe większe projektowane obciążenia. Do wzmacnienia konstrukcji betonowych stosowane są bardzo różne technologie i materiały naprawcze [12]. O skuteczności wzmacnienia decyduje tzw. „inżynieria napraw” [2], natomiast wpływ na efektywność wzmacnienia tj. uzyskanie zwiększonej nośności i odpowiedniej

¹ Jacek Korentz, Uniwersytet Zielonogórski, 65-417 Zielona Góra, ul. Licealna 9, tel. +48 68 32 882 416, e-mail: j.korentz@ib.uz.zgora.pl

odkształcalności, mają cechy mechaniczne zastosowanych materiałów naprawczych, a także zastosowane techniki [4, 5, 11] i metody wzmacniania.

Do wzmocnień konstrukcji żelbetowych najczęściej stosowane są taśmy z włókien węglowych CFRP. Stosowane są też pręty i kształtowniki stalowe, a także sploty. Możliwe jest też stosowanie taśm i mat z włókien szklanych GFRP i aramidowych AFRP. Są to materiały o bardzo różnych właściwościach mechanicznych. Pośród technik wzmacniania stosowanych podczas wzmacniania elementów zginanych można między innymi wymienić: zwiększanie wymiarów przekroju betonowego, zastosowanie dodatkowego zbrojenia rozciąganego, spajanie z kształtownikami stalowymi, doklejanie taśm FRP, wklejanie taśm FRP, zmiana schematu statycznego, a także wzmacnianie zbrojeniem aktywnym poprzez sprężenie [13, 15]. Jeżeli chodzi o metody wzmacniania belek żelbetowych to można wyróżnić następujące metody: wzmacnianie przed obciążeniem, wzmacnianie pod obciążeniem, wzmacnianie po odciążeniu, a także sprężanie.

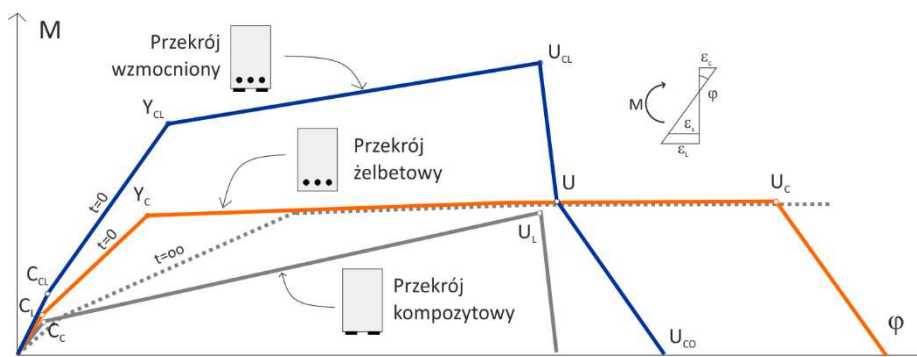
Najwięcej dostępnych badań doświadczalnych poświęconych jest wzmocnieniom wykonywanym przed obciążeniem, badań doświadczalnych elementów wzmacnianych pod obciążeniem, elementów wzmacnianych po odciążeniu, czy też po jego sprężeniu materiałem naprawczym jest znacznie mniej. W praktyce mamy do czynienia z przypadkiem, gdy wzmacniamy istniejące elementy konstrukcyjne, które są już obciążone, a do tego występują już w nich deformacje trwałe. Różnica w pracy elementów konstrukcyjnych wzmacnianych przy zastosowaniu różnych materiałów naprawczych i wymienionych metod wzmocnienia jest istotna i powinna być uwzględniana w projektowaniu wzmocnień belek żelbetowych w strefie zginania.

Znajomość ścieżek równowagi statycznej dla różnych metod wzmocnienia może pozwolić na ich racjonalny wybór tak ażeby osiągnąć zamierzony cel dotyczący pracy wzmacnianego elementu dla projektowanego przeznaczenia obiektu. W artykule zaprezentowano ścieżki równowagi statycznej dla różnych materiałów naprawczych i różnych metod wzmacniania belek żelbetowych w strefie maksymalnego momentu zginającego.

2. Fazy pracy zginanej belki żelbetowej bez i ze wzmocnieniem

W niniejszej analizie, w zakresie obciążeń doraźnych ($t=0$), porównano pracę belki żelbetowej z pracą takiej samej belki wzmocnionej przed obciążeniem kompozytem węglowym CFRP. Rysunek 1. przedstawia uproszczone zależności pomiędzy momentem zginającym M a krzywizną φ w przekroju. Linia $OC_cY_cU_c$ i linia $OC_{CL}Y_{CL}U_{CL}U$ ilustrują zachowanie się odpowiednio przekroju żelbetowego bez i ze wzmocnieniem. Dodatkowo zamieszczono linię OC_LU_L przedstawiającą zachowanie się przekroju betonowego zbrojonego tylko kompozytem. Na rysunku tym punkty C na wykresach oznaczają zarysowanie przekroju, punkty Y uplastycznienie rozciąganego zbrojenia belki, natomiast punkty U oznaczają wyczerpanie nośności przekroju.

W przypadku przekroju żelbetowego znane fazy jego pracy to: praca przekroju niezarysowanego - linia OC_c , praca przekroju zarysowanego C_cY_c i praca przekroju uplastycznionego Y_cU_c do chwili wyczerpania jego nośności, którym może być umowne odkształcenie graniczne w betonie lub zbrojeniu, albo zerwanie zbrojenia rozciąganego lub niesprężyste wyboczenie ściskanych prętów zbrojenia podłużnego [7]. W pracy przekroju wzmocnionego można wyróżnić takie same pierwsze trzy fazy pracy jak dla przekroju żelbetowym bez wzmocnienia [6]: praca przekroju niezarysowanego OC_{CL} , zarysowanego $C_{CL}Y_{CL}$ i uplastycznionego $Y_{CL}U_{CL}$. Przyczyny wyczerpania nośności wzmocnionej żelbetowej belki w strefie zginania mogą być bardzo różne [14]. Jeżeli wzmocnienie belki doklejanymi taśmami CFRP jest prawidłowo zaprojektowane i wykonane to wyczerpanie jej nośności (punkt U_{CL}) ma miejsce w chwili delaminacji kompozytu, tj. po przekroczeniu odkształceń, które są znacznie mniejsze od odkształceń granicznych w kompozycie [11]. Dlatego wykorzystanie pełnej nośności kompozytu przy tej technice wzmocnienia nie jest możliwe. Odspojenie kompozytu zaczyna się w sąsiedztwie końca taśmy albo w obszarze maksymalnego momentu zginającego i następnie postępuje bardzo szybko na jej długości ku środkowi taśmy lub do jej końca [4]. Jeżeli taśmy z włókna węglowego są wklejane w otulinę belki to można wykorzystać w pełni ich wytrzymałość; do wyczerpania nośności przekroju w tym przypadku dochodzi w wyniku zerwania taśm [10].



Rys. 1. Fazy pracy przekroju żelbetowego, wzmocnionego i kompozytowego

Fig. 1. The phases of work of RC section, RC strengthened section and CRFP-C section

W chwili delaminacji materiału naprawczego, w tym przypadku kompozytu węglowego, wzmocniona belka na chwilę przechodzi w fazę pracy belki żelbetowej (punkt U), o jej nośności decyduje nośność przekroju żelbetowego, a zachowanie się przekroju „wzmocnionego” w tej fazie wyężenia ilustruje linia UU_{CO} . Obciążenie graniczne oddziaływujące po wzmocnieniu powoduje raptowne wyczerpanie nośności krytycznego przekroju wzmocnionego a następnie przekroju żelbetowego. W badaniach doświadczalnych, w których podczas ba-

dań ma miejsce sterowanie przemieszczeniem ścieżka równowagi statycznej po delaminacji przebiega po linii $U_{CL}U_{UC}$.

Dodatkowo na rys.1 linią przerywaną zilustrowano zachowanie się przekroju żelbetowego z uwzględnieniem wpływu pełzania ($t=\infty$).

3. Ścieżki równowagi statycznej

Opisem zachowania się elementów konstrukcyjnych i konstrukcji pod wpływem działających obciążeń we wszystkich fazach ich pracy są ścieżki równowagi statycznej, na których można obserwować między innymi zależności między momentem zginającym a krzywizną. Są one bardzo przydatne w analizach porównawczych zachowania się różnych elementów konstrukcyjnych pod obciążeniem, a także w budowaniu modeli fizycznych [1].

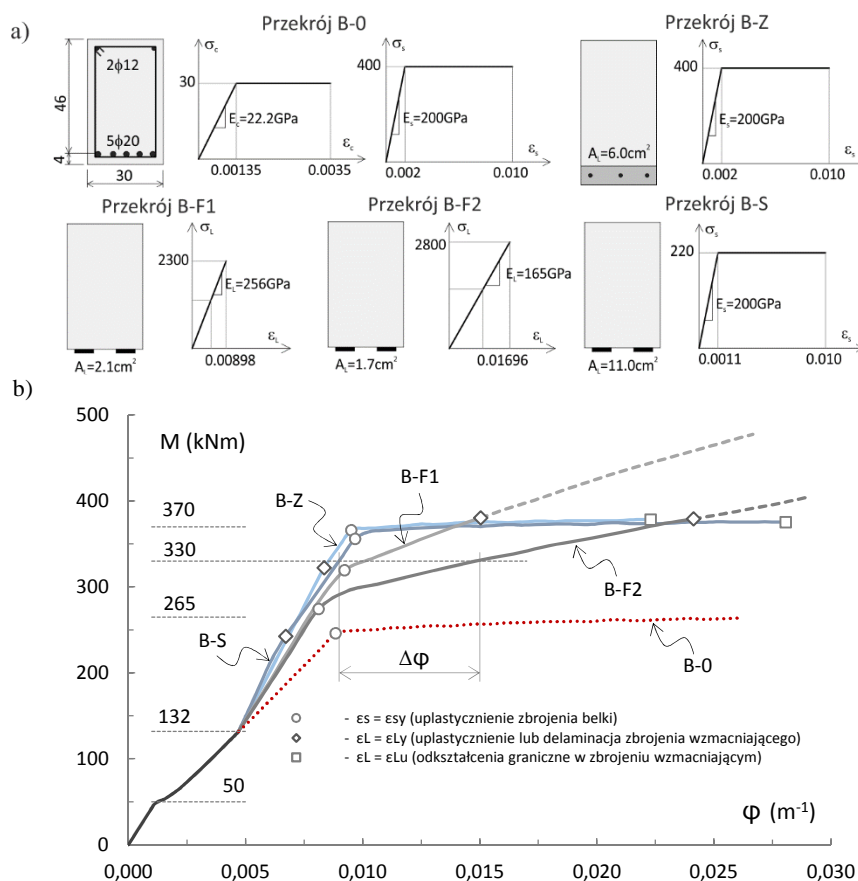
3.1. Wpływ właściwości mechanicznych materiałów naprawczych

Jak już wcześniej wspomniano duży wpływ na zachowanie się wzmacnianych elementów mają właściwości mechaniczne materiałów naprawczych. Rys.2 ilustruje wpływ właściwości mechanicznych materiałów naprawczych na zachowanie się wzmocnionego pod obciążeniem przekroju żelbetowego [5].

Są to wyniki analiz numerycznych wykonanych programem XTRACT [16]. Rozpatrywane są trzy techniki wzmocnienia przekroju żelbetowego B-0 (rys. 2a): wzmocnienie dodatkowym zbrojeniem prętami i betonem natryskowym (przekrój B-Z), wzmocnienie taśmami CFRP wysoko modułowymi (przekrój B-F1) i nisko modułowymi (przekrój B-F2), wzmocnienie płaskownikami stalowymi (przekrój B-S). Na rys. 2a zamieszczono również dane geometryczne przekrojów i zależności σ - ϵ określające właściwości mechaniczne zastosowanych materiałów. Na rys. 2b krzywa B-0 przedstawia zależność moment krzywizna dla przekroju żelbetowego, a pozostałe krzywe ilustrują zachowanie się przekrojów wzmocnionych wymienionymi wyżej technikami i materiałami.

Nośność przekroju przed wzmocnieniem wynosiła $M_u=265\text{kNm}$. Zakłada się, że zwiększenie obciążeń wymaga zwiększenia nośności o około 40% to jest do $M=370\text{kNm}$. Ponadto zakłada się, że obciążenie w chwili wzmocnienia stanowi 50% dotychczasowych obciążeń całkowitych, zatem moment zginający w chwili wzmocnienia można oszacować na $M_o=132\text{kNm}$. Obliczenia przeprowadzono dla obciążeń doraźnych, bez uwzględnienia pełzania.

Przedstawione na rys. 2b ścieżki równowagi statycznej pozwalają na stwierdzenie, że uzyskanie wymaganej nośności przekroju po wzmocnieniu przy zastosowaniu określonych materiałów naprawczych nie powinno być jedynym kryterium ich wyboru. Jak można zauważyć właściwości mechaniczne materiałów naprawczych mają istotny wpływ na przebieg zmian krzywizny przekroju w zakresie obciążeń eksploatacyjnych i krzywiznę graniczną np. w chwili delaminacji kompozytu.



Rys. 2. Wpływ właściwości mechanicznych materiałów naprawczych na ścieżki równowagi statycznej: a) analizowane przekroje, b) zależność moment-krzywizna [5]

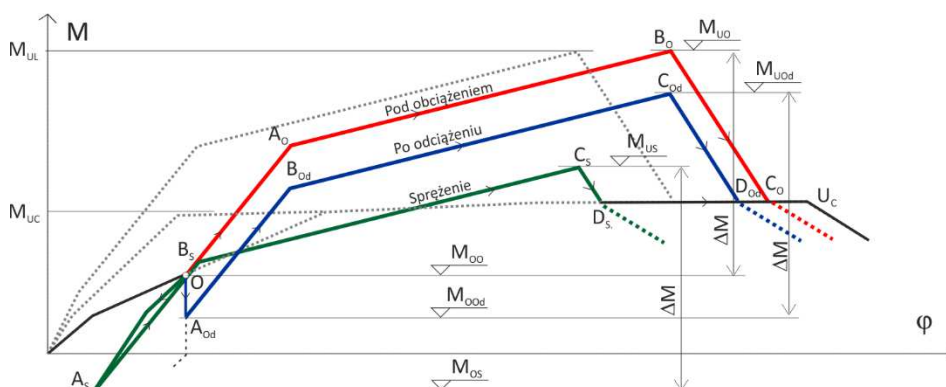
Fig. 2. The Effect of mechanical properties of strengthening materials on the static equilibrium path: a) analyzed cross sections, b) bending moment versus curvature [5]

Przekrój B-Z wzmocniony prętami stalowymi i przekrój B-S wzmocniony płaskownikami stalowymi zachowują się bardzo podobnie niezależnie od granicy plastyczności stali, ale odmiennie niż przekroje B-F1 i B-F2 wzmocnione taśmami z kompozytów węglowych, których zachowanie się zależy bardzo mocno od modułu sprężystości taśm. Końcowe punkty krzywych dla przekrojów wzmocnionych kompozytem (romby) oznaczają jego delaminację, co jest równoznaczne z wyczerpaniem nośności przekroju. Z tego względu dodatkowym czynnikiem decydującym o wyborze materiałów naprawczych, poza wymaganą nośnością, powinny być inne kryteria, na przykład stany graniczne użytkowości - strzałka ugięcia, szerokość rys albo kryterium zapewnienia odpowiedniej ciągłości krzywizny przekroju lub ciągłości przemieszczeń belki.

Na rysunku 2a linie kreskowane ilustrują zachowanie się przekrojów B-F1 i B-F2 w przypadku wzmocnienia ich techniką polegającą na wklejeniu taśm węglowych w bruzdach wykonanych w otulinie zbrojenia belki. Jak można zauważyć efektywność taśm wklejanych jest większa niż takich samych taśm doklejanych [10]. Na uwagę zasługuje również fakt, że wzmocnienie kompozytami węglowymi może spowodować, że zbrojenie belki może ulec uplastycznieniu w zakresie obciążeń eksploatacyjnych.

3.2. Wpływ metod wzmocnienia

Kolejnym bardzo ważnym aspektem projektowania wzmocnień belek żelbetonowych są metody ich wykonywania. W rzeczywistości wzmocniane są belki w istniejących obiektach budowlanych, a celem wzmocnienia jest zazwyczaj zwiększenie ich nośności np. ze względu na zmianę przeznaczenia obiektu powodującą zwiększenie obciążeń użytkowych.



Rys. 3. Ścieżki równowagi statycznej dla różnych metod wzmocnienia.

Fig. 3. Static equilibrium paths for different strengthening methods.

Tak więc wzmocnień belek dokonuje się pod obciążeniem. Ponadto w chwili wykonywania wzmocnienia w belkach występują nieodwracalne deformacje trwałe spowodowane właściwościami reologicznym betonu. W takim przypadku możliwe są trzy metody wykonania wzmocnień: pod działającymi obciążeniami stałymi, po częściowym lub całkowitym odciążeniu wzmocnianego elementu i przez wprowadzenie siły sprężającej.

Na rysunku 3. przedstawiono trzy ścieżki równowagi statycznej, ilustrujące zależność moment zginający M – krzywizna ϕ , dla wymienionych metod wzmocnienia wykonanych przy zastosowaniu doklejanych taśm z włókna węglowego o takim samym przekroju i właściwościach mechanicznych. Punkt „O” na rys. 3. ilustruje wyężenie przekroju w chwili przystąpienia do wykonywania wzmocnienia. Liniami kropkowanymi zaznaczono ścieżki równowagi statycznej

przekroju żelbetowego bez i z uwzględnieniem pełzania oraz przekroju wzmocnionego przed obciążeniem (por. rys. 2.).

Linia OAOBOCO jest ścieżką równowagi statycznej dla wzmocnienia wykonanego pod obciążeniem. Nośność przekroju jest zwiększona z MUC do $MUL=MUO$, a nowoprojektowane obciążenia mogą przenieść moment zginający ΔM . Punkt BO oznacza wyczerpania nośności w wyniku delaminacji kompozytu. Po odklejeniu taśm przekrój przechodzi w fazę pracy przekroju żelbetowego (punkt CO). Przed wykonaniem wzmocnienia można belkę odciążyć np. poprzez zdejmowanie działających obciążeń stałych, co ilustruje linia OAOd. W skrajnym przypadku belkę można odciążyć całkowicie, a także można wywołać w niej moment ujemny. Ta część ścieżki odciążenia przedstawiona jest linią przerywaną. W wyniku odciążenia zmniejszeniu ulega jedynie działający moment zginający, natomiast krzywizna przekroju tak jak i strzałka ugięcia belki pozostają bez zmian, ponieważ są one nieodwracalne. Linia OAObOdCOdDOd jest ścieżką równowagi statycznej dla przekroju wzmocnionego po odciążeniu. Punkt COd to chwila delaminacji kompozytu. Nośność przekroju wzmocnionego po odciążeniu MUOd jest mniejsza od nośności przekroju wzmocnionego pod obciążeniem MUO, co nie ma większego znaczenia, ponieważ po wykonaniu wzmocnienia tą metodą nowoprojektowane obciążenia również powodują przyrost momentu zginającego ΔM .

Kolejna metoda wzmocnienia belki pod obciążeniem polega na wprowadzeniu siły sprężającej materiałami naprawczymi. Znane są technologie napinania taśm kompozytowych i ich doklejania do belki wzmocnianej [9]. Najczęściej sprężeniem odciążamy belkę a niekiedy można wywołać w belce nieduże momenty ujemne. Ścieżka równowagi statycznej przekroju wzmocnionego naprężonymi taśmami kompozytowymi ilustruje linia OASBSCSDS, a ścieżka odciążenia związana z fazą napinania kompozytu to linia OAS. Podczas wprowadzania siły sprężającej zmniejsza się moment zginający, a także krzywizna przekroju i strzałka ugięcia. W tej fazie wykonywania wzmocnienia belka pracuje sprężysto, a jej sztywność zwiększa się od chwili zamknięcia rys przy dolnej krawędzi belki. Po wykonaniu sprężenia najbardziej wyężony przekrój belki przenosi graniczny moment zginający MUS i jest on mniejszy od nośności przekroju wzmocnionego pod obciążeniem MUO i przekroju wzmocnionego po odciążeniu MUOd. Jak można zauważyć na rys. 3. przenoszony przez przekroje moment zginający ΔM dla projektowanych obciążeń jest taki sam dla trzech przedstawionych metod wzmocnienia.

Jeżeli w przekroju nośność betonu strefy ściskanej jest wystarczająca i istniejące zbrojenie belki ma odpowiednią ciągliwość to wyczerpanie nośności przekroju wzmocnionego ma miejsce po przekroczeniu odkształceń w kompozycie, przy których dochodzi do jego odspojenia. W trzech analizowanych metodach wzmocnienia odkształcenia w chwili odklejenia się taśm są takie same. Dlatego w każdym z tych trzech przypadków maksymalne obciążenia $\Delta(g+q)$ przenoszone przez przekroje po wzmocnieniu są takie same i wywołują moment zginający wynoszący ΔM .

4. Podsumowanie

Niektóre konstrukcje wymagają wzmocnień, aby przywrócić im pierwotną nośność albo zwiększyć ich nośność ze względu na zmianę przeznaczenia obiektu. W tym celu stosowane są różne techniki wzmocnienia, w których wykorzystuje się materiały naprawcze o bardzo zróżnicowanych cechach mechanicznych. Ponadto wzmocnienia mogą być wykonywane różnymi metodami. Ostatnio bardzo często stosowane są kompozyty węglowe ze względu na ich wysoką wytrzymałość i małą odkształcalność. Kompozytami węglowymi można zwiększyć nośność elementu w znacznym stopniu, ale zwiększenie sztywności wzmocnionego elementu jest nieduże. Stąd mogą pojawić się problemy z nadmiernymi ugięciami pasywnie wzmocnianych elementów od nowoprojektowanych oddziaływań. Mankament ten można wyeliminować za pomocą czynnego zbrojenia kompozytowego stosując sprężenie. Ponadto istniejące zbrojenie we wzmocnianych belkach może ulec uplastycznieniu w zakresie obciążeń eksploatacyjnych. O ile wymiarowanie zbrojenia wzmocniającego nie stanowi większego problemu, to obliczanie ugięcia może sprawić trudność, ponieważ znane metody obliczania odkształceń wzmocnionych belek żelbetowych [3] oparte są na modelach dwufazowych, w których nie uwzględnia się uplastycznienia zbrojenia. Zaprezentowane ścieżki równowagi statycznej dla wzmocnianych przekrojów żelbetowych w postaci zależności moment - krzywizna mogą stanowić podstawę do opracowania metod obliczania odkształceń belek żelbetowych wzmocnianych różnymi materiałami naprawczymi przy zastosowaniu różnych technik wzmocnienia i metod wzmocniania. Tak opracowane metody obliczania odkształceń mogą mieć zastosowanie do prognozowania zachowania się wzmocnianych belek żelbetowych. Między innymi w pracy [6] zaproponowano trójliniowy model matematyczny zależności moment - krzywizna dla przekrojów żelbetowych wzmocnianych przed obciążeniem, który posłużył do obliczania odkształceń belek żelbetowych w całym zakresie obciążeń [8].

Przedstawione ścieżki równowagi statycznej mogą mieć zastosowanie w opracowaniu algorytmów do wymiarowania wzmocnień belek żelbetowych w strefie zginania i analizy odkształceń tych belek. Zaprezentowane ścieżki równowagi statycznej uwzględniają wszystkie aspekty wykonywania wzmocnień belek żelbetowych w strefie zginania, do których zalicza się właściwości mechaniczne materiałów naprawczych, techniki wzmocnień i metody wzmocniania.

Literatura

- [1] Biegus A., Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1997.
- [2] Czarnecki M., Emmons P.H., Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, Kraków, 2002.

- [3] Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Technical Report, Fib Bulletin, No 14, Lausanne, 2001.
- [4] Kamińska M.E., Kotynia R., Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych taśmami CFRP, Zeszyt 9, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź, 2000.
- [5] Korentz J., Efektywność technik wzmacniania belek żelbetowych, Renowacja budynków i obszarów zabudowanych, t.5, 2009, s. 301-308.
- [6] Korentz J., Model zależności moment-krzywizna dla wzmocnionych żelbetowych przekrojów zginanych, Konstrukcje zespolone, 2011, s. 117-124.
- [7] Korentz J., Metoda analizy żelbetowych elementów prętowych w stanie deformacji pozakrytycznych, Studia z zakresu Inżynierii 90, 2015, KILiW PAN.
- [8] Korentz J., Metoda obliczania ugięcia belek żelbetowych wzmocnionych materiałem kompozytowym, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Nr 3/2011/II, 2011, s. 143-150.
- [9] Kotynia R., Przyczepnościowe metody wzmacniania konstrukcji żelbetowych przy użyciu naprężonych kompozytów polimerowych, Przegląd Budowlany, 7-8, 2015, s. 49-56.
- [10] Kotynia R., Przygocka M., Lasek K., Wpływ wstępnego wyężenia płyt żelbetowych na efekt wzmocnień naprężonymi kompozytami CFRP, Konstrukcje betonowe i metalowe, Wydawnictwo Uczelniane UT-P w Bydgoszczy, 2016, s. 47-54.
- [11] Kotynia R., Kamińska M.E., Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami kompozytowymi CFRP, Zeszyt 13, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź, 2003.
- [12] Masłowski E., Spizewska D., Wzmacnianie konstrukcji budowlanych, Arkady, Warszawa, 2000.
- [13] Runkiewicz L., Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011.
- [14] Smith S.T., Teng J.G., FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models, Engineering Structures, No 24, 2002, s. 385-395.
- [15] Urban T., Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych metodami tradycyjnymi, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2015.
- [16] XTRACT v3.0.8, Cross-sectional X Structural Analysis of Components, Imbsen Software System, 2007, <http://www.imbsen.com> (maj 2017).

STATIC EQUILIBRIUM PATHS FOR CFRP STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE BEAMS

Summary

The results of experimental tests and numerical analyses indicate that repair techniques and the mechanical characteristics of repair materials have a very strong influence on the behaviour of strengthened reinforced concrete beams. The mechanical characteristics of materials used for strengthening elements and the strengthening techniques determine not only the load bearing capacity of beams after strengthening, but also their deformations. Other important factors also

affect the behaviour of such beams, which include the time when the strengthening is done, i.e. before or after loading the beam. It is also important whether the beams are compressed with repair materials while they are being strengthened, or whether the load is taken off the beams before strengthening, or whether intermediate supports are used while strengthening the beams. All the factors mentioned have an influence on the behaviour of strengthened reinforced concrete beams. While designing strengthening elements for reinforced concrete beams, it is necessary to be aware of the consequences of using available repair techniques, repair materials, as well as the technology and stages of the construction of strengthening elements. The paper presents the static equilibrium paths of strengthened reinforced concrete beams with special attention to the repair techniques possible to implement while strengthening the beams. These analyses can be useful for designing strengthening elements for reinforced concrete beams.

Keywords: loading, unloading, compression, bending moment, curvature, deflection

Przesłano do redakcji: 30.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Lidia BUDA-OŻÓG¹

NUMERYCZNA I DOŚWIADCZALNA ANALIZA ZGINANYCH, SKRĘCANYCH I ŚCINANYCH BELEK ŻELBETOWYCH

W artykule zaprezentowano badania doświadczalne i analizy numeryczne belek żelbetowych zginanych, skręcanych i ścinanych. Przedmiotem analizy były belki wspornikowe wykonane w skali naturalnej o przekroju poprzecznym 30x30 cm. Zbrojenie w belkach ukształtowano na podstawie dwóch różnych modeli Strut and Tie (ST). Dla belki B1 model ST stanowiła kratownica przestrzenna, w której ściskane krzyżulce betonowe wydzielone rysami ukośnymi nachylone są do osi pręta pod kątem 45°. Pręty pionowe kratownicy to rozciągane zbrojenie w postaci strzemion. Pas górny i dolny kratownicy to odpowiednio zbrojenie rozciągane i ściskane pasy betonowe. W przypadku belki B2 model ST stanowiła również kratownica przestrzenna o ściskanych krzyżulcach betonowych nachylonych do osi pręta pod kątem 26,6°. Badania doświadczalne 6 belek przeprowadzono w hali laboratoryjnej Wydziału Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury Politechniki Rzeszowskiej. W celu oceny nośności i zmian sztywności belek spowodowanych zginaniem, skręcaniem i ścinaniem analizowano zależności: przemieszczenie pionowe - siła obciążająca oraz sztywność przekroju na skręcanie. Symulacje numeryczne badanych belek wykonano w programie ATENA 3D-Studio. Do nieliniowej analizy belek żelbetowych wykorzystano trzy modele betonu tj. model betonu do analizy nieliniowej zaproponowany w Eurokodzie 2, model betonu o nazwie „cementitious”, zaproponowany w programie ATENA, bazujący na zaleceniach Model Code oraz zmodyfikowany przez użytkownika model betonu „cementitious 2”. Zaobserwowano dużą zgodność pomiędzy średnim obciążeniem granicznym uzyskanymi w symulacjach numerycznych a wynikami doświadczalnymi i obrazem zarysowania. W wyniku przeprowadzonych badań doświadczalnych i analiz numerycznych zaobserwowano wpływ przyjętego modelu ST na sztywność i nośność belek.

Słowa kluczowe: skręcanie, ścinanie, modele ST, belki, żelbet, MES

1. Wprowadzenie

Zjawisko skręcania można zaobserwować w wielu elementach żelbetowych, takich jak przestrzenne konstrukcje ramowe, schody, spiralne pochylnie

¹ Lidia Buda-Ożóg, Politechnika Rzeszowska, 35-959 Rzeszów, ul. Poznańska 2, +48 17 7432402, lida@prz.edu.pl

itp. Pierwsze badania żelbetowych elementów skręcanych przeprowadził Rausch w 1929 roku [1]. Później intensywne badania nad skręcaniem prowadzone były w latach 60 i 70 tych XX wieku. Z tego okresu pochodzą między innymi publikacje Zia [2] z 1974 r, gdzie można znaleźć wiele danych na temat przeprowadzonych w tym czasie badań i uzyskanych wyników. Obszernym kompendium wiedzy na temat skręcania jest również praca Hsu [3] z 1968 roku. W polskiej literaturze informacje na temat tego zagadnienia można znaleźć w pracach T. Godyckiego – Ćwirko [5], T. Ciężaka [4], artykułach [6, 7, 8] czy sprawozdaniu z badań doświadczalnych [9].

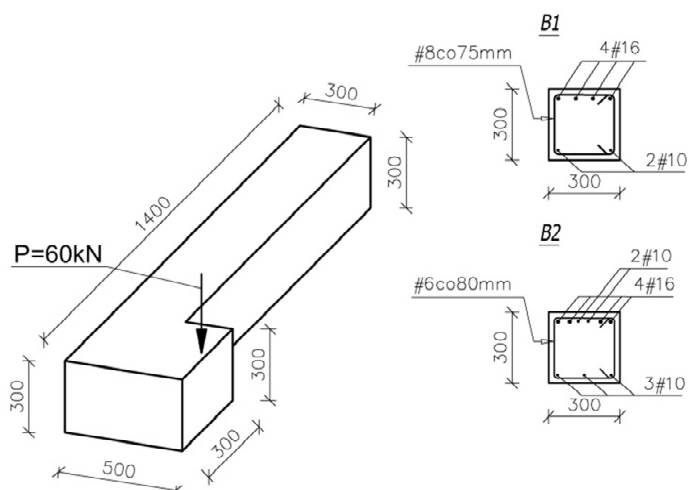
Przeprowadzone dotychczas badania i analizy nie pozwalają jednak na pełny opis tego zjawiska w żelbecie, a zaproponowane w EC2 [10] zasady obliczania SGN i SGU wydają się być niekompletne. Powodem tego stanu jest skomplikowany charakter zjawiska i trudności związane z wykonaniem badań doświadczalnych. Elementy poddane skręcaniu znajdują się w przestrzennym stanie naprężeń i odkształceń. Dodatkowo, podlegają jednocześnie działaniu siły poprzecznej i momentu zginającego, a zatem są skręcane i ścinane. Badania skręcanych elementów żelbetowych prowadzone są najczęściej na elementach przestrzennych w skali naturalnej i wymagają specjalnie to tego celu wykonanych stanowisk i urządzeń badawczych.

Innym a zarazem łatwiejszym rozwiązaniem mogą być symulacje numeryczne, których rozwój w procesie analizy i projektowania konstrukcji inżynierskich, nastąpił w ostatnich latach. Ze wszystkich metod numerycznych najczęściej stosowana jest Metoda Elementów Skończonych. Dynamiczny rozwój technik komputerowych pozwala również na wykonywanie analiz nieliniowych dotyczących żelbetowych elementów konstrukcyjnych ze szczególnym uwzględnieniem zróżnicowanych sprężysto-plastycznych charakterystyk materiałowych betonu i stali, rzeczywistego układu zbrojenia, wzajemnej współpracy obu materiałów oraz symulacji mechanizmu zniszczenia elementów. Pomimo to modelowanie elementów żelbetowych zginanych, skręcanych i ścinanych ciągle nie jest dość dobrze rozpoznany zjawiskiem, a uzyskiwane z modeli numerycznych wyniki nie zawsze są zgodne z wynikami badań doświadczalnych. Spowodowane to jest występującymi trudnościami w modelowaniu mechanizmów zniszczenia betonu w złożonym stanie naprężeń.

Celem niniejszej pracy jest analiza zgodności wyników otrzymanych z symulacji numerycznych belek żelbetowych jednocześnie zginanych, ścinanych i skręcanych, utworzonych z uwzględnieniem różnych modeli betonu z wynikami przeprowadzonych badań doświadczalnych. W pracy analizowano belki o zbrojeniu ukształtowanym na podstawie dwóch różnych modeli Strut and Tie (ST). Przedstawione analizy są kontynuacją zagadnień prezentowanych na konferencji w Krynicy w latach 2015 i 2016 [11], rozszerzone są o badania doświadczalne, walidację modeli numerycznych i analizę sztywności na skręcanie.

2. Analizowane belki

Przedmiotem analizy były belki wspornikowe oznaczone symbolem B1 i B2 o kształcie i obciążeniu, przedstawione na rys. 1.



Rys. 1. Analizowane belki wspornikowe

Fig. 1. Analyzed cantilever beams

Przedstawiony sposób zbrojenia belek wynika z przyjętego modelu ST. Dla belki B1 model ST stanowiła kratownica przestrzenna nawiązująca kształtem do kratownicy Leonhardta, w której ściskane krzyżulce betonowe wydzielone rysami ukośnymi są na każdym boku pionowym i poziomym nachylone do osi pręta pod kątem 45° . Pręty pionowe kratownicy to rozciągane zbrojenie w postaci strzemion. Pas górny i pas dolny kratownicy to odpowiednio zbrojenie rozciągane i ściskane pasy betonowe. Analogicznie dla belki B2 model ST stanowiła również kratownica przestrzenna, lecz ściskane krzyżulce betonowe przyjęto nachylone do osi pręta pod kątem $26,6^\circ$.

Belki zaprojektowano wstępnie z betonu C35/45. Wytrzymałość na ściskanie oraz moduł sprężystości betonu w wykonanych elementach wyznaczono na podstawie statycznej próby ściskania próbek sześciennych o boku 150mm. Wszystkie belki wykonano z tej samej partii betonu z której pobrano beton do oznaczenia parametrów wytrzymałościowych. Otrzymałą wytrzymałość na ściskanie, moduł sprężystości oraz gęstość objętościowa betonu, zestawiono w tabeli 1.

W celu oceny nośności i zmian sztywności belek B1 i B2 spowodowanej zginaniem, skręcaniem i ścinaniem analizowano zależności: przemieszczenie pionowe - siła oraz sztywność przekroju na skręcanie. Sztywności na skręcanie przekroju zarysowanego wyznaczono z zależność:

Tabela 1. Wytrzymałość na ściskanie, moduł sprężystości oraz gęstość objętościowa betonu w belkach B1 i B2

Table 1. Compression strength, modulus of elasticity and volumetric mass density of concrete for beams B1 and B2

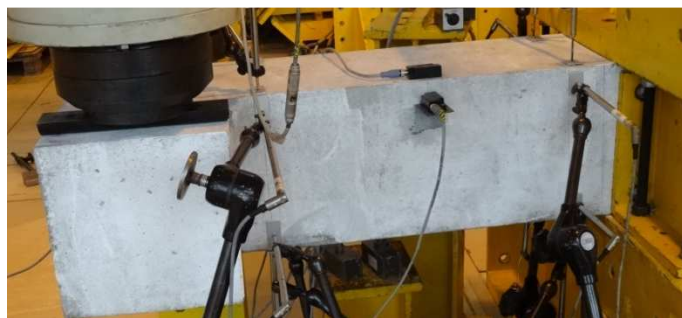
Właściwości materiałowe	Liczba próbek	Wartość średnia	Odchylenie standardowe
E_{cm} [MPa]	3	34 867	804
$f_{c,cube}$ [MPa]	6	64,0	3,2
ρ [kg/m ³]	6	2463	8,5

$$K = \frac{T}{\varphi} \quad (1)$$

gdzie: T – moment skręcający,
 φ – kąt skręcenia przekroju.

3. Badania doświadczalne

Program badań obejmował 2 serie belek oznaczone symbolem B1, B2. Dla celów statystycznych każda seria zawierała po 3 belki o takich samych parametrach tj. wytrzymałości betonu i sposobie zbrojenia. Badania doświadczalne belek przeprowadzono w Hali Laboratoryjnej Wydziału Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury Politechnik Rzeszowskiej. Przykładową belkę na stanowisku badawczym przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Belka na stanowisku badawczym

Fig. 2. Beam on the test stand

Podczas całego cyklu obciążania mierzono za pomocą czujników indukcyjnych i tensometrów: kąt skręcenia powierzchni bocznych w kierunku poziomym, kąt skręcenia powierzchni górnej w kierunku pionowym, przemieszczenia poziome i pionowe powierzchni dolnej, górnej i bocznej, naprężenia na powierzchni dolnej i bocznej. Dodatkowo do pomiarów odkształceń powierzchni

bocznej wykorzystano systemu cyfrowej korelacji obrazu 3D Q-450 firmy Dantec Dynamics z dwiema kamerami cyfrowymi.

Obciążenie w przyjętym programie badawczym narastało skokowo, co 5kN do 70% obciążenia niszczącego tj. około 70 kN. W kolejnej fazie obciążania przyrost siły był zmniejszony do 2 kN. W tabeli 2. zestawiono wartość: siłę niszczącą, maksymalny moment skręcający, pomierzone ugięcie, kąt obrotu płaszczyzny bocznej oraz informacje o zaobserwowanym zarysowaniu dla analizowanych belek.

Tabela 2. Wartość siły niszczącej- P_{max} , moment skręcający - T_{max} , ugięcie - u , kąt obrotu płaszczyzny bocznej - φ i opis zarysowania dla belek B1 i B2

Table 2. Load capacities - P_{max} , torsional moment - T_{max} , deflection - u , angle of rotation of the side plane - φ and description of the cracks for beams B1 and B2

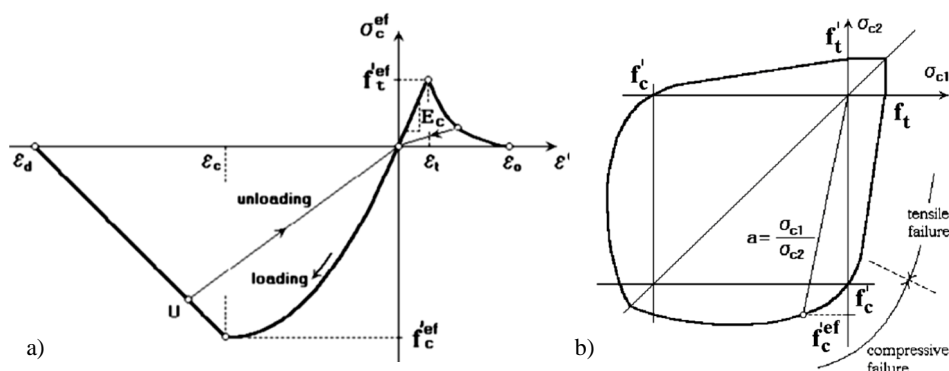
Element	P_{max} [kN]	T_{max} [kNm]	u [mm]	φ [deg/m]	Opis zarysowania	
B1	B 1.1	126,9	38,1	14,14	1,00	pierwsze mikrorysy od zginania – siła 50 kN, pierwsze rysy od ścinania i skręcania na pow. bocznej belki –siła 70kN, zniszczenie – dominująca rysa na pow. bocznej szerokości ponad 1,2mm.
	B 1.2	115,5	34,7	13,52	0,89	pierwsze mikrorysy od zginania – siła 50 kN, pierwsze rysy od ścinania i skręcania na pow. bocznej belki –siła 60kN, zniszczenie – dominująca rysa na pow. bocznej do 1,1 mm oraz oddzielenie betonu w strefie ściskanej
	B 1.3	120,4	36,1	13,48	0,99	pierwsze mikrorysy od zginania – siła 55 kN, pierwsze rysy od ścinania i skręcania na pow. bocznej belki –siła 75kN, zniszczenie - rysa o szerokości ponad 1,2 mm
B2	B 2.1	93,3	28,0	10,25	0,81	pierwsze mikrorysy od zginania – siła 60 kN, pierwsze rysy od ścinania i skręcania na pow. bocznej belki –siła 75kN, zniszczenie – dominująca rysa ukośna szerokości ponad 1,0 mm
	B 2.2	103,5	31,0	11,94	0,92	pierwsze mikrorysy od zginania – siła 65 kN, pierwsze rysy od ścinania i skręcania na pow. bocznej belki –siła 75kN, zniszczenie – dominująca rysa ukośna szerokości ponad 1,0 mm
	B 2.3	105,2	31,6	14,36	1,01	pierwsze mikrorysy od zginania – siła 65 kN, pierwsze rysy od ścinania i skręcania na pow. bocznej belki –siła 85kN, zniszczenie – dominująca rysa ukośna szerokości ponad 1,1 mm

4. Analiza numeryczna

Analizę numeryczną belek wykonano w programie ATENA 3D - Studio. Do nieliniowej analizy belek żelbetowych wykorzystano trzy modele betonu

opisujące zależność $\sigma - \varepsilon$ w złożonym stanie naprężenia. Przyjęto następujące modele betonu:

- model do analizy nieliniowej zaproponowany w Eurokodzie 2 [10],
- model „cementitious 1”, zaproponowany w programie ATENA bazujący na zaleceniach Model Code 2010 [12] i Model Code 90 [13] – rys. 3.,
- model „cementitious 2”, zmodyfikowany przez użytkownika model betonu „cementitious”.



Rys. 3. Związki opisujące modelu „cementitious 1” a) zależność $\sigma - \varepsilon$ w jednoosiowym stanie naprężenia, b) powierzchnia graniczna w dwuosiowym stanie naprężenia [14]

Fig. 3. Relationship for “cementitious” concrete model, a) for uniaxial stress- strain law, b) biaxial stress failure criterion [14]

Związki opisujące zależność $\sigma - \varepsilon$ w złożonym stanie naprężenia w modelu „cementitious 2”, są analogiczne do zaleceń podanych w modelu „cementitious 1”, ale o parametrach materiałowych ustalonych doświadczalnie lub zmodyfikowanych przez użytkownika. Model ten opisuje zachowanie się betonu w konstrukcjach zbrojonych ze szczególnym uwzględnieniem [14] obniżenia wytrzymałości na ściskanie przy zarysowaniu, usztywniającym wpływie betonu w strefie rozciąganej po zarysowaniu oraz zmianie sztywności na ściskanie po zarysowaniu. Podstawowe parametry opisujące przyjęte modele betonu zestawiono w tabeli 3.

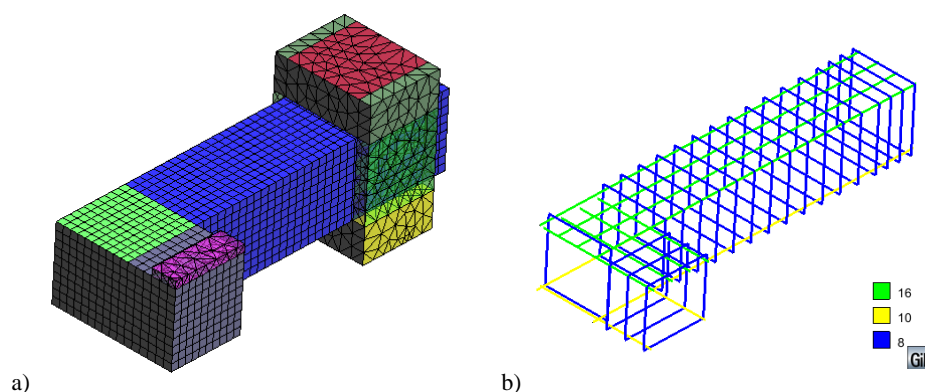
Zbrojenie zamodelowano wykorzystując model materiałowy „reinforcement”, zapewniający przyczepność między betonem i zbrojeniem. Model numeryczny belki B1 przedstawiono na rys. 4.

Analiza numeryczna poprzedzona była oceną wrażliwości wymiarów siatki elementów skończonych. W analizowanych modelach, obciążenie narastało skokowo w 50 krokach. Do rozwiązania nieliniowego układu równań równowagi, podczas symulacji numerycznych wykorzystano metodę długości łuku Crisfielda, jako najbardziej odpowiednią do analizy zarysowanych belek żelbetonowych obciążonych siłą skupioną [14, 15].

Tabela 3. Właściwości materiałowe w modelach betonu

Table 3. Material properties in concrete models

	Model betonu		
	EC-2	MC - Cementitious	Cementitious 2
f_c lub f_c^{ef} – wytrzymałość na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężeń [MPa]	64	55,6	64
E_c – moduł sprężystości [MPa]	38000	38088	34867
f_t lub f_t^{ef} – wytrzymałość na rozciąganie w jednoosiowy stanie naprężeń [MPa]	4,2	3,94	4,5
ν – współczynnik Poissona	0,2	0,2	0,15
G_f – energia pęknięcia [N/m]	105	150	124
ρ – gęstość betonu [kg/m ³]	2300	2300	2463
ϵ_{c1} – graniczne odkształcenia sprężysto-plastyczne [‰]	8,7	12,5	10,2



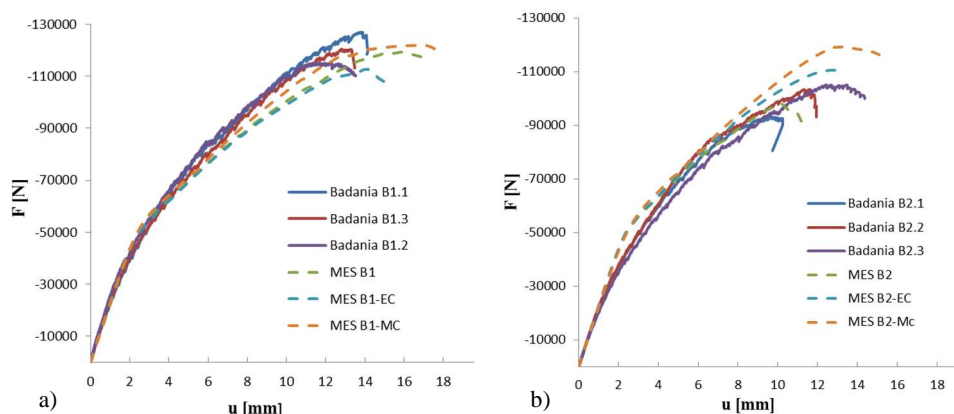
Rys. 4. Model numeryczny belki B1 a) siatka MES, b) model zbrojenia

Fig. 4. Numerical model of beam B1 a) MES grid, b) reinforcement model

5. Analiza wyników badań numerycznych i doświadczalnych

Na rysunku 5a przedstawiono porównanie nieliniowych zależności obciążenie – przemieszczenie pionowe powierzchni dolnej belek typu B1 otrzymane w analizach numerycznych i doświadczeniach. Natomiast na rys. 5b przedstawiono porównanie nieliniowych zależności obciążenie – przemieszczenie pionowe powierzchni dolnych dla belek typu B2.

Liniami ciągłymi przedstawiono zależności obciążenie - przemieszczenie uzyskane z badań doświadczalnych natomiast liniami przerywanym wyniki z symulacji numerycznych z uwzględnieniem różnych modeli betonu tj. MES B1, MES B2- model betonu “cementitious 2”, MES B1-EC, MES B2-EC – model betonu wg. EC2 [10] oraz MES B1-MC, MES B2-MC – model betonu “cementitious” wg. Model Code [12,13].



Rys. 5. Zależności obciążenie – przemieszczenie pionowe z analiz numerycznych i doświadczeniach, a) belki B1, b) belki B2

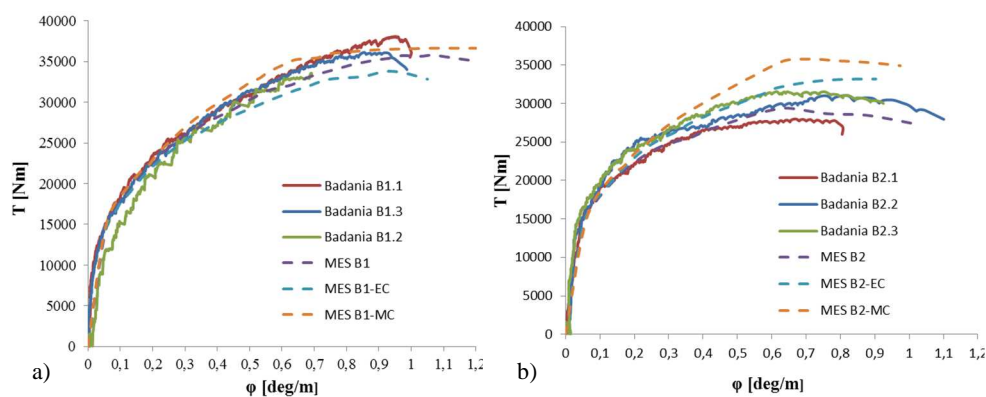
Fig. 5. The load - vertical displacement relationship of numerical analysis and experiments, a) beams B1, b) beams B2

Model numeryczny belki B1 w obszarze naprężeń sprężystych i po zarysowaniu charakteryzuje się prawie taką samą sztywnością jak belek eksperymentalnych B1.1, B1.2 i B1.3. Największe różnice w wykresie obciążenie – przemieszczenie występują dla obciążeń większych od 75 kN tj. w sytuacji, gdy dominujące są rysy ukośne.

Przedstawiona na rys. 5b zależność obciążenie – przemieszczenie dla belki B2 w obszarze naprężeń sprężystych jest zgodna z wynikami badań doświadczalnych. Największa różnica w wykresie obserwowana jest dla siły od 40 do 70 kN. Następnie dla obciążenia ponad 70 kN i zmodyfikowanego modelu betonu („cementitious 2”) uzyskano pełną zgodność z wynikami badań doświadczalnych. Najmniejsza zgodność modelu numerycznego z wynikami badań doświadczalnych występuje dla modelu betonu „cementitious” wg Model Code.

Na rysunkach 6a i 6b przedstawiono sztywność na skręcanie przekroju zarysowanego belek B1 i B2, uzyskaną z symulacji numerycznych dla różnych modeli betonu i badań doświadczalnych.

Numeryczna belka B1 niezależnie od przyjętego modelu betonu charakteryzuje się prawie taką samą sztywnością na skręcanie jak belki eksperymentalne B1.1, B1.2 i B1.3. Gorsze dopasowanie występuje dla belki B2. Jednostkowy kąt skręcenia dla modeli numerycznych i badań doświadczalnych jest zbliżony, wynosi od 0,81 deg/m do 1,1 deg/m. Natomiast moment skręcający uzyskany dla modelu betonu „cementitious” wg Model Code jest o 15% większy od uzyskanego w badaniach doświadczalnych. Dla zmodyfikowanego modelu betonu („cementitious 2”) sztywność na skręcanie modelu numerycznego jest bardzo bliska sztywności uzyskanej na podstawie badań doświadczalnych belek B2.1, B2.2 i B2.3.

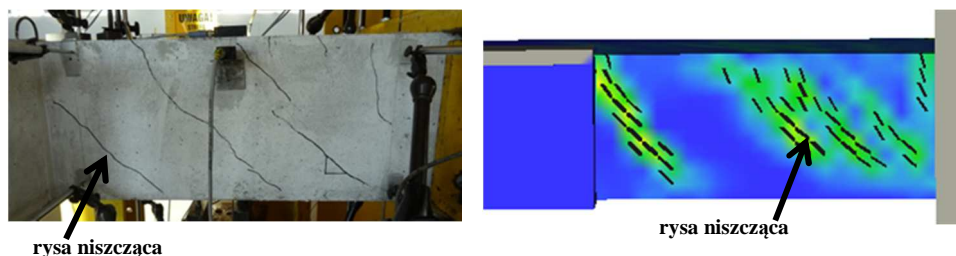


Rys. 6. Sztywności na skręcanie belek w analizach numerycznych i doświadczalnych, a) belki B1, b) belki B2

Fig. 6. Torsional stiffness of beams in numerical and experimental analyzes, a) beams B1, b) beams B2

Na rysunku 7. przedstawiono obraz zarysowania belki B2.3 i numerycznego modelu belki B2 dla wartości obciążeń od 80 do 90 kN.

Otrzymane wyniki numeryczne obszarów zarysowanych dla wszystkich analizowanych belek są jakościowo zgodne co do: usytuowania, kierunku i koncentracji rys z wynikami doświadczalnymi.



Rys. 7. Zarysowanie belki B2.3 dla obciążenia od 80 do 90 kN

Fig. 7. Cracks of beam for load from 80 to 90 kN

Również schematy zarysowania uzyskane w rozwiązaniu numerycznym jakościowo dobrze odpowiadają opisom mechanizmu zniszczenia w belkach doświadczalnych. Istnieją jednak pewne niezgodności co do ostatecznego ukształtowania się rysy dominującej. Dla wszystkich belek B2 i dwóch belek B1 w badaniach doświadczalnych była to ostanina z rys jak pokazano na rys. 7., natomiast dla jednej belek B1 rysa niszcząca ukształtowała się w środku belki.

6. Wnioski

Podsumowując przeprowadzone badania doświadczalne i analizy numeryczne belek o zbrojeniu ukształtowanym na podstawie model ST, różniących się kątem nachylenia krzyżulców ściskanych, tj. 45° dla belek B1 i $26,6^\circ$ dla belek B2, można sformułować następujące wnioski szczegółowe:

- Średnia nośność belek B1 w badaniach doświadczalnych wynosiła 120,9 kN przy współczynniku zmienności 3,9%, natomiast dla belek B2 nośność średnia wynosiła 100,7 kN przy współczynniku zmienności 5,1%.
- Pomierzone ugięcia belek, charakteryzuje większa zmienność. Dla belek B1 wartość średnia ugięcia z trzech pomiarów wynosi 13,7 mm przy współczynniku zmienności tylko 2% natomiast dla belek B2 wartość średnia ugięcia wynosi 12,2 mm przy współczynniku zmienności 13,8%.
- Wyznaczona na podstawie zależność (1) średnia sztywność na skręcanie belek B1 jest o 12% większa od średniej sztywność na skręcanie belek B2. Uwzględniając jednak współczynnik zmienności wyników, odpowiednio dla belek B1 3% i dla belek B2 5%, nie są to istotne różnice.
- Otrzymane z badań doświadczalnych obrazy zarysowania dla wszystkich analizowanych belek są jakościowo zgodne, co do usytuowania i koncentracji rys. Nie zaobserwowano wpływu sposobu zbrojenia na morfologię zarysowania. Rysy ukośne w badanych belkach były nachylone pod kątem około 37° do osi podłużnych belek B2 i 41° do osi belek B1.
- Modele numeryczne belek żelbetowych dla modelu betonu zmodyfikowanego (cementitious 2") mają największą zgodność z wynikami doświadczalnymi w całym zakresie obciążenia belek. Różnice pomiędzy średnim obciążeniem granicznym uzyskanym w obliczeniach numerycznych a wynikami doświadczalnymi, dla belki B2 wynoszą 3%, natomiast dla belki B1 2%.
- Numeryczne modele belek charakteryzują się inną sztywnością na zginanie i skręcanie od belek doświadczalnych. Zaobserwowane ugięcia w modelach numerycznych dla zmodyfikowanego modelu betonu są o około 25% większe od uzyskanych z badań doświadczalnych.

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych i analiz można sformułować wnioski ogólne:

- Wybór modelu ST ma wpływ na wartość obciążenia granicznego belek.
- W analizach numerycznych wybór modelu betonu dla elementów pracujących w złożonym stanie naprężeń tj. elementów skręcanych i ścinanych powinien uwzględniać skomplikowany charakter zjawiska i wymaga walidacji doświadczalnej.

Literatura

- [1] Rausch E., *Drillung (Torsion), Shub and Scheren im Stahlbetonbau*, VDI Verlag, Dusseldorf, 1953.
- [2] Zia P, Mcgee W.D *Torsion Design of Prestressed Concrete*, PCI Journal, 19 (2): 46-64, 1974.
- [3] Hsu T.T.C., *Torsion of Structural Concrete*, ACI SP-18, 1968.
- [4] Ciężak T., *Rozwarcie rys w skręcanych elementach żelbetowych*, Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej 218. Budownictwo 40. Lublin 1990.
- [5] Godycki-Ćwirko T., *Mechanika betonu*, Arkady, Warszawa 1982.
- [6] Kamiński M., Pawlak W., *Load capacity and stiffness of angular cross section reinforced concrete beams under torsion*, Archives of civil and Mechanical Engineering, vol . XI, No.4, p.885-903, 2011.
- [7] Budzyński W., *Propozycja obliczania szerokości rys ukośnych w elementach żelbetowych jednocześnie skręcanych i ścinanych*, Budownictwo i Architektura 2 (2008) 37-64, 2008.
- [8] Seruga A, Sokal P. *Skręcane elementy z betonu sprężonego w świetle badań doświadczalnych*, Czasopismo Techniczne Politechniki Krakowskiej – Budownictwo, zeszyt 21, 2012.
- [9] Kosińska A., Nowakowski A.B, *Doświadczalne badania żelbetowych elementów poddanych skręcaniu*, Wydawnictwo Politechnik Łódzkiej, zeszyt nr 10, Łódź 2001.
- [10] PN-EN-1992-1-1: 2008 : Eurokod 2: „Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [11] Buda-Ozóg L. *Ocena nośności skręcanych i ścinanych belek projektowanych z wykorzystaniem modeli ST*, Materiały Budowlane 08/2016, str. 100-102.
- [12] *Pre-norma Konstrukcji Betonowych*, fib Model Code 2010, Kraków 2014.
- [13] CEB-FIB Model Code 1990, Bulletin d'information No.195,196.
- [14] *ATENA Program Documentation, Theory*, Praga 2014.
- [15] Smarzewski P., *Analiza numeryczna niesprężystych belek żelbetowych z betonu wysokiej wytrzymałości o niskim stopniu zbrojenia*, Budownictwo i Architektura 4 (2009) 5-30, 2009.

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER SHEAR AND TORSION

Summary

The paper presents experimental research and numerical simulations of reinforced concrete beams simultaneously exposed to torsional moment, a bending moment and a shear force. Cantilever concrete beams, made in a real scale with cross section 30x30 cm were analysed. Reinforcement in the beams was formed on the basis of two different STMs (Strut and Tie Models). For the beam B1, the ST model was a spatial truss, in which the concrete compression diagonal struts, separated by cracks were inclined to the axis of the chords at the angle of 45°. The vertical elements of the truss represent reinforcement in the form of stirrups. The top and bottom chords of the truss represent tension reinforcement and compressed elements. Analogously to the beam B2,

the ST model was a spatial truss but in the third STM, the diagonal struts were inclined at the angle of 26.6° .

Experimental tests of 6 reinforced concrete beams were performed in the laboratory of The Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture at Rzeszow University of Technology. In order to assess the load bearing capacity and changes in stiffness of the beams due to bending, torsion and shear, the dependencies: vertical displacement - loading and stiffness of the cross section under torsion were analysed. Numerical simulations of the investigated beams by means of the program ATENA 3D were made. Three models of concrete were used for nonlinear analysis of reinforced concrete beams: the nonlinear concrete model proposed in Eurocode 2, the concrete model "cementitious" proposed in the ATENA program and the concrete model "cementitious 2" with the modification by the user.

Compatibility between the load bearing capacity obtained in numerical simulations and experimental results was observed. On the other hand, the results obtained from numerical analysis showed slightly different flexural stiffness and stiffness under torsion of the beams compared with the experimental results. On the basis of the experimental research and numerical simulations, a significant influence of ST models on the bearing capacity of the beams was demonstrated.

Keywords: torsion, shear, ST models, beams, reinforced concrete, MES

Przesłano do redakcji: 01.06.2017 r

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r

Michał GOŁDYN¹
Tadeusz URBAN²

KOMENTARZ DO ZASAD OBLICZANIA PŁYT NA PRZEBICIE W STREFIE SŁUPÓW NAROŻNYCH WEDŁUG EUROKODU 2

W artykule omówiono zasady obliczania na przebicie płyt w strefie słupów narożnych. Omówiono cztery metody określania naprężeń stycznych, wynikających z działania momentu niezerównoważonego, przekazywanego z płyty na słup. Przedstawiono przykład liczbowy ilustrujący różnice w rozkładzie naprężeń stycznych na długości obwodu kontrolnego w zależności od zastosowanej procedury obliczeniowej. Dokonano porównania wyników obliczeń z rezultatami badań eksperymentalnych. Pokazano, iż w większości przypadków stosowanie zasad Eurokodu 2 prowadzi do wyników po stronie bezpiecznej, aczkolwiek rzeczywiste nośności zostały w wielu przypadkach znacznie niedoszacowane – w szczególności dotyczyło to obliczeń metodą ogólną. Najlepszą zgodność, przy zarazem satysfakcjonującym poziomie bezpieczeństwa obliczeń, uzyskano w przypadku zastosowania metody zredukowanych obwodów kontrolnych. Na podstawie przeprowadzonych analiz zalecono ponadto ograniczenie wartości współczynnika k , uwzględniającego udział mechanizmu przebicia w przekazywaniu momentu niezerównoważonego z płyty na słup.

Słowa kluczowe: przebicie, ustroje płytowo – słupowe, słupy narożne, Eurokod 2, moment niezerównoważony, naprężenia styczne

1. Wprowadzenie

Jedno z najbardziej newralgicznych miejsc w ustrojach płytowo – słupowych stanowią strefy podporowe, w których dochodzi do koncentracji sił wewnętrznych mogących doprowadzić do przebicia. W Eurokodzie 2 [7] precyzyjnie określono zasady obliczeń dotyczących przebicia w strefie podpór wewnętrznych, kiedy mimośród obciążenia wynikający z działania momentów niezerównoważonych, przekazywanych z płyty na słup, jest stosunkowo niewielki. Zupełnie inna sytuacja ma natomiast miejsce w przypadku słupów narożnych.

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Michał Gołdyn, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. (42) 631-35-80, e-mail: michal.goldyn@p.lodz.pl

² Tadeusz Urban, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. (42) 636-19-84, e-mail: tadeusz.urban@p.lodz.pl

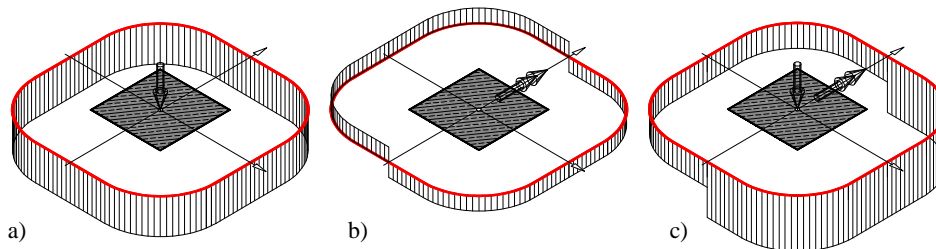
Ze względu na kształt połączenia, w typowych sytuacjach projektowych wypadkowy mimośród obciążenia e wynosi około $0,75 \div 2,0c$ (gdzie c jest długością boku słupa). W ujęciu procedur obliczeniowych znacznemu zwiększeniu ulega wówczas wpływ niezrównoważonego momentu zginającego na rozkład naprężeń stycznych na obwodzie kontrolnym. Analiza przebiecia w strefie słupów narożnych jest w przypadku stosowania metody ogólnej dość skomplikowana, dlatego też autorzy Eurokodu 2 umożliwili korzystanie z alternatywnych metod uproszczonych – zredukowanych obwodów kontrolnych oraz stałych współczynników β . Celem artykułu jest odpowiedź na pytanie, czy zasady dotyczące analizy przebiecia w strefie słupów narożnych według Eurokodu 2 są bezpieczne, a także czy wszystkie proponowane podejścia obliczeniowe dają zbieżne rezultaty.

2. Określanie naprężeń stycznych według Eurokodu 2

W analizie przebiecia według Eurokodu 2 [7] zakłada się plastyczny rozkład naprężeń stycznych na długości obwodu kontrolnego, nawiązujący do koncepcji *Masta* [5]. Przyjmuje się, iż całkowite naprężenia styczne stanowią superpozycję naprężeń wywołanych przebieciem osiowym $v_{Ed}(V)$ (wywołanych działaniem siły poprzecznej V_{Ed}) i mimośrodowym $v_{Ed}(M)$ (wywołanym działaniem momentu niezrównoważonego ΔM_{Ed}) – patrz rys. 1. Wpływ drugiego składnika jest zależny od kształtu i położenia słupa oraz sztywności giętej i skrętnej węzła płytowo – słupowego. W przypadku przebiecia mimośrodowego maksymalne naprężenia styczne na długości obwodu kontrolnego opisane są następująco:

$$v_{Ed} = v_{Ed,V} + v_{Ed,M} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = \left(1 + k \frac{\Delta M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1} \right) \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (1)$$

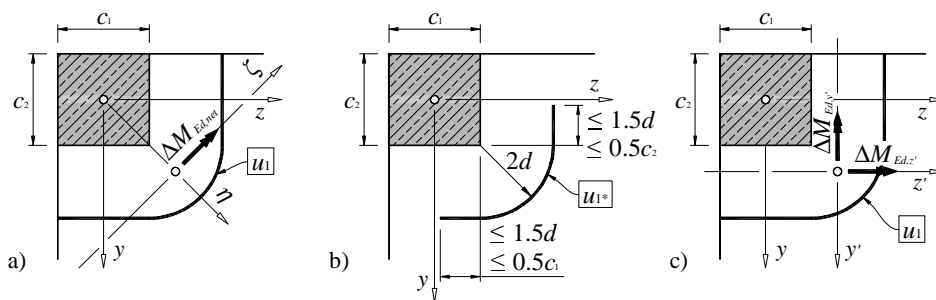
gdzie: β – współczynnik zwiększający naprężenia styczne z uwagi na działanie momentu niezrównoważonego ΔM_{Ed} ,
 V_{Ed} – reakcja przekazywana z płyty stropowej na słup,
 ΔM_{Ed} – moment zginający przekazywany z płyty na słup,
 u_1 – długość podstawowego obwodu kontrolnego (w odległości $2d$ od krawędzi podpory),
 W_1 – wskaźnik podstawowego obwodu kontrolnego u_1 ,
 d – średnia wysokość użyteczna płyty,
 k – współczynnik wyrażający udział naprężeń stycznych (mechanizm przebiecia) w przekazywaniu oddziaływania ΔM_{Ed} na słup; pozostała część $(1 - k)$ momentu niezrównoważonego ΔM_{Ed} jest przekazywana na słup poprzez zginanie i skręcanie, które wywołują w płycie naprężenia normalne i nie prowadzą do wzrostu naprężeń stycznych v_{Ed} .



Rys. 1. Teoretyczny rozkład naprężeń stycznych na długości obwodu kontrolnego u_1 wokół słupa wewnętrznego, wywołanych działaniem: a) siły osiowej V_{Ed} , b) niezrównoważonego momentu zginającego ΔM_{Ed} , c) obu wymienionych oddziaływań

Fig. 1. Theoretical distribution of shear stresses along control perimeter u_1 , around internal column, resulted from: a) axial force V_{Ed} , b) unbalanced bending moment ΔM_{Ed} , c) the combined action of the two aforementioned effects

W przypadku analizy przebiecia płyt stropowych o nieregularnej siatce podpór a także gdy poprzeczna sztywność konstrukcji zależy głównie od współpracy płyt stropowych i słupów, należy korzystać z metody ogólnej, opisanej równaniem (1). Podejście to jest najbardziej czasochłonne i skomplikowane. Wymaga ustalenia wskaźnika W_1 , liczonego względem osi działania wypadkowego momentu zginającego $\Delta M_{Ed,net}$, przechodzącej jednocześnie przez środek ciężkości obwodu kontrolnego – patrz rys. 2a. Z uwagi na złożoność kształtu obwodu kontrolnego najbardziej praktyczne wydaje się w tym przypadku skorzystanie z programu komputerowego typu CAD. Procedurę tę należy powtórzyć każdorazowo dla zestawów sił odpowiadających (V_{Ed} , $M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$).



Rys. 2. Układy współrzędnych oraz obwody kontrolne uwzględnianie przy określaniu wpływu momentu niezrównoważonego w metodzie: a) ogólnej, b) obwodów zredukowanych, c) superpozycji wg [2]

Fig. 2. Coordinate systems and control perimeters considered by determining the effects of action of unbalanced moment according to: a) general method, b) method of reduced basic control perimeters, c) method of superposition by [2]

Autorzy normy, prawdopodobnie świadomi trudności, jakie stwarza może korzystanie z metody ogólnej w przypadku analizy przebiecia w strefie słupów

krawędziowych i narożnych, zaproponowali dwie metody uproszczone. W pierwszej z nich, tzw. metodzie obwodów zredukowanych, zakłada się równomierny rozkład naprężeń stycznych, wywołanych łącznym działaniem siły przebijającej V_{Ed} i momentu niezrównoważonego ΔM_{Ed} , na długości zredukowanego obwodu kontrolnego u_{1*} . Stanowi on fragment podstawowego obwodu kontrolnego u_1 w sąsiedztwie wewnętrznego naroża słupa – patrz rys. 2b. Naprężenia styczne określone są następująco:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_{1*}d} = \frac{u_1}{u_{1*}} \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{1*}d} \quad (2)$$

Druga z metod uproszczonych, tzw. metoda stałych współczynników β , może być stosowana jedynie w przypadku analizy konstrukcji nieprzesuwnych, o regularnej siatce podpór, gdy rozpiętości sąsiednich przęseł różnią się o nie więcej niż 25%. Jest to najprostszy ze sposobów uwzględnia wpływu niezrównoważonego momentu zginającego – naprężenia wywołane przebiciem osiowym zwiększa się bowiem o pewną stałą wartość, równą w przypadku podpór narożnych $\beta = 1,50$. Zdaniem *Heggera* i in. [4] stosowanie metod uproszczonych może prowadzić do wyników po stronie niebezpiecznej, dlatego też ich stosowanie zostało zakazane w normie niemieckiej DIN-EN 1992-1-1 [2]. W zamian zaproponowano alternatywny sposób określania współczynnika β , wprowadzając wyrażenie (6.39.1):

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_{y'} \frac{\Delta M_{Ed,y'} u_1}{V_{Ed} W_{1,y'}}\right)^2 + \left(k_{z'} \frac{\Delta M_{Ed,z'} u_1}{V_{Ed} W_{1,z'}}\right)^2} \quad (3)$$

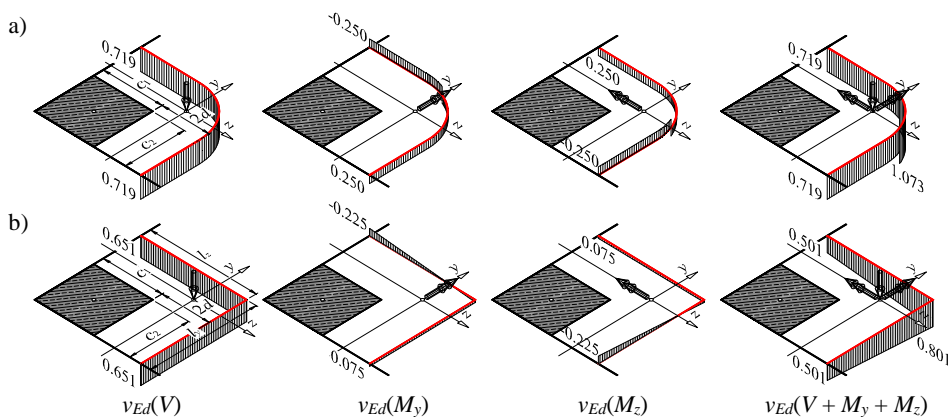
Stosowane oznaczenia są analogiczne jak w wyrażeniu (1), przy czym wielkości k_i , $\Delta M_{Ed,i}$ oraz $W_{1,i}$ należy ustalać względem obu osi, równoległych do swobodnych krawędzi płyty i przechodzących przez środek ciężkości obwodu kontrolnego u_1 – patrz rys. 2c. Podejście DIN-EN 1992-1-1 [2] zakłada superpozycję efektów oddziaływań momentów zginających M_y oraz M_z , działających względem osi równoległych do obu krawędzi płyty. Taki sposób analizy ściśle nawiązuje do postanowień amerykańskich ACI 318-14 [1], w których naprężenia styczne na długości obwodu kontrolnego, położonego w odległości $0,5d$ od krawędzi słupa, opisano następującą funkcją:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} \pm \gamma_{vy} \frac{M_{uy} \cdot z}{J_y} \pm \gamma_{vz} \frac{M_{uz} \cdot y}{J_z} \quad (4)$$

gdzie: V_{Ed} – reakcja przekazywana z płyty stropowej na słup,
 A_c – pole powierzchni przekroju kontrolnego,

- M_{ui} – momenty zginające działające względem osi równoległych do krawędzi płyty, przechodzących przez środek ciężkości obwodu kontrolnego,
 y, z – odległości punktów położonych na obwodzie kontrolnym od osi działania momentów zginających – odpowiednio M_{uz} oraz M_{uy} ,
 J_y, J_z – cechy geometryczne obwodu kontrolnego, analogiczne do momentów bezwładności, liczonych względem osi działania momentów zginających,
 γ_{vi} – współczynniki uwzględniające udział naprężeń stycznych (mechanizm przebiecia) w przekazywaniu niezrównoważonego momentu zginającego na słup.

Podstawowa różnica polega jednak na tym, iż norma amerykańska ACI 318-14 [1] zakłada liniowy rozkład naprężeń stycznych, podczas gdy w Eurokodzie 2 [7] operuje się rozkładem plastycznym. Stosowanie superpozycji jest wówczas pozbawione sensu fizycznego i zdaniem autorów nieuprawnione. Może bowiem prowadzić do przekłamań przy określaniu rozkładu naprężeń stycznych. Wskutek działania momentów niezrównoważonych naprężenia styczne powinny ulegać zmniejszeniu w miarę zbliżania się do krawędzi płyty, natomiast wartość maksymalną powinny osiągać w sąsiedztwie wewnętrznego naroża słupa. Na rysunku 3. pokazano naprężenia styczne określone zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [7] oraz ACI 318-14 [1] (w obu przypadkach przyjęto obwody kontrolne w odległości $2d$ od krawędzi słupa).



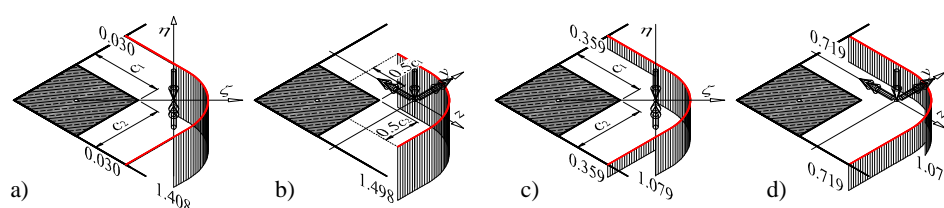
Rys. 3. Naprężenia styczne wynikające z działania: siły poprzecznej V , momentu zginającego M_y , momentu zginającego M_z , łącznego działania wspomnianych sił, określone według: a) DIN-EN 1992-1-1 [2], b) procedury nawiązującej do zasad ACI 318-14 [1]

Fig. 3. Shear stresses resulted from acting of: shear force V , bending moment M_y , bending moment M_z , c) the combined action of the aforementioned effects, according to: a) DIN-EN 1992-1-1 [2], b) procedure referring to principles of ACI 318-14 [1]

Stosowanie reguł DIN-EN 1992-1-1 [2] prowadzi jedynie do zwiększenia naprężeń stycznych w sąsiedztwie wewnętrznego naroża słupa. Współczynnik zwiększający naprężenia styczne z uwagi na działanie momentu niezerównoważonego $1,073/0,719 = 1,49$ jest przy tym o około 20% wyższy od ustalonego według procedury nawiązującej do ACI 318-14 ($0,801/0,651 = 1,23$).

3. Porównanie procedur obliczeniowych

Wszystkie przedstawione procedury określania naprężeń wywołanych przebieciem mimośrodowym powinny oczywiście dawać wynik zbieżny. Chociaż można się było spodziewać się, że wyniki obliczeń metodami uproszczonymi będą większe od ustalonych metodą ogólną. W celu porównania wspomnianych metod obliczeniowych rozważono płytę w strefie słupa narożnego o przekroju kwadratowym ($c = 400$ mm), połączonego z płytą o grubości 200 mm ($d = 160$ mm). Przyjęto następujące reakcje: $V_{Ed} = 150,0$ kN, $M_{Ed,col,y} = M_{Ed,col,z} = 65,0$ kNm. Uzyskane rozkłady naprężeń stycznych pokazano na rys. 4. Na podstawie obliczeń metodą ogólną i metodą zredukowanych obwodów kontrolnych otrzymano podobne wartości naprężeń maksymalnych, a także zbliżony rozkład naprężeń stycznych (koncentracja w strefie wewnętrznego naroża słupa). Podobnie naprężenia styczne określone metodą stałych współczynników β oraz według propozycji DIN-EN 1992-1-1 [2] okazały się bardzo zbliżone, jednak mniejsze aż o około 30% od wartości ustalonych zgodnie z dwiema pierwszymi procedurami. Widoczna jest w tym przypadku także znaczna różnica w rozkładzie naprężeń. W przypadku metody stałych współczynników β naprężenie minimalne na krawędzi płyty stanowiło 33% wartości maksymalnej, podczas gdy zgodnie z procedurą niemiecką wynosiło 67% wartości maksymalnej. Sugeruje to znacznie mniejszy wpływ momentu niezerównoważonego na rozkład naprężeń stycznych niż wynikałoby to z analiz prowadzonych zgodnie z pozostałymi procedurami – por. rys. 4a ÷ c.



Rys. 4. Rozkład naprężeń stycznych ustalonych zgodnie z procedurami Eurokodu 2: a) metodą ogólną, b) metodą zredukowanych obwodów kontrolnych, c) metodą stałych współczynników β , d) metodą superpozycji wg [2]

Fig. 4. Distribution of shear stresses determined according to Eurocode 2 principles: a) general method, b) method of reduced basic control perimeters, c) method of constant β factors, c) method of superposition by [2]

4. Procedury normowe w świetle wyników badań

Znaczne rozbieżności pomiędzy wynikami obliczeń stanowiły przesłankę do porównania procedur obliczeniowych z wynikami badań eksperymentalnych, dotyczących przebicia płyt w strefie słupów narożnych. Ze względu na znaczną trudność zbadania takich modeli, w literaturze dostępnych jest stosunkowo niewiele wyników badań. W analizie skorzystano z rezultatów prac Walkera i Regana [9] oraz Zaghloola i de Paivy [10]. Charakterystykę modeli badawczych zamieszczono w Tabelicy 1.

Tabela 1. Charakterystyka modeli rozważanych w badaniach [9] oraz [10]

Table 1. Characteristics of specimens considered in investigations [9] and [10]

Model		c [mm]	d [mm]	f_{cm} [N/mm ²]	ρ_l [%]	V_{exp} [kN]	M_{exp} [kNm]	e [mm]	e/c [-]
Walker i Regan [9]	SC1	300	100	43,3	0,65	81,5	35,6	437	1,458
	SC2	300	100	47,9	0,42	74,8	33,9	454	1,513
	SC3	300	100	37,4	0,84	74,2	44,7	602	2,008
	SC4	220	100	40,8	0,65	63,8	23,6	370	1,683
	SC5	220	100	46,5	0,93	82,2	26,6	323	1,470
	SC6	220	100	45,5	0,00	79,0	35,9	455	2,067
	SC7	220	100	43,8	0,93	82,2	39,0	475	2,158
Zaghlool i de Paiva [10]	Z-I(1)	178	120	32,7	1,23	74,3	27,1	365	2,052
	Z-II(1)	267	120	33,0	1,23	137,9	54,5	395	1,480
	Z-II(2)	267	120	33,4	1,65	177,2	75,6	426	1,597
	Z-II(3)	267	120	27,7	2,23	177,9	82,1	461	1,727
	Z-II(6)	267	120	33,6	1,23	82,3	55,1	669	2,506
	Z-II(8)	267	120	36,1	1,23	139,0	54,6	393	1,470
	Z-III(1)	356	120	33,6	1,23	179,7	74,6	415	1,166

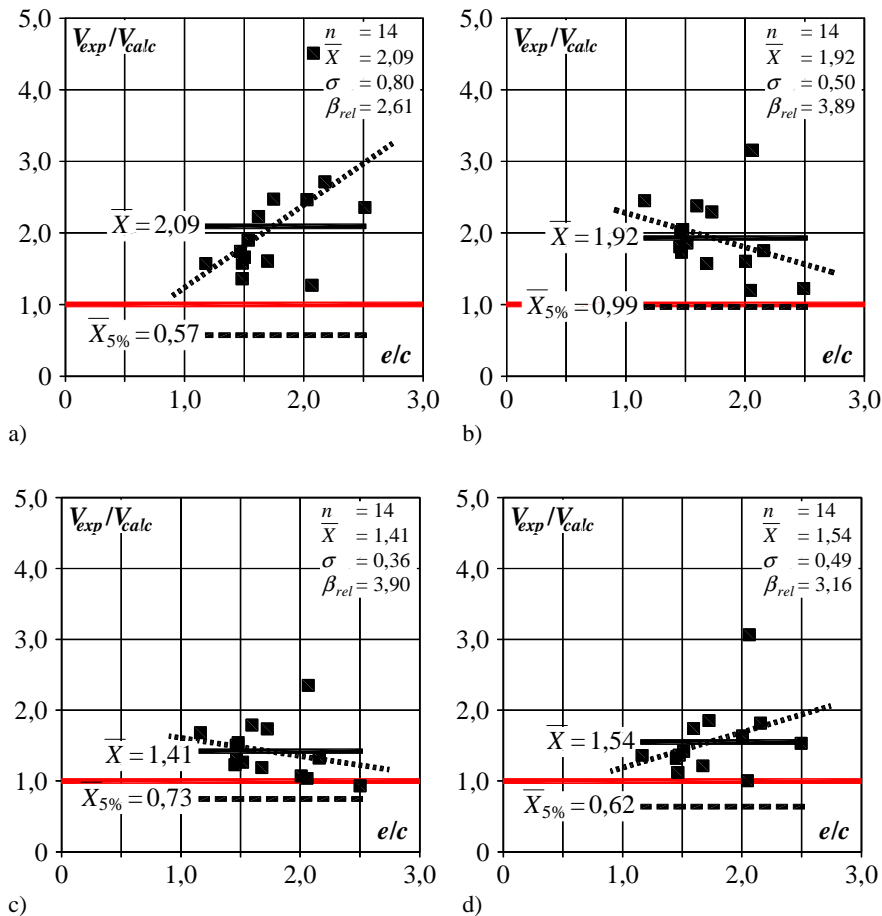
c – szerokość słupa, d – wysokość użyteczna, f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu płyty na ściskanie, ρ_l – średni stopień zbrojenia podłużnego płyty, V_{exp} – maksymalne obciążenie płyty, M_{exp} – maksymalny moment niezerównoważony związany z obciążeniem V_{exp} , e – mimośród obciążenia płyty

Teoretyczną nośność odpowiadającą przebiciu osiowemu określono zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [7]:

$$V_R = v_{R,c} \cdot ud = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,18k \sqrt[3]{100\rho_l f_{cm}} \\ 0,035\sqrt{k^3 f_{cm}} \end{array} \right. \cdot ud \quad (5)$$

gdzie: k – współczynnik uwzględniający efekt skali: $k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,0$,
 ρ_l – średni stopień zbrojenia podłużnego płyty,
 f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu płyty na ściskanie,
 u – długość obwodu kontrolnego (u_1 lub u_{1*} , zależnie od metody obliczeń),
 d – średnia wysokość użyteczna płyty.

W celu uwzględnienia wpływu działania niezrównoważonego momentu zginającego, nośność przy przebiciu osiowym V_R redukowano za pomocą współczynnika β , określonego zgodnie z przedstawionymi wcześniej procedurami obliczeń. Na rysunku 5. pokazano zależność pomiędzy rzeczywistymi nośnościami modeli V_{exp} a wartościami teoretycznymi V_{calc} , ustalonymi zgodnie z zasadami Eurokodu 2, w zależności od względnego mimośrodu obciążenia e/c .



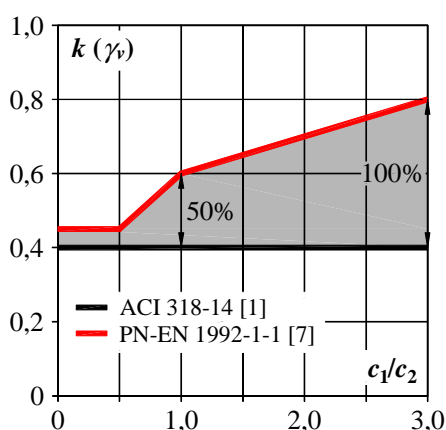
Rys. 5. Porównanie nośności eksperymentalnych V_{exp} i teoretycznych V_{calc} w zależności od względnego mimośrodu e/c i przyjętej metody obliczeń: a) metoda ogólna, b) metoda obwodów zredukowanych, c) metoda stałych współczynników β , d) metoda superpozycji wg DIN-EN 1992-1-1 [2]

Fig. 5. Comparison between experimental V_{exp} and theoretical V_{calc} load carrying capacities depending on relative eccentricity e/c and adopted method of calculation: a) general method, b) method of reduced basic control perimeters, c) method of constant β factors, c) method of superposition by [2]

Każda z rozpatrywanych procedur pozwoliła przewidzieć nośność modeli w sposób bezpieczny, jednak w wielu przypadkach wyniki okazały się znacznie niedoszacowane. W szczególności dotyczyło to metody ogólnej, uzyskano bowiem średni stosunek $V_{exp}/V_{calc} = 2,09$, przy współczynniku zmienności $\alpha = 38\%$. W przypadku pozostałych metod wielkości statystyczne kształtowały się następująco:

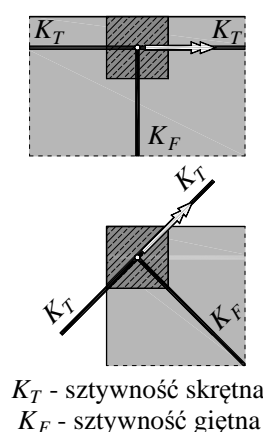
- metoda obwodów zredukowanych: $V_{exp}/V_{calc} = 1,92$, $\alpha = 26\%$,
- metoda stałych współczynników β : $V_{exp}/V_{calc} = 1,41$, $\alpha = 26\%$,
- metoda superpozycji wg DIN-EN 1992-1-1 [2]: $V_{exp}/V_{calc} = 1,54$, $\alpha = 32\%$.

W celu oceny poziomu bezpieczeństwa poszczególnych metod wyznaczono także wartości charakterystyczne stosunku nośność eksperymentalnej do teoretycznej $X_{5\%}$ - patrz rys. 5. Jedynie w przypadku metody obwodów zredukowanych wartość $X_{5\%}$ była bliska jedności, co oznacza, iż procedurę tę można byłoby uznać za bezpieczną. W przypadku metody ogólnej, ze względu na znaczne rozproszenie wyników, wartość $X_{5\%}$ okazała się bardzo niska, równa zaledwie 0,57. W przypadku metod uproszczonych (patrz rys. 5b i c) obserwuje się spadek poziomu bezpieczeństwa, wyrażonego ilorazem V_{exp}/V_{calc} , wraz ze wzrostem względnego mimośrodru e/c . Warto przy tym wspomnieć, iż poziom bezpieczeństwa wynikający z zapisów Eurokodu 0 [6] (klasa niezawodności RC2, okres odniesienia 50 lat), reprezentowany przez minimalną wartość współczynnika niezawodności $\beta_{rel,min} = 3,8$, osiągnięto jedynie w przypadku obliczeń metodami uproszczonymi – patrz rys. 5.



Rys. 6. Współczynniki wyrażające udział mechanizmu przebiecia w przekazywaniu momentu zginającego na słup

Fig. 6. Coefficients representing contribution of punching shear mechanism in transfer of unbalanced bending moment to column



K_T - sztywność skrętna
 K_F - sztywność giętna

Rys. 7. Porównanie sztywności giętnych i skrętnych złączy krawędziowych i narożnych

Fig. 7. Comparison of flexural and torsional stiffnesses of edge and corner column-slab connection joints

Przyczyny znacznej dysproporcji pomiędzy wynikami badań i rezultatami obliczeń metodą ogólną należy upatrywać w wartości parametru k , uwzględniającego udział naprężeń stycznych w przekazywaniu momentu zginającego na słup. W Eurokodzie 2 [7], podobnie jak i w normie amerykańskiej ACI 318-14 [1] (współczynnik γ_v) parametr ten uzależniono wyłącznie od proporcji boków słupa c_1/c_2 – patrz rys. 6. Norma amerykańska zakłada mniejszy udział mechanizmu przebiccia w przekazywaniu momentu na słup – w odniesieniu do przekroju kwadratowego aż o 50%.

Jak pokazały wyniki analizy *Urbana* [8] udział ten może być jednak nadal przeszacowany, co przemawiałoby za obniżeniem wartości współczynnika γ_v poniżej wartości 0,4. Zarówno autorzy pracy [3] jak i Eurokodu 2 [7] przyjęli jednakowe wartości współczynników rozdziału momentu zginającego w odniesieniu do połączeń krawędziowych i narożnych. Takiemu rozumowaniu przeczy jednak kształt obu rodzajów połączeń. W przeciwieństwie do połączeń krawędziowych, w przypadku połączeń narożnych niemal nie występują elementy ze sztywnością skrętną, co powinno znaleźć odzwierciedlenie w różnych wartościach współczynników k i γ_v – patrz rys. 7. *Zaghlool* i in. [11] stwierdzili znikomy wpływ skręcania na rozkład naprężeń stycznych w strefie podpór narożnych i pominęli wpływ tego czynnika w proponowanej, empirycznej metodzie obliczeniowej.

Biorąc pod uwagę powyższe rozważania, przeanalizowano powtórnie obliczenia metodą ogólną, zakładając jednocześnie dwukrotnie mniejszy udział mechanizmu ścinania w przekazywaniu momentu niezrównoważonego na słup (tj. $k = 0,3$). Uzyskano średni stosunek nośności eksperymentalnej do teoretycznej $V_{exp}/V_{calc} = 1,52$ przy współczynniku zmienności $\alpha = 32\%$ i współczynniku niezawodności $\beta_{rel} = 3,13$.

5. Wnioski

Przeprowadzana analiza porównawcza pokazała, iż procedury Eurokodu 2 [7] z reguły pozwalają opisać nośność na przebiccie w strefie podpór narożnych w sposób bezpieczny. Otrzymane wyniki cechowało jednak duże rozproszenie, dlatego też akceptowalny poziom bezpieczeństwa uzyskano jedynie w przypadku procedur uproszczonych: metody stałych współczynników β oraz obwodów zredukowanych. Trzeba zauważyć, że ostatnia z metod wymaga stosunkowo niewielkiego nakładu pracy, pozwoliła najlepiej opisać wyniki badań, zaś wartość charakterystyczna stosunku nośności eksperymentalnej do teoretycznej $X_{5\%}$ okazała się bliska jedności. Autorzy referatu zalecają, by w przypadku metody ogólnej rozważyć ograniczenie wartości współczynnika k , uwzględniającego udział mechanizmu przebiccia w przekazywaniu momentu niezrównoważonego z płyty na słup. Przyjmowanie takich samych wartości w odniesieniu do połączeń wewnętrznych, krawędziowych i narożnych nie jest zasadne z uwagi na różną sztywność wspomnianych węzłów. W przypadku połączeń narożnych prowadzi to do przeszacowania wartości współczynników β i tym samym znacznego zaniżenia rzeczywistej nośności przy przebicciu mimośrodowym.

Literatura

- [1] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete, Commentary on Building Code Requirements, American Concrete Institute, Farmington Hills (2015).
- [2] DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1, Deutsches Institut für Normung, Januar 2011.
- [3] Elgabry A.A., Ghali A.: Transfer of Moment between Columns and Slabs: Proposed Code Revisions, ACI Structural Journal, Vol. 93, N. 1 (January-February 1996), ss. 56-61.
- [4] Hegger J., Häusler F., Ricker M.: Zur Durchstanzbemessung von ausmittig beanspruchten Stützenknoten und Einzelfundamenten nach Eurocode 2, Beton- und Stahlbetonbau, H. 11 (2008), ss. 723-734.
- [5] Mast P. E.: Stresses in Flat Plates Near Columns, ACI Journal, Proceedings 67 (1970), N. 10, ss. 761-768.
- [6] PN-EN 1990 Eurokod 0 – Podstawy projektowania konstrukcji, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, 2004.
- [7] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008.
- [8] Urban T.S.: Przebiecie w żelbecie : wybrane zagadnienia, Zeszyty Naukowe – Politechnika Łódzka, Rozprawy Naukowe, Z. 344, 2005, ss. 257-260.
- [9] Walker P.R., Regan P. E.: Corner Column – Slab Connections in Concrete Flat Plates, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, Issue 4 (April 1987), ss. 704-720.
- [10] Zaghlool E.R.F., de Paiva H.A.R.: Strength Analysis of Corner Column-Slab Connections, Journal of the Structural Division, Vol. 99, Issue 1, (1973), ss. 53-70.
- [11] Zaghlool E.R.F., de Paiva H.A.R., Glockner P.G.: Tests of Reinforced Concrete Flat Plate Floors, Journal of the Structural Division, Vol. 96, Issue 3, (1970), ss. 487-507.

COMMENTARY TO PRINCIPLES OF EUROCODE 2 CONCERNING PUNCHING SHEAR OF FLAT SLABS WITHIN CORNER COLUMNS

Summary

The paper presents the provisions for punching shear within corner columns. Four methods of determining of shear stresses, resulting from acting of unbalanced moment, were discussed. An example showing the differences in shear stress distribution on the control perimeter, depending on the design method, was presented. Experimental and theoretical results were also presented and discussed. It has been shown that in most cases the application of the principles of Eurocode 2 leads to results on the safe side although very conservative. The best agreement with experimental results was obtained by applying the method of reduced control perimeters.

Keywords: punching shear, column – slab structures, corner columns, Eurocode 2, unbalanced moment, shear stresses

Przesłano do redakcji: 20.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Renata KOTYNIA¹
Monika KASZUBSKA²

O WPŁYWIE NIEMETALICZNEGO ZBROJENIA GŁÓWNEGO NA MECHANIZM NISZCZENIA I NOŚNOŚĆ ŚCINANIA BETONOWYCH BELEK BEZ ZBROJENIA POPRZECZNEGO

W pracy przedstawiono wyniki doświadczalnych badań belek bez zbrojenia poprzecznego zbrojonych na zginanie prętami wykonanymi z włókien szklanych. Celem badań była analiza zachowania się belek pod obciążeniem wraz z określeniem wpływu intensywności tego zbrojenia na sposób niszczenia i nośność ścinania. Do analizy odkształcalności i rozwoju zarysowania elementów badawczych użyto systemu cyfrowej korelacji obrazu ARAMIS. Korzystając z kinetycznego modelu ścinania opisano proces niszczenia belek oraz określono położenie i nachylenie ukośnych rys niszczących. Badania wykazały, że niszczące naprężenia ścinające rosną wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia głównego, przy czym wpływ liczby prętów i ich średnicy - w ramach grupy belek o jednakowym stopniu zbrojenia - na ogół nie był istotny, większe znaczenie miała liczba warstw prętów, zwłaszcza przy najwyższym stopniu zbrojenia.

Słowa kluczowe: belka betonowa, zbrojenie niemetaliczne, pręt GFRP, nośność na ścinanie, mechanizm zniszczenia, zarysowanie, naprężenie ścinające, stopień zbrojenia

1. Wprowadzenie

Jednoczesne występowanie siły tnącej i momentu zginającego w przyporządkowanych obszarach żelbetonowych ustrojów prętowych jest przyczyną złożonego stanu naprężenia. Przy założeniu płaskiego stanu naprężenia w tym obszarze, w ortogonalnym układzie współrzędnych w niezarysowanym betonie występują naprężenia styczne $\tau_{xy}=VS_0/(bI)$ oraz naprężenia normalne $\sigma_x=Mz/I$, gdzie V i M oznaczają odpowiednio siłę poprzeczną i moment zginający w rozpatrywanym przekroju, S_0 - moment statyczny pola leżącego ponad rozpatrywanym pozio-

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Renata Kotynia, Politechnika Łódzka, renata.kotynia@p.lodz.pl

² Monika Kaszubska, Politechnika Łódzka, monika.dymecka@p.lodz.pl

mem o współrzędnej z , względem środka ciężkości przekroju, b i I - odpowiednio szerokość i moment bezwładności przekroju.

Dotychczasowe normowe metody obliczeniowe dotyczące ścinania w elementach żelbetowych traktują rozłącznie wpływ siły poprzecznej i momentu zginającego w rozważanym przekroju, co prowadzi do odrębnego sprawdzania przekroju na zginanie (z uwzględnieniem występującego w przekroju momentu zginającego i odpowiadającego mu zbrojenia podłużnego) oraz na ścinanie (z uwzględnieniem siły poprzecznej i odpowiadającego zbrojenia poprzecznego) [3]. Największy jak dotąd przegląd badań żelbetowych belek bez zbrojenia poprzecznego opracował Reineck [7], uzasadniając w swoich pracach opinię o różnej nośności betonu na ścinanie w elementach bez zbrojenia poprzecznego i w elementach zbrojonych poprzecznie. W pracy [7] Reineck udowodnił, że efekt skali ma duży wpływ na nośność ścinania tylko w elementach bez zbrojenia na ścinanie, podczas gdy w elementach z takim zbrojeniem nie ma on istotnego znaczenia. Nośność betonu w elementach bez zbrojenia poprzecznego wyznacza się przy założeniu, że beton przenosi naprężenia rozciągające oraz jego nośność istotnie zależy od zbrojenia podłużnego pod warunkiem, że jest ono dobrze zakotwione na podporze [3].

To klasyczne podejście do zagadnienia ścinania, szeroko publikowane w literaturze, stało się podstawą wszystkich zaleceń normowych, dotyczących elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Te same zależności obliczeniowe stosowane są zarówno dla przekrojów położonych w obszarach skrajnych podpór belek swobodnie podpartych, jak i środkowych podpór belek wieloprzęsłowych. Podczas gdy w obu tych przekrojach udział momentu zginającego jest skrajnie różny, nieznaczny przy podporach skrajnych i dominujący w obszarach podpór środkowych.

Zastosowanie zbrojenia podłużnego wykonanego z prętów kompozytowych (fiber reinforced polymer-FRP) zwiększa stopień trudności zagadnienia ścinania z powodu silnie anizotropowej budowy kompozytów oraz wartości modułu sprężystości poprzecznej, który jest wielokrotnie niższy, niż moduł sprężystości stali, a dodatkowo zmienność tego modułu waha się w bardzo dużych granicach od 35 GPa do 148 GPa (w zależności od typu włókien).

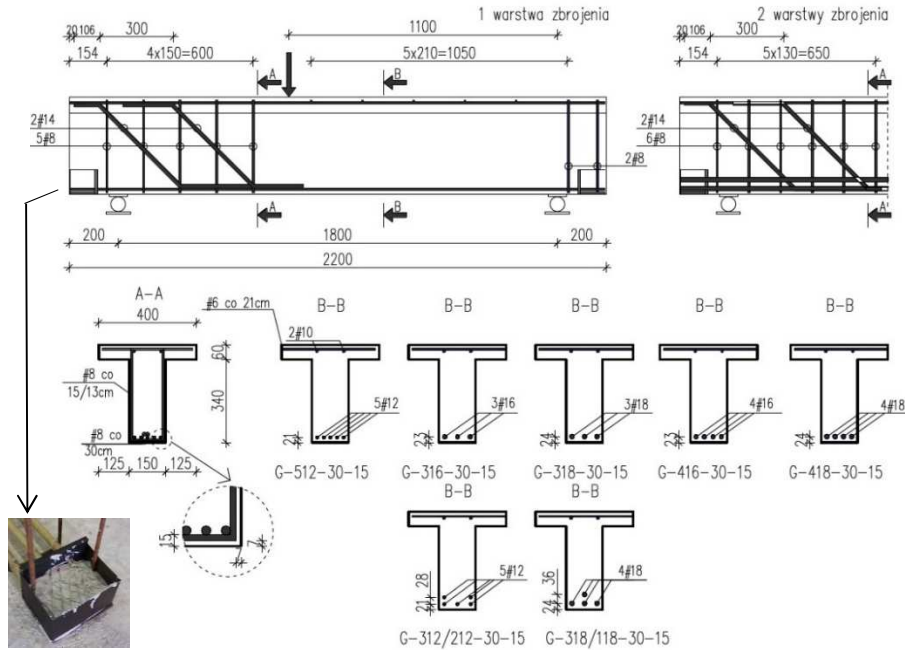
Zdania na temat wpływu rodzaju zbrojenia na nośność ścinania są podzielone, a szczegółowa interpretacja wyników kłopotliwa z uwagi na ogromne różnicowanie parametrów zmiennych. Szczegółową analizę stanu wiedzy w tym temacie i wpływu parametrów zmiennych na nośność ścinania belek bez zbrojenia poprzecznego autorki przedstawiły [4]. Wynika z niej, że wyraźnie niższy moduł sprężystości zbrojenia kompozytowego, w porównaniu z tradycyjnym zbrojeniem stalowym, zmniejsza nośność na zginanie, powoduje silniejsze zarysowanie od zginania, a tym samym osłabia efekt siły klockującej zbrojenia podłużnego, co z kolei wpływa na niższą nośność ścinania. Na podstawie zebranej bazy wyników badań obcych autorki wykazały w [4], że smukłość ścinania a/d najbardziej wpływa na nośność strefy przypodporowej, co sprawia, że przy $a/d \leq 3,0$ pozo-

stałe parametry zmienne są zdominowane właśnie wpływem smukłości ścinania. Natomiast w belkach o smukłości ścinania $a/d > 3,0$ wyraźnie widoczny jest wzrost nośności ścinania wraz ze wzrostem osiowej sztywności zbrojenia podłużnego ρE , tym większy, im wyższy jest moduł sprężystości tego zbrojenia [4].

2. Badania doświadczalne

Motywacją do podjęcia badań belek na ścinanie była chęć autorki do własnych obserwacji niszczenia belek z głównym zbrojeniem wykonanym z włókien szklanych oraz szczegółowa analiza mechanizmu niszczenia w aspekcie rodzaju zbrojenia, jego stopnia i sposobu ułożenia (w jednej lub dwóch warstwach, różnej liczby i średnicy prętów). Na podstawie analizy badań obcych [4] założono w obecnym programie badawczym, że smukłość ścinania $a/d=2,9$ zapewnia brak wpływu efektu łukowo-ściągowego. Należy dodać, że opisane w pracy badania własne stanowią część szerszego programu badawczego, uwzględniającego ponadto wpływ rodzaju zbrojenia (GFRP/stalowe) oraz grubości betonowej otuliny na nośność i odkształcalność belek bez zbrojenia poprzecznego. Nadrzędnym celem badań była analiza procesu niszczenia na ścinanie takich elementów, szeroko publikowana jak dotąd tylko w odniesieniu do elementów żelbetowych.

Program badawczy obejmował siedem jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych belek o przekroju teowym ($b_{eff}=400$ mm, $b_w=150$ mm, $h_f=60$ mm, $h_{tot}=400$ mm) i rozpiętości w osiach podpór 1800 mm. Jak dotąd żadne z publikowanych badań elementów ze zbrojeniem niemetalicznym nie miały przekroju teowego. Belki obciążano siłą skupioną położoną w odległości 1100 mm od osi podpory, przy której analizowano odcinek ścinania (rys. 1.). W celu analizy wpływu zbrojenia podłużnego założono trzy stopnie tego zbrojenia $\rho \approx 1,0\%$, $1,4\%$ i $1,8\%$. W ramach każdego z trzech stopni zbrojenia poddano analizie liczbę i średnicę prętów oraz liczbę poziomów tego zbrojenia (np. dla $\rho \approx 1,0\%$ belki zbrojone $5\emptyset 12$; $3\emptyset 16$ w jednej warstwie i $3\emptyset 12 + 2\emptyset 12$ – w dwóch warstwach, rys. 1, Tab. 1). Główne zbrojenie wykonano z prostych odcinków prętów GFRP o średnicach 12 mm, 16 mm i 18 mm. Wszystkie pręty zakotwiono w stalowych skrzynkach wypełnionych zaprawą klejową (rys. 1.). Zbrojenie górne stanowiły dwa pręty GFRP o średnicy 10 mm połączone krótkimi poprzecznymi prętami o średnicy 6 mm, ułożonymi w półce przekroju teowego w rozstawie 210 mm. Przeciwną strefę przypodporową belki zabezpieczono przed zniszczeniem na ścinanie poprzez zastosowanie silnego zbrojenia poprzecznego, które stanowiły stalowe strzemiona z prętów o średnicy 8 mm w rozstawie 130/150 mm oraz stalowe pręty odgięte o średnicy 14 mm (rys. 1). Wszystkie belki opisanej serii miały betonową otulinę grubości 15 mm. Dla łatwej identyfikacji elementów przyjęto jednolity sposób opisu belek: $G-n\emptyset/m\emptyset-30-15$, gdzie G oznacza zbrojenie GFRP, $n\emptyset$ – liczbę prętów o średnicy \emptyset w niższym lub $m\emptyset$ w wyższym poziomie zbrojenia, jeżeli zbrojenie ułożono w dwóch warstwach.



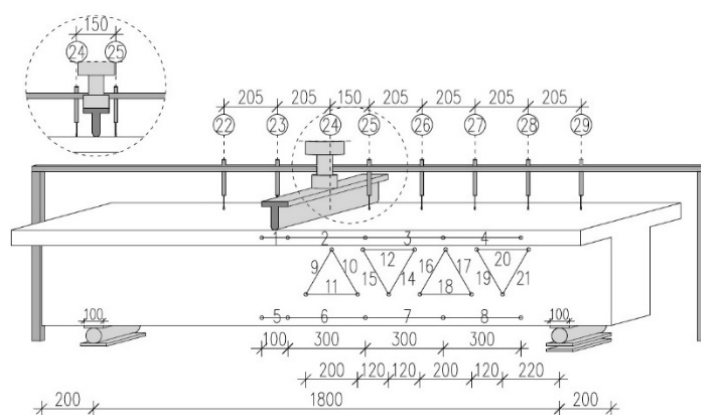
Rys. 1. Sposoby zbrojenia belek

Fig. 1. Configuration of reinforcement in the beams

Belki wykonano z gotowej mieszanki betonu towarowego klasy C25/30 o składzie: piasek 0/2 (970 kg/m^3 , 42.33%), kruszywo łamane 2/8 (860 kg/m^3 , 37.53%), woda (205 kg/m^3 , 8.94%), CEM I 42,5 Rudniki (255 kg/m^3 , 11.13%) oraz plastyfikator (1.8 kg/m^3 , 0.07%). Podczas betonowania belek wykonano standardowe próbki walcowe ($150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$) oraz sześciennie o boku 150 mm do określenia cech wytrzymałościowych betonu. Wytrzymałość na ściskanie i moduł sprężystości określono w dniu badania belek na próbkach walcowych, a wytrzymałość na rozciąganie metodą rozłupywania na próbkach kostkowych (tab. 1.). Charakterystykę zbrojenia GFRP określono w badaniach na rozciąganie sześciu próbek z każdej średnicy, dla których średni moduł sprężystości wyniósł 50,5 GPa, a średnia wytrzymałość na rozciąganie 1091 MPa.

Belki oparto na przegubowych podporach, z których jedna, położona po stronie analizowanego odcinka ścinania była przesuwna. Obciążenie przekazywano przez stalowy trawers na całej szerokości półki w sposób ciągły, przy użyciu siłownika o zakresie 200 kN, sterowanego przemieszczeniem z prędkością $10 \mu\text{m/s}$. Odkształcenia betonu mierzono w strefie ścisanej i rozciąganej za pomocą ułożonych poziomo czujników indukcyjnych, a na odcinku ścinania za pomocą równobocznych trójkątnych rozet, umieszczonych na bocznej powierzchni średnika. Analizę odkształcalności belek szczegółowo omówiono

w publikacji [2], dlatego w niniejszym artykule te pomiary nie będą prezentowane. Pionowe przemieszczenia belek rejestrowano przy użyciu ośmiu czujników indukcyjnych zamocowanych do niezależnej stalowej ramy. Zachowanie belek pod obciążeniem monitorowano za pomocą systemu cyfrowej korelacji obrazu („digital image correlation” – DIC - ARAMIS), który rejestrował deformacje powierzchni belek (na przeciwległej stronie środka) na polu o szerokości 500mm i wysokości środka 340 mm, położonym w środkowej części strefy ścinania. Proces obciążania elementów rejestrowano z prędkością 1 klatka na sekundę.



Rys. 2. Schemat statyczny i położenie czujników do pomiaru odkształceń betonu i przemieszczeń
Fig. 2. Test set-up and location of LVDT gauges for measuring of concrete strain and displacements

W celu wyeliminowania wpływu różnic użytecznych wysokości belek d na siły niszczące V_u , dalszą analizę wyników badań przeprowadzono w odniesieniu do naprężeń ścinających $\tau_u = V_u / (b_w d)$. Zestawienie parametrów zmiennych, wyników badań betonu i belek przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Szczegóły badanych belek

Table 1. Details of tested beams

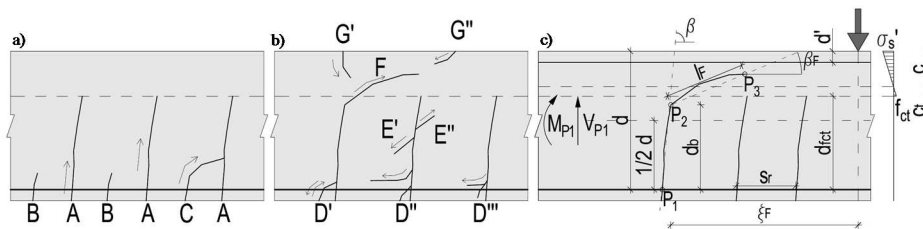
Element	ρ [%]	$f_{c,m}$ [MPa]	$f_{c,m,sp}$ [MPa]	E_c [GPa]	V_u [kN]	τ_u [MPa]	β_{rest} [°]	β_{cal} [1] [°]
G-512-30-15	0,99	30,2	2,8	25,7	34,3	0,60	35	70
G-316-30-15	1,07	28,8	2,9	27,3	31,7	0,56	25	66
G-318-30-15	1,35	28,8	2,9	27,3	38,6	0,68	45	60
G-416-30-15	1,42	30,5	2,7	26,1	34,8	0,61	41	65
G-418-30-15	1,80	28,8	2,9	27,3	38,2	0,68	51	71
G-312/212-30-15	1,02	31,7	3,1	26,3	34,8	0,63	27	64
G-318/118-30-15	1,85	31,7	3,1	26,3	47,7	0,87	47	64

3. Wyniki badań

Wszystkie elementy zniszczyły się na ścinanie. W pierwszej kolejności pojawiały się rysy typowe dla zginania, w środkowej części belki pod siłą obciążającą. Wraz ze wzrostem obciążenia rysy te rozwijały się w kierunku odcinka ścinania bez zbrojenia poprzecznego, aż do momentu, połączenia dwóch sąsiednich rys od zginania w jedną rysę ukośną, która na krótko po powstaniu zwiększała swoją rozwartość doprowadzając do zniszczenia na ścinanie. Zbrojenie podłużne było dobrze zakotwione i nie przejawiało objawów utraty zakotwienia nawet w chwili zniszczenia. Można w ten sposób określić sposób zniszczenia belek bez zbrojenia poprzecznego jako zginająco-ścinający, w którym rysy od zginania inicjują niszczenie na ścinanie. Jedyne jak dotąd kinetyczne podejście do analizy ścinania w żelbetowych belkach bez zbrojenia poprzecznego zaproponował Muttoni [6] lub mechaniczne Mari [5]. W myśl tych teorii niszczenie elementów może przebiegać stopniowo od zginania do ścinania (przez stopniową stabilizację układu rys od zginania) lub w nagły sposób (bez stopniowego rozwoju rys). Różnice w sposobach niszczenia na ścinanie belek o $a/d > 3,0$ są wynikiem różnego udziału przenoszenia naprężeń ścinających przez: ściskaną strefę betonu V_c , ząbwiącące się kruszywo V_a , siłę klockującą zbrojenie główne V_d oraz nieznaczące rozcinające naprężenia w betonie V_r , co autorki szerzej opisały w [4].

Kinetyczny model niszczenia belek żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego wg [1] wyodrębnia osiem typów rys „A” ÷ „G”. Klasyczne, niemal pionowe rysy typu „A” powstałe w początkowej fazie obciążania elementu na skutek działania momentu zginającego, w miarę przesuwania się w kierunku podpory odchylają się w stronę punktowego obciążenia. Rysy te rozwijają się w kierunku ściskanej strefy przekroju osiągając zgodnie z założeniem modelu [1] przynajmniej połowę użytecznej wysokości przekroju $d_{fct} > d/2$, a kąt ich nachylenia β określa prosta łącząca punkty przecięcia rysy z głównym zbrojeniem (punkt P_1) i połową użytecznej wysokości przekroju (rys. 3c). Wartość tego kąta można policzyć ze wzoru (1) [1]:

$$\beta = \arctan \left(1 + 1,25 \frac{M_{P_1}}{V_{P_1} d} \right) \quad (1)$$



Rys. 3. Rodzaje rys w elementach żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego wg [1]

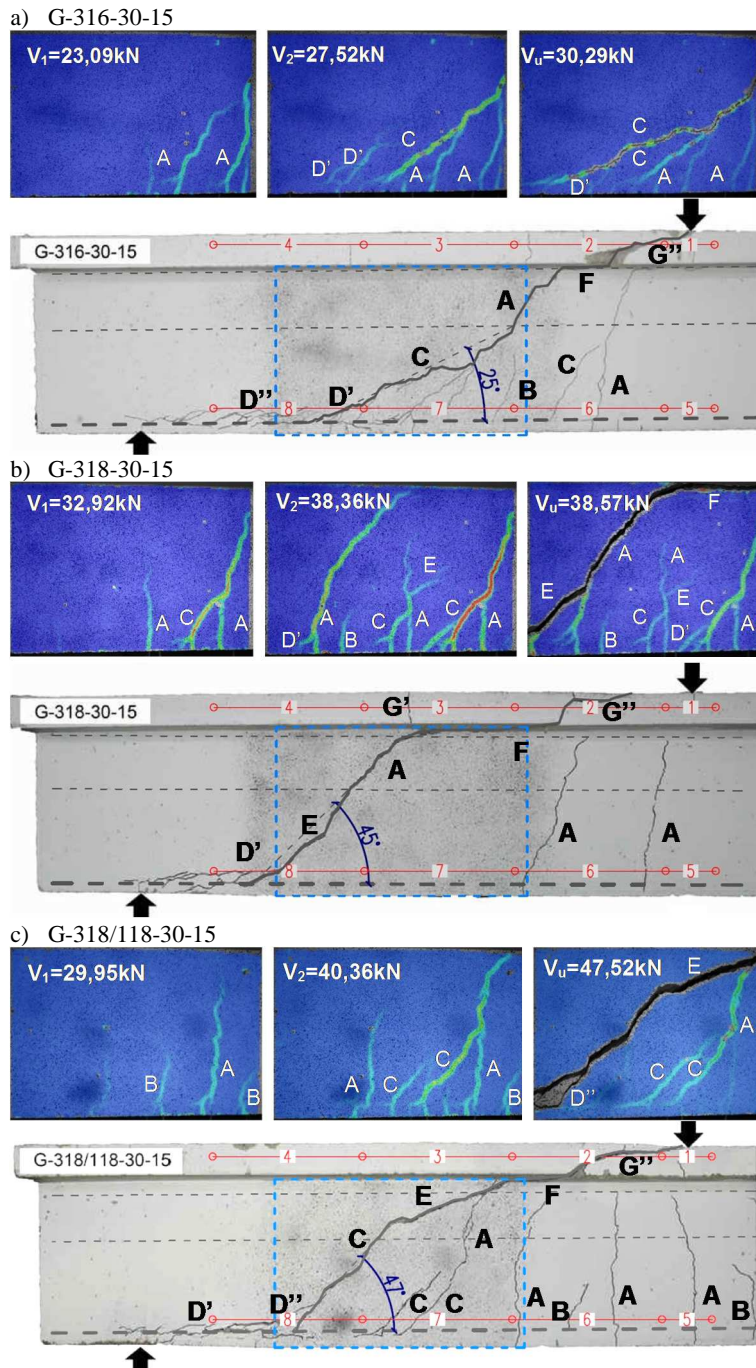
Fig. 3. Type of cracks in steel reinforced elements without stirrups according to [1]

Rysa typu „B” nosi miano wtórnej rysy od zginania, gdyż na ogół powstaje między dwiema sąsiadującymi rysami „A”. Rozwija się przy wyższym poziomie obciążenia, a jej zasięg jest mniejszy niż rysy pierwotnej. Rozstaw rys pierwotnych i wtórnych zależy przede wszystkim od warunków przyczepności zbrojenia podłużnego do betonu i jego stopnia zbrojenia oraz jak dalek wykażą autorki również od liczby prętów, ich średnicy oraz liczby poziomów tego zbrojenia.

Rysa typu „C” powstaje z połączenia pierwotnej rysy „A” z wtórną rysą „B”. Rozwarstwiająca rysa typu „D” świadczy o oddziaływaniu kłocującego efektu zbrojenia podłużnego i może wystąpić w trzech formach, jako „D'”, „D''” oraz „D'''” (rys. 3b). Rysa typu „E” jest przykładem efektu zazębienia się kruższywa, może więc ona powstać po obu stronach istniejących rys typu „A” („E'” lub „E''”). Rysa typu „F” jest kontynuacją pierwotnej rysy „A”, która po zmianie kierunku na prawie poziomy rozwija się w kierunku ściskanej krawędzi belki. Rysa typu „G” pojawia się w obrębie ściskanej strefy przekroju i jako jedyna nie ma związku z pozostałymi rysami, może przyjmować postać odchylonych rys typu („G'” lub „G''”).

Analiza własnych badań belek zbrojonych prętami GFRP wykonana przy użyciu systemu do pomiarów optycznych ARAMIS pozwoliła szczegółowo opisać mechanizm niszczenia każdej z belek oraz na podstawie obrazu rysy niszczącej, określić wpływ parametrów zmiennych zbrojenia podłużnego na kąt nachylenia tej rysy β . Na rys. 4. przedstawiono rozwój zarysowania belek zarejestrowany metodą DIC dla trzech wybranych poziomów obciążenia belki odpowiadających dwóm wybranym siłom poprzecznym V_1 i V_2 oraz sile niszczącej V_u . Z uwagi na ograniczone pole rejestracji odkształceń tą metodą (oznaczone na rysunkach niebieską, przerywaną linią), analiza obrazu rysy ukośnej możliwa była tylko w zakresie tego pola. Niemniej jednak na podstawie zdjęć całego odcinka ścinania po zniszczeniu elementu, możliwa była precyzyjna analiza rozwoju zarysowania tej strefy, również poza odcinkiem bezpośrednio rejestrowanym metodą DIC. To pozwoliło szczegółowo opisać stopniowy rozwój zarysowania elementu w całym zakresie obciążeń. Obliczone na podstawie wzoru (1) wg [1] kąty nachylenia rysy niszczącej β_{cal} zamieszczono w tab. 1 oraz na rysunkach układu rys wybranych belek po zniszczeniu (rys. 4.).

Pierwotne rysy od zginania typu „A” wystąpiły we wszystkich analizowanych elementach, a ich maksymalny zasięg obejmował wysokość całego środnika (300 mm), co jest w pełni zgodne z założeniem $d_{fct} > d/2$ [1]. Więcej wtórnych rys typu „B” pojawiło się w elementach ze stopniem zbrojenia $\geq 1,4\%$. Rysa typu „F” pojawiła się w prawie wszystkich belkach (poza G-512-30-15). Ukośna rysa niszcząca pojawiała się w odległości $0,9 d \div 1,8 d$ od osi podpory, a jej długość wahała się w przedziale $0,26 d \div 0,80 d$. Niezależnie od liczby poziomów zbrojenia wraz z przesuwaniami się rysy ukośnej w stronę podpory odnotowano wzrost jej długości.



Rys. 4. Sposób zarysowania wybranych belek

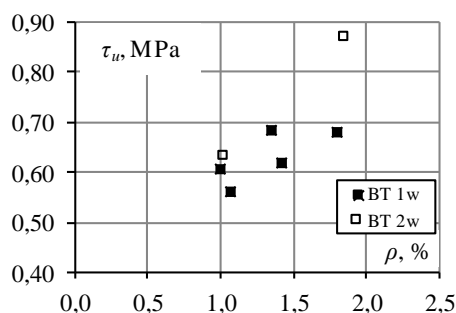
Fig. 4. Crack pattern of selected beams

Na uwagę zasługuje znacznie wyższe położenie tej rysy typu „F” w badanych belkach teowych (tuż pod półką) w porównaniu z belkami prostokątnymi [1]. Zdaniem autorek jest to wynikiem wpływu teowego przekroju belek na większy udział ściskanej strefy betonu V_c , co jednocześnie potwierdza opinię o wpływie kształtu przekroju teowego na wyższą nośność ścinania w porównaniu z identycznie zbrojonymi belkami o przekroju prostokątnym.

4. Analiza wpływu zbrojenia podłużnego

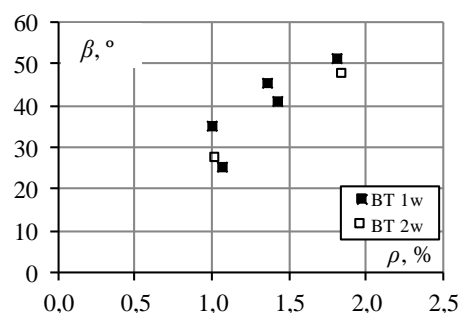
Jednym z podstawowych parametrów zmiennych analizowanych w badaniach był wpływ zbrojenia głównego. Z porównania naprężeń niszczących τ_u belek wynika, że wraz ze wzrostem tego stopnia rosła wartość granicznych naprężeń ścinających (tab. 1, rys. 5.), przy czym naprężenia te wahały się w granicach $0,56 \div 0,63$ MPa dla $\rho \approx 1,0\%$ (niezależnie od liczby poziomów zbrojenia); $0,61 \div 0,68$ MPa dla $\rho \approx 1,4\%$. Dużą różnicę wartości naprężeń niszczących $0,68$ MPa i $0,87$ MPa odnotowano dla belek o $\rho \approx 1,8\%$, odpowiednio ze zbrojeniem ułożonym w jednej i dwóch warstwach, czego powodem mogła być zarówno wyższa wytrzymałość betonu, jak i wyższy stopień zbrojenia podłużnego $\rho = 1,85\%$ belki G-318/118-30-15. Średnie naprężenia niszczące wyniosły $\tau_u = 0,2 f_{ctm,sp}$, a jedynie w belce o najwyższym stopniu zbrojenia, ułożonego w dwóch warstwach, naprężenia te osiągnęły wartość $\tau_u = 0,28 f_{ctm,sp}$.

Stopień zbrojenia głównego miał również wpływ na kąt nachylenia ukośnej rysy niszczącej, określonej wcześniej jako β wg [1]. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia głównego rysy ukośne nachylone były pod wyższym kątem do podłużnej osi belki (dla $\rho \approx 1,0\%$, $\beta = 25-35^\circ$; dla $\rho \approx 1,4\%$, $\beta = 41-45^\circ$; dla $\rho \approx 1,8\%$, $\beta = 47-51^\circ$, Tab. 1., rys. 6.). Nie zaobserwowano większych różnic w naprężeniach niszczących i kącie nachylenia rysy niszczącej między belkami o podobnych stopniach zbrojenia głównego, ale różniących się liczbą prętów i ich średnicą.



Rys. 5. Zależność naprężeń niszczących od stopnia zbrojenia podłużnego

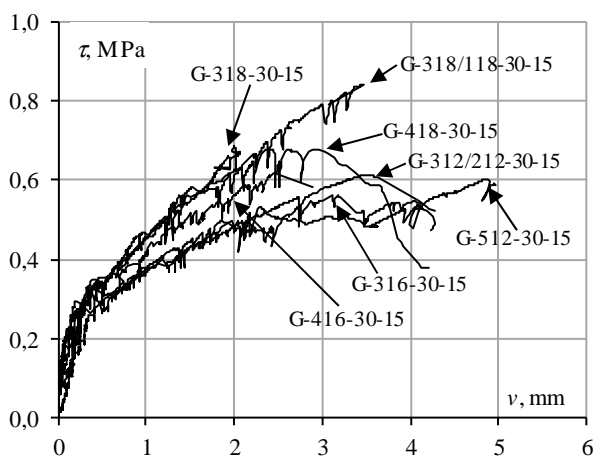
Fig. 5. Response of ultimate shear stress - reinforcement ratio



Rys. 6. Zależność kąta nachylenia rysy niszczącej od stopnia zbrojenia podłużnego

Fig. 6. Response of angle of shear crack - reinforcement ratio

Na rysunku 7. przedstawiono zależność naprężenie ścinające – ugięcie (obliczone jako średnia wartość ze wskazań dwóch czujników położonych w bezpośrednim sąsiedztwie siły obciążającej – czujniki nr 24 i 25, rys. 2.). Z porównania wykresów ugięć wynika, że w ramach grupy belek o jednakowym stopniu zbrojenia, ich sztywność była porównywalna, natomiast wyraźne różnice naprężeń niszczących i ugięć można zaobserwować między grupami belek o różnym stopniu zbrojenia głównego.



Rys. 7. Zależność naprężenie ścinające-średnie ugięcie w punkcie obciążenia belek

Fig. 7. Response of the shear stress-average displacement in the load point of tested beams

Belki najslabiej zbrojone osiągnęły najwyższe ugięcia ok. 5mm, podczas gdy wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia głównego odkształcalność belek malała, co widać po niższych wartościach maksymalnych przemieszczeń pionowych. Ponadto widać, że belki o stopniu zbrojenia głównego $\rho \geq 1,35\%$ w ramach tej samej grupy są bardziej wrażliwe na zmianę liczby prętów i średnicę niż belki słabiej zbrojone (rys. 7.). Z porównania naprężeń ścinających w belkach o tym samym stopniu zbrojenia, ułożonym w jednej lub dwóch warstwach wynika, że dwie warstwy zbrojenia wzmocniły efekt „tension stiffening”, przez co belki te osiągnęły wyższe naprężenia niszczące, a dodatkowo „zszycie” rysy zbrojeniem ułożonym w dwóch warstwach zwiększyło ich odkształcalność.

Ponieważ zależność kąta nachylenia ukośnej rysy niszczącej została określona w modelu [1] w funkcji momentu zginającego M_{P1} i siły poprzecznej V_{P1} w punkcie P_1 dla belek żelbetowych obciążonych obciążeniem rozproszonym, autorki sprawdziły, jak zależność opisana wzorem (1) sprawdza się dla belek z głównym zbrojeniem GFRP, które jak wiadomo charakteryzuje czterokrotnie mniejszy moduł sprężystości w porównaniu ze zbrojeniem stalowym, jak i dużo niższa przyczepność tego zbrojenia do betonu. Ponadto dodatkową różnicę stanowił schemat obciążenia belek opisanych w [1] w porównaniu z belkami auto-

rek. Obliczeniowe wartości kątów β_{cal} , porównano z rzeczywistymi wartościami kątów β_{test} określonymi na rys. 4 i w tabeli 1. Jak widać wartości obliczeniowe kątów β_{cal} znacząco przewyższają te z badań β_{test} . Zdaniem auterek powodem tych różnic jest przede wszystkim typ zbrojenia. Aby potwierdzić te przypuszczenia autorki wykonały drugą serię belek z podłużnym zbrojeniem stalowym, która pozwoli precyzyjnie ten wpływ określić.

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki własnych badań doświadczalnych wraz ze szczegółową analizą mechanizmów niszczenia na ścianie belek zbrojonych na zginanie prętami GFRP, bez zbrojenia poprzecznego. Korzystając z rejestracji zarysowania, prowadzonego za pomocą systemu cyfrowej korelacji obrazu ARAMIS, wyjaśniono proces niszczenia zginająco-ścinającego z analizą kolejnych faz rozwoju zarysowania i sposobem określania położenia ukośnej rysy niszczącej. Z analizy wpływu zbrojenia głównego wynika, że niszczące naprężenia ścinające rosną wraz ze wzrostem stopnia tego zbrojenia, przy czym wpływ liczby prętów i ich średnicy na ogół nie jest istotny, natomiast większe znacznie odgrywa liczba jego warstw, zwłaszcza przy najwyższym stopniu zbrojenia $\rho = 1,85\%$. Ponadto wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia widoczny jest wprost proporcjonalny przyrost nachylenia ukośnej rysy niszczącej β_{test} - od wartości 25° dla $\rho \approx 1,0\%$ do 51° dla $\rho \approx 1,8\%$.

Analiza obliczeniowej zależności kąta β_{cal} w funkcji $M_{Pl} / (V_{Pl} d)$ wg [1] wykazała znacznie wyższe obliczeniowe, w porównaniu z doświadczalnymi, wartości kątów nachylenia tej rysy. Badania zaprezentowane w pracy stanowią część szerszego programu auterek, dlatego uogólnienie powyższych wniosków wymaga dalszej analizy obejmującej dodatkowo belki zbrojone tradycyjnym zbrojeniem stalowym oraz belki różniące się wytrzymałością betonu.

Autorki pragną podziękować firmie Comrebars za udostępnienie niemetalicznego zbrojenia GFRP do całego programu badawczego.

Literatura

- [1] Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. (2015). "Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results". *Engineering Structures* 103, 157-173.
- [2] Kaszubska M., Kotynia R., Barros J.A.O.: Influence of longitudinal GFRP reinforcement ratio on shear capacity of concrete beams without stirrups. AMCM 2017 (przyjęty do druku).
- [3] Knauff M., "Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2". Wydawnictwo Naukowe PWN SA, 2013.
- [4] Kotynia R., Kaszubska M.: Nośność na ścinanie belek betonowych zbrojonych prętami kompozytowymi bez zbrojenia poprzecznego w świetle badań obcych. *Inżynieria i Budownictwo*, 12/2016.

- [5] Marí A., Cladera A., Oller E., Bairán J.: Shear design of FRP reinforced concrete beams without transverse reinforcement. "Composites: Part B", 57, 2014.
- [6] Muttoni A, Fernández Ruiz M. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. ACI Structural Journal 2008;105(2):163–72. Farmington Hills, USA.
- [7] Reineck, K.-H., Review of basic assumptions for the shear design. Paper SP 265-17 in: Thomas T.C. Hsu Symposium, Part 3, Five decades of progress in shear. ACI SP 265, 2009.

INFLUENCE OF NONMETALLIC FLEXURAL REINFORCEMENT ON FAILURE MECHANISMS AND SHEAR CAPACITY OF CONCRETE BEAMS WITHOUT TRANSVERSAL REINFORCEMENT

S u m m a r y

The paper presents experimental test results of concrete beams with longitudinal GFRP reinforcement without transversal reinforcement. The aim of the test was analysis of the beams' behavior under loading and influence of the flexural reinforcement on the failure mechanism and the shear capacity. For analysis of the beams' deformability the digital image correlation system ARAMIS was used. Based on kinematic shear model the process of failure was described in details with location of the critical shear crack and its inclination. Test results indicated that the ultimate shear stress increases with increase in the flexural reinforcement ratio, while the shear stress is not affected by a number of the bars and their diameter. Much more affected was a number of the reinforcement levels, especially in the beam with the highest longitudinal reinforcement ratio.

Keywords: concrete beam, non-metallic reinforcement, GFRP rebar, shear capacity, failure mechanism, cracking, shear stress, reinforcement ratio

Przesłano do redakcji: 01.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Łukasz KRAWCZYK¹
Michał GOŁDYN²
Tadeusz URBAN³

O NIEDOKŁADNOŚCIACH SYSTEMÓW CYFROWEJ KORELACJI OBRAZU

Celem niniejszego opracowania jest omówienie niedokładności pomiarowych systemu Aramis. Ze względu na złożoność zagadnienia trudno jest znaleźć rozwiązanie ogólne. Do celów aplikacyjnych stosowana jest metoda polegająca na porównywaniu wielu zdjęć przedstawiających jeden stan powierzchni. W artykule zaprezentowano analizę niedokładności dla pola pomiarowego 1250×1100 mm. Rozrzut wyników rejestrowany przez system Aramis jest miarą błędu pomiaru. Stwierdzono, że odczyty z map odkształceń obciążone są znacznym błędem w stosunku do wartości powodujących zniszczenie betonu. Jednocześnie stwierdzono dobrą dokładność wyznaczenia zmiany długości odcinków pomiarowych, co umożliwia precyzyjne wnioskowanie o zmianach szerokości rozwarcia rys. Wskazano jak szukać szerokości rozwarcia rys, aby osiągnąć zbieżność z wynikami pomiarów prowadzonych tradycyjnie (wzrokowo). Przeprowadzono dyskusję dotyczącą wpływu wielkości podziału powierzchni na otrzymaną szerokość rys.

Słowa kluczowe: system korelacji obrazu, błąd pomiaru, szerokość rys, badania eksperymentalne

1. Wprowadzenie

Niniejszy artykuł ma na celu przybliżyć tematykę związaną z szacowaniem wielkości błędów z jakimi trzeba się liczyć korzystając z systemów cyfrowej korelacji obrazów. Przedstawiona analiza została przygotowana dla pola pomiarowego 1250×1100 mm. Materiał prezentowany w niniejszym artykule powstał podczas badania wsporników żelbetowych przeprowadzonych w Katedrze Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej. Na wielkość błędów mają wpływ: wielkość pola pomiarowego, niedokładności uśredniania i obliczania wyników przez oprogramowanie, zmiany oświetlenia podczas badania, szum

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Łukasz Krawczyk, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

² Michał Gołdyn, Politechnika Łódzka

³ Tadeusz Urban, Politechnika Łódzka

matryc w aparatach, ustawienie aparatów względem powierzchni, jakość obiektów i sposób naniesienia desenu na mierzoną powierzchnię.

Pomiary wykonywane za pomocą systemu cyfrowej korelacji obrazów możliwe są dzięki wykonaniu zdjęć powierzchni podczas badania. Na podstawie porównania zdjęcia dla danego obciążenia ze zdjęciem referencyjnym możliwe jest ustalenie przemieszczeń wybranych punktów na powierzchni. Na tej podstawie mogą być obliczane odkształcenia. Aby jednak taka analiza była możliwa system dzieli powierzchnię pomiaru na pola o ustalonej wielkości nazywane fasetkami. Standardowa fasetka charakteryzuje się wymiarami 21×21 pikseli. Drugą wartością charakterystyczną dla podziału jest odległość pomiędzy środkami sąsiadujących ze sobą fasetek. Wartość zalecana wynosi 18 pikseli.

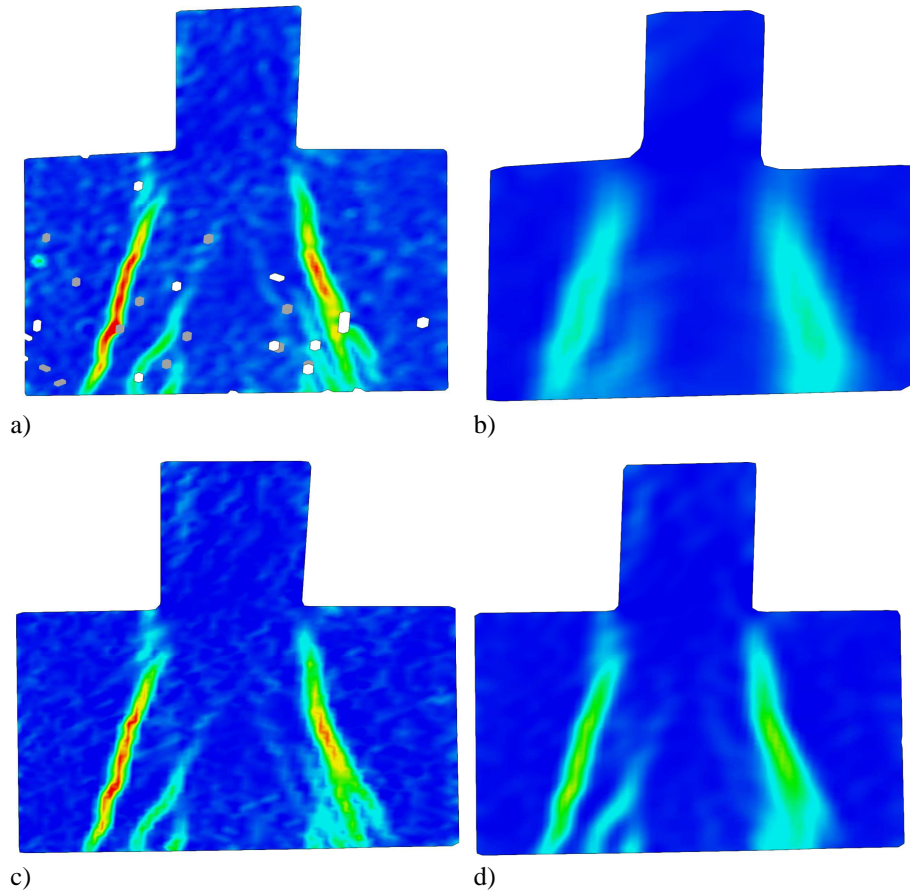
Tabela 1. Wpływ wielkości fasetek na liczbę punktów obliczeniowych

Table 1. Influence of facets size on calculation points number

	Wymiar fasetki	Odległość pomiędzy fasetkami	Punkty obliczeniowe
	piksel	piksel	sztuk
zagęszczona	15×15	12	7145
typowa	21×21	18	3364
rozrzedzona	45×45	35	789

Zagęszczania fasetek wpływa na wyniki w sposób analogiczny do zagęszczania siatki w modelu obliczeniowym metody elementów skończonych. Dla unaocznienia tego zjawiska przedstawiono przykład na podstawie wspornika E – II. Wpływ wielkości fasetek na liczbę punktów został pokazany w tabeli 1. Wraz z zagęszczeniem podziału siatki obliczenia stają się coraz bardziej czasochłonne. Obraz odkształceń głównych dla wspornika E – II dla zagęszczonego, typowego i rozrzedzonego podziału powierzchni został zaprezentowany na rysunku 1. Wszystkie mapy odkształceń głównych dotyczą tego samego elementu przy sile wynoszącej 1300 kN i skali odkształceń od 0 do 30%. Porównując ze sobą rysunki 1 a i 1 b można stwierdzić, że dla większych fasetek otrzymano rysy zdecydowanie bardziej rozmyte, mniej szczegółowe obrazy odkształceń.

Na rysunku 1a widoczne są miejsca wypełnione białym kolorem. Są to fragmenty powierzchni dla których nie ma danych pochodzących z analizy. Jest to skutkiem sposobu przygotowania powierzchni. W zależności od wielkości pola pomiarowego i od przewidywanego podziału powierzchni na fasetki należy dobrać odpowiedni desień (rozmiar punktów nanoszonych na powierzchnię). W przypadku gdy wewnątrz fasetki znajduje się zbyt dużo elementów o zbyt podobnym do siebie kolorze (Aramis identyfikuje obrazy korzystając z 256 odcieni szarości) system nie rozpoznaje fasetki jako jednoznacznie zdefiniowanego fragmentu powierzchni.



Rys. 1. Mapy odkształceń głównych we wsporniku E - II przy obciążeniu 1300 kN. Powierzchnia podzielona na fasetki a) 15×15 , b) 45×45 , c) 18×18 , d) 18×18 z podwójnym sąsiedztwem

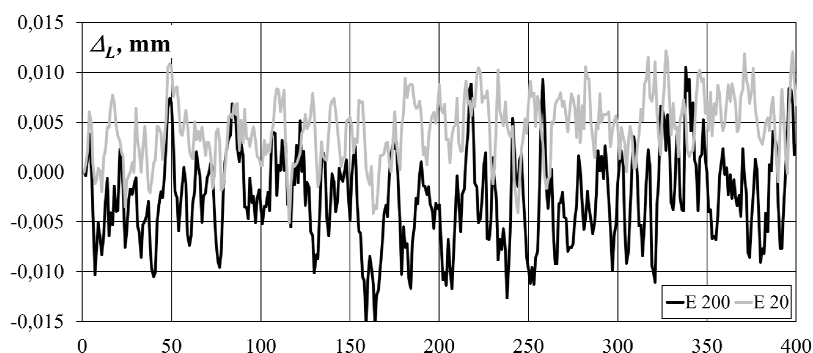
Fig. 1. Comparison of principal strain maps for corbel E - II for load equal to 1300 kN. Surface divided into facets a) 15×15 , b) 45×45 , c) 18×18 , d) 18×18 with double neighborhood

2. Analiza błędów

Istotną kwestią wydaje się ustalenie błędu wyznaczenia odkształceń. Ze względu na istotną z wyliczeniem niepewności pomiaru powszechnie stosuje się sprawdzenie szumu pomiarowego. Metodę taką zastosował *Kneć* [1] oraz *Revi-lock i inni* [2]. Sprawdzenie polega na wykonaniu wielu zdjęć powierzchni. Zakłada się, że próbka niepoddana obciążeniu, ani zmianie temperatur powinna wyglądać tak samo. A zatem wszelkie zarejestrowane zmiany długości lub przyrosty odkształceń są błędem pomiaru. Takie podejście poza prostotą wykonania ma jeszcze jedną zaletę. Ustalenie niepewności uwzględnia wszystkie możliwe

czynniki wpływu dla konkretnego pomiaru. Należy zwrócić uwagę na utrzymanie jednakowych warunków oświetlenia podczas badania.

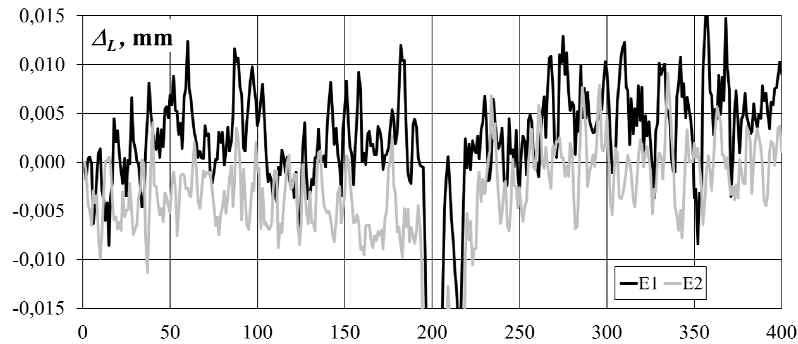
Celem wyznaczenia błędów pomiaru dla prezentowanych wyników badań wykonano serię 400 pomiarów (800 zdjęć) nieobciążonego wspornika. Na rysunkach 2., 3. i 4. przedstawiono odczyty długości dla wirtualnych baz pomiarowych. Na rysunku 2 porównano wyniki dla ekstensometrów o długości 20 mm (E20) i 200 mm (E200). Stwierdzono, że dla dłuższej bazy pomiarowej odczyty wahały się w zakresie od $-0,017$ mm do $+0,011$ mm, natomiast dla krótszej od $-0,005$ mm do $+0,012$ mm. Na podstawie wyników wykonano analizę statystyczną danych celem wyznaczenia błędów. Zgodnie z teorią błędów pomiaru wyznaczono błędy graniczne dla poszczególnych serii odczytów. Prawdopodobieństwo wystąpienia pomiaru, odstającego od wartości średniej o więcej niż o błąd graniczny wynosi 0,86%. Precyzja wyznaczenia długości odcinków jest na poziomie $\pm 0,010$ mm dla krótszej i $\pm 0,014$ mm dla dłuższej bazy pomiarowej. Jest to dokładność większa niż dla typowej lupy Brinella o powiększeniu 24x, gdzie podziałka elementarna na skali to 0,05 mm.



Rys. 2. Zmiana długości wirtualnych baz pomiarowych - element nieobciążony (bazy o długościach 20 mm - E20 i 200 mm - E200)

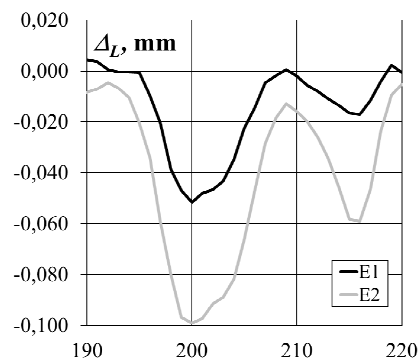
Fig. 2. Length change of virtual measuring base specimen without any load (base length 20 mm - E20 and 200 mm - E200)

Na rysunku 3. przedstawiono odczyt długości wirtualnych baz pomiarowych o długości około 20 mm (E1, E2). W części zarejestrowanych etapów pomiaru widać znacznie większe odczyty. Dla uwidocznienia tej obserwacji na rysunku 4 pokazano etapy od 190 do 220 z rozszerzoną skalą pionową. Widać, że odczyty osiągnęły wartość $-0,100$ mm, kilkukrotnie przekraczając wartość błędu granicznego pomiaru. Przyczyną takiej sytuacji była zmiana warunków oświetlenia na tej części powierzchni, na której znajdowały się bazy E1 i E2.



Rys. 3. Zmiana długości wirtualnych baz pomiarowych w strefie, gdzie zostały zmienione warunki oświetleniowe, element nieobciążony

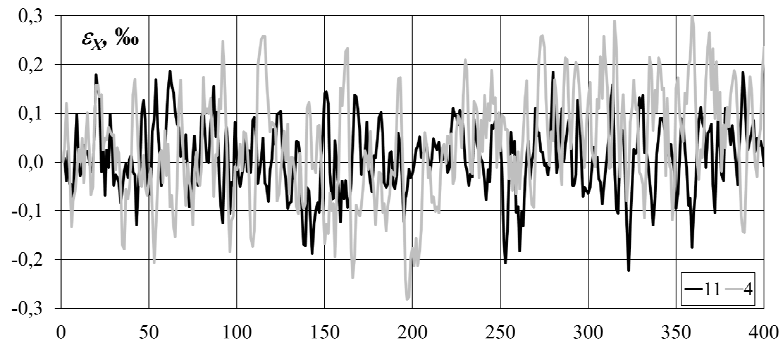
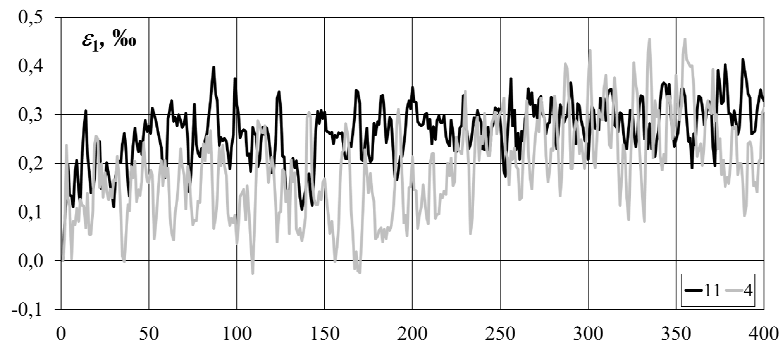
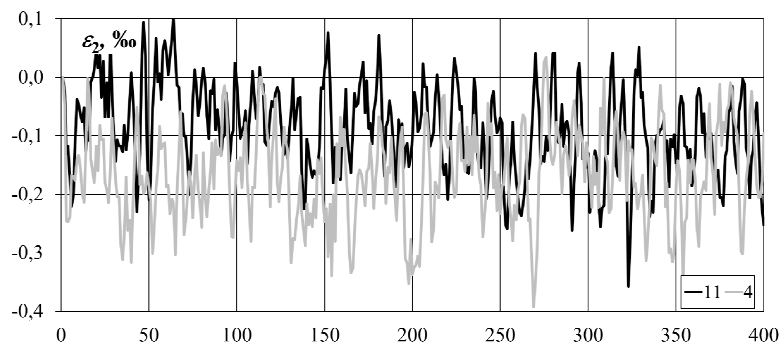
Fig. 3. Length change of virtual measuring base in area where lighting conditions were changed specimen without any load



Rys. 4. Zmiana długości wirtualnych baz pomiarowych podczas zmiany warunków oświetlenia bez obciążenia (etapy od 190 do 220)

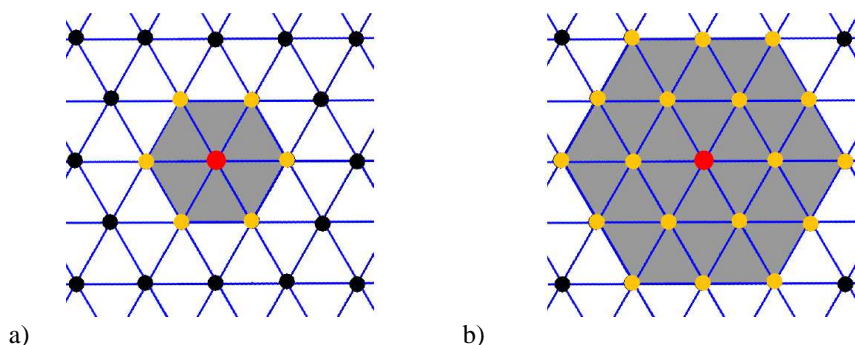
Fig. 4. Length change of virtual measuring base during lighting conditions were changed without any load (stages from 190 to 220)

Kolejnym zagadnieniem jest dokładność wyznaczenia odkształceń w punktach powierzchni. Na rysunkach 5., 6. i 7. przedstawiono odczyt odkształceń ε_x , ε_1 i ε_2 . Błąd graniczny odczytu odkształceń wzdłuż osi X wynosi $\pm 0,34\%$, natomiast dla odkształceń głównych $\pm 0,59\%$. O ile wyznaczenie przemieszczeń liniowych można uznać za precyzyjne na potrzeby badania konstrukcji żelbetowych, o tyle dokładność wyznaczenia odkształceń stanowi znaczący procent wartości, przy której spodziewane jest zniszczenie betonu.

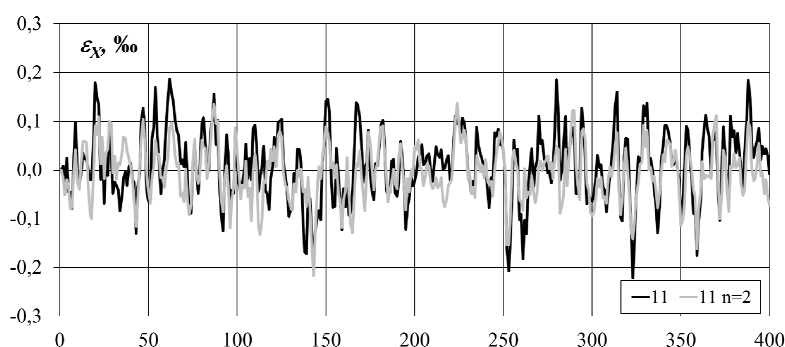
Rys. 5. Zmiana odkształceń ε_x w wybranych punktach powierzchni bez obciążeniaFig. 5. Strain ε_x change in chosen points of surface without any loadRys. 6. Zmiana odkształceń głównych ε_1 w wybranych punktach powierzchni bez obciążeniaFig. 6. Principal strain ε_1 change in chosen points of surface without any loadRys. 7. Zmiana odkształceń głównych ε_2 w wybranych punktach powierzchni bez obciążeniaFig. 7. Principal strain ε_2 change in chosen points of surface without any load

Algorytmy programu Aramis pozwalają na zwiększenie dokładności wyznaczania odkształceń. Jest to możliwe dzięki zastosowaniu większej liczby punktów obliczeniowych. Dla Aramisa, który stosuje trójkątną siatkę obliczeniową, typowa procedura zakłada wykorzystanie pojedynczego sąsiedztwa (sześciu punktów) dla wyznaczenia odkształceń. Zwiększenie dokładności wymaga zastosowania podwójnego sąsiedztwa (osiemnastu punktów). Ideę sąsiedztwa graficznie zaprezentowano na rys. 8. Wewnątrz zaciemnionego obszaru oznaczono miejsce, dla którego obliczamy odkształcenia. Wewnątrz strefy oznaczonej kolorem szarym znajdują się punkty konieczne do przeprowadzenia obliczeń.

Na rysunkach 9, 10 i 11 pokazano porównanie odczytów odkształceń ε_x , ε_1 i ε_2 wybranego punktu obliczanego z uwzględnieniem pojedynczego (11) i podwójnego sąsiedztwa (11 n=2). Dla ε_x i ε_2 nie obserwuje się zwiększenia dokładności (patrz rysunki 9, i 11). Znaczny wzrost precyzji zaobserwowano dla ε_1 (patrz rysunek 10).

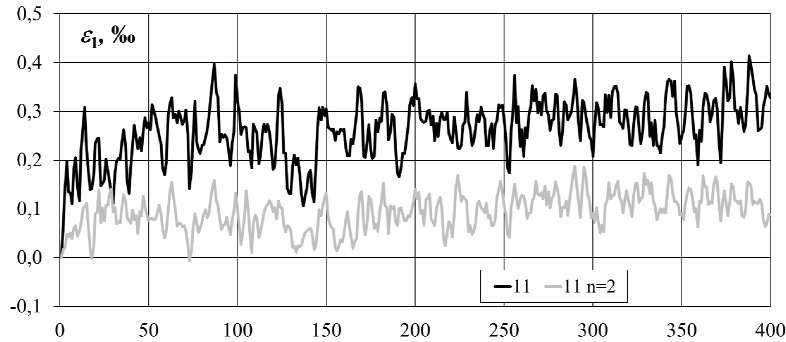


Rys. 8. Wielkość sąsiedztwa przyjmowana do obliczenia odkształceń a) pojedyncze b) podwójne
Fig. 8. Neighborhood size adopted to strain calculation a) single b) double



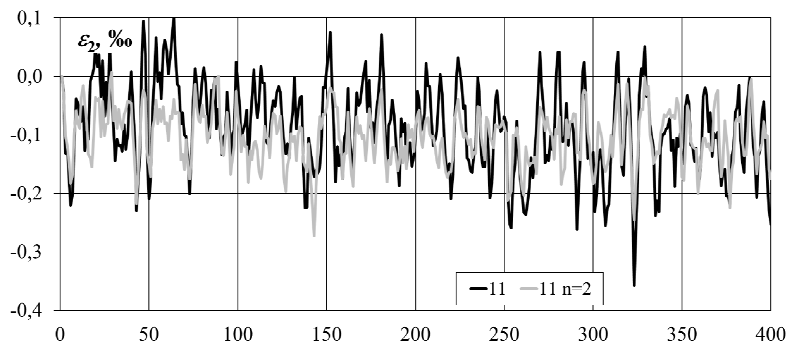
Rys. 9. Porównanie odkształceń ε_x dla pojedynczego (11) i podwójnego sąsiedztwa (11 n=2) punktu bez obciążenia

Fig. 9. Comparison of strain ε_x for single (11) and double (11 n=2) neighborhood without any load



Rys. 10. Porównanie odkształceń głównych ε_1 dla pojedynczego (11) i podwójnego (11 n=2) sąsiedztwa punktu bez obciążenia

Fig. 10. Comparison of principal strain ε_1 for single (11) and double (11 n=2) neighborhood



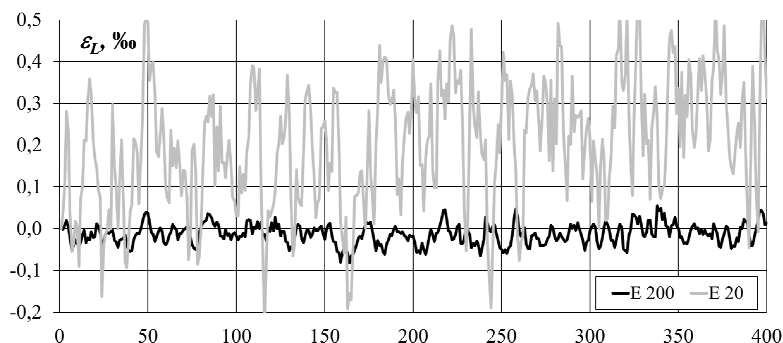
Rys. 11. Porównanie odkształceń głównych ε_2 dla pojedynczego (11) i podwójnego (11 n=2) sąsiedztwa punktu

Fig. 11. Comparison of principal strain ε_2 for single (11) and double (11 n=2) neighborhood

Trzeba jednak zdawać sobie sprawę z konsekwencji zwiększenia dokładności przez powiększenie sąsiedztwa. Większy obszar, potrzebny do wyznaczenia odkształceń, oznacza mniejszą szczegółowość danych. Różnicę widać porównując rysunki 1c (pojedyncze) i 1d (podwójne sąsiedztwo).

Za pomocą systemu Aramis możliwy jest też odczyt odkształceń na zadanej liniowej bazie pomiarowej. Na rysunku 12. przedstawiono wyniki odkształceń dla baz pomiarowych.

Stwierdzono taki sam (co do rzędu wielkości) błąd wyznaczenia długości bazy. Zatem błąd wyznaczania odkształceń będzie tym większy im krótsza baza. Jest to widoczne na omawianym rysunku 12. Odczyty odkształceń dla bazy o długości 200 mm (E200) wahają się od $-0,081\%$ do $+0,055\%$, natomiast dla krótszego odcinka (E20) od $-0,236\%$ do $+0,567\%$. Błąd graniczny odczytu odkształceń bazy pomiarowej wynosi $\pm 0,07\%$, a dla 20 mm $\pm 0,45\%$.



Rys. 12. Porównanie odkształceń na baz pomiarowych liniowych bez obciążenia (bazy o długościach 20 mm - E20 i 200 mm - E200)

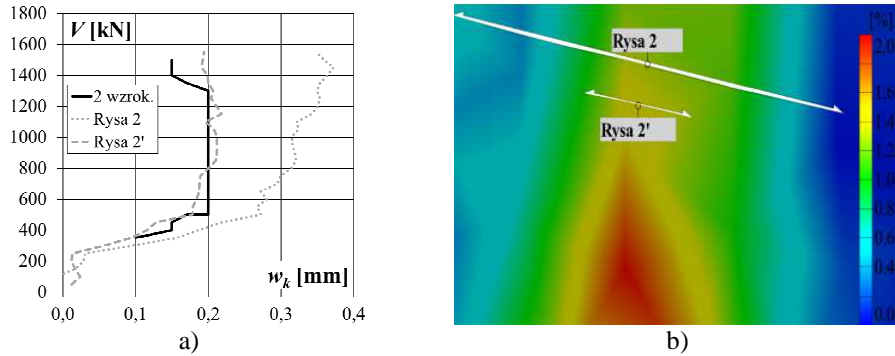
Fig. 12. Comparison of strain for linear measuring bases without any load (base 20 mm and 200 mm)

3. Odczyt szerokości rys

Oczywistą możliwością wykorzystania Aramisa jest pomiar szerokości rozwarcia rys. Poprawny odczyt szerokości rysy nie jest jednak łatwy do określenia. Na mapach nie są widoczne rysy a jedynie kumulacje odkształceń. Dzieje się tak na skutek uśredniania wyników wewnątrz elementów obliczeniowych – punkty obliczeniowe znajdują się w odległości kilkunastu milimetrów od siebie, więc nie ma możliwości zaobserwowania rysy jako nieciągłości materiału. Wyznaczenie szerokości rozwarcia rysy zostało zaprezentowane na kilku przykładach.

Na rysunku 13b zaprezentowano bazy pomiarowe do wyznaczenia szerokości rys nr 2, 2'. Wstępnie przyjęto, że dla prawidłowego odczytania szerokości rysy pomiaru należy dokonywać poza strefą kumulacji odkształceń (rysa 2). Takie rozwiązanie sugerowane jest przez *Goszczyńską i Tworzewską* [3]. W innym artykule wydanym przez ośrodek kielecki [4] autorzy stwierdzają dobrą zgodność szerokości rys zmierzonych za pomocą Aramisa i lupką Brinella (stosowano lupkę o podziałce $\pm 0,05$ mm). Stosując takie podejście zaobserwowano jednak większe szerokości większe szerokości rozwarcia rys w porównaniu z pomiarami wykonanymi tradycyjnie (rysa 2) – patrz rysunek 13a. Stwierdzono zatem, że należy dobrać właściwą długość bazy pomiarowej dla otrzymania miarodajnych wyników. Na podstawie prób zaproponowano bazy pomiarowe (rysa 2'), dla których szerokości rozwarcia są najbardziej zbliżone do pomierzonych tradycyjnie (2 wzrok.).

Dla otrzymania rezultatów najbardziej zbliżonych do pomiaru tradycyjnego (wzrokowego) szukano najbardziej odpowiedniej długości pomiaru. Każdorazowo długość ta była krótsza od całkowitej szerokości kumulacji odkształceń (patrz rys. 13b). Dla prezentowanego przykładu użyto długości referencyjnej równej 12 mm. Jest to odcinek pomiarowy, który nie obejmuje całej strefy kumulacji odkształceń (wynoszącej 42 mm).

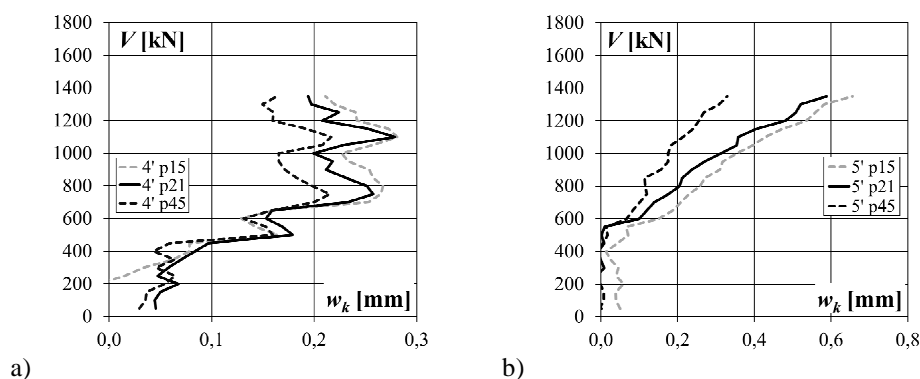


Rys. 13. Rysa nr 2 a) porównanie szerokości rozwarcia zmierzonych tradycyjnie (pomiar wzrokowy – 2 wzrok.) i za pomocą systemu Aramis, b) bazy pomiarowe Aramis (Rysa 2 i Rysa 2')

Fig. 13. Crack no. 2 a) comparison of crack widths measured traditionally (2 wzrok.) and by Aramis, b) measuring base Aramis (Rysa 2 i Rysa 2')

Dla prawidłowego odczytania szerokości rozwarcia rysy należy dobrać długość referencyjną. Najprostszą metodą jest dopasowanie bazy na podstawie wzrokowych pomiarów szerokości rysy dla kilku wybranych poziomów obciążenia. Na podstawie takich danych można sprawdzić dla jakiej długości pomiaru uzyskiwana jest zgodność między wynikami otrzymanymi z Aramisa a pomiarami tradycyjnymi. Pozostałe wartości otrzymane z systemu będą miarodajne.

Ze względu na różnice w odkształceniach głównych w zależności od przyjętej wielkości siatki obliczeniowej (patrz rys. 1.) zbadano wpływ tej zmiennej na szerokość rys. Początkowo chciano utrzymać taką samą długość i lokalizację pomiaru. Ostatecznie zdecydowano się na pewne przesunięcie baz względem siebie, ze względu na nieco inny przebieg strefy kumulacji odkształceń w zależności od wielkości fasetek. W zaproponowanej konfiguracji każdy z pomiarów wykonywany jest względem środka symetrii strefy zwiększonych odkształceń. Na rysunku 14. pokazano porównanie otrzymanych wyników. Szerokości rys 4' p15 i 5' p15 otrzymano na podstawie siatki o wielkości fasetki 15×15 , z dopiskiem p21 dla fasetek 21×21 , natomiast adnotacja p45 oznaczała odniesienie do siatki 45×45 . Wniosek jaki można sformułować jest następujący: czym drobniejsza siatka tym większe rozwarcie rysy otrzymujemy dla bazy o takiej samej długości. Dla utrzymania prawidłowej (porównywalnej z pomiarem tradycyjnym) szerokości rys należy skrócić bazę wraz z zagęszczeniem siatki.



Rys. 14. Wpływ rozmiaru fasetki na szerokości rys a) 4' b) 5', zmierzonych system Aramis

Fig. 14. Influence of the facet size on width of cracks a) 4' b) 5', measured by Aramis system

4. Podsumowanie

Przedstawione poniżej wnioski dotyczą niedokładności systemu Aramis, dla pola pomiarowego 1250×1100 mm. Uwzględniają one wszystkie wpływy, które występowały podczas badań. Jest to o tyle istotne, że błędy systemów korelacji obrazów zależne są od niedokładności wyznaczenia punktów na matrycy (położenie w pikselach). A zatem czym większy obszar pomiarowy przypada na każdy piksel mierzonej powierzchni tym błąd (mierzony w mm) staje się większy. Teoretyczne rozważania dotyczące błędów systemów cyfrowej korelacji obrazów przedstawiono w [5].

Wyznaczenie przemieszczeń liniowych można uznać za precyzyjne na potrzeby badania konstrukcji żelbetowych. Trzeba zastrzec, że dla prawidłowego, czyli zgodnego z pomiarem wzrokowym, określenia szerokości rozwarcia rys należy dobrać referencyjną długość bazy pomiarowej. Wartość ta może być inna dla każdej z rys w danym zadaniu. Ponadto należy uwzględnić wpływ wielkości fasetek na tę długość.

Dokładność wyznaczenia odkształceń w punktach stanowi istotny procent odkształceń granicznych betonu. Mapa odkształceń składa się z wielu punktów, każdy z nich obarczony jest błędem pomiaru. Pomimo tego można wyciągać wnioski na podstawie obrazu odkształceń, dzięki któremu wiemy w jakich obszarach występuje ściskanie a w jakich rozciąganie, jak wygląda obraz odkształceń głównych. Co do ilościowych danych należy zachować świadomość występujących błędów. Jednocześnie na podstawie zmiany długości czujnika liniowego można obliczyć odkształcenie na długości bazy pomiarowej. Błąd pomiaru jest tym mniejszy im dłuższe bazy zostaną użyte.

Istotny wpływ na dokładność pomiaru ma intensywność oświetlenia powierzchni. Dla uzyskania najlepszych efektów należy prowadzić badania przy możliwie stałych warunkach oświetlenia. Wykonując kilka (kilkanaście) pomia-

rów dla jednego obciążenia możliwe będzie uśrednienie wyników, co prowadzi do mniejszego błędu pomiaru.

Literatura

- [1] Kneć M.: „Technika cyfrowej korelacji obrazów w analizie deformacji połączeń elementów konstrukcji stosowanych w lotnictwie”. Rozprawa doktorska. Politechnika Rzeszowska 2015.
- [2] Revilock D.M., Thesken J.C., Schmidt T.E. i Forsythe B.S.: “Three-Dimensional Digital Image Correlation of a Composite Overwrapped Pressure Vessel During Hydrostatic Pressure Test” Raport techniczny wydany przez NASA 2007.
- [3] Goszczyńska B., Trąmpczyński W., Tworzewska J., Tworzewski P.: “Doświadczalna analiza odkształceń przestrzennych belek żelbetowych z zastosowaniem skanera optycznego 3D”, Inżynieria i Budownictwo, 2014 s. 156-159.
- [4] Goszczyńska B., Tworzewska J.: “Określenie rysy na potrzeby analizy wyników badania procesu powstawania i rozwoju rys w belkach żelbetowych z zastosowaniem systemu Aramis”, Przegląd Budowlany, 2014, s. 24-29.
- [5] Ajdukiewicz C., Gajewski M., Mossakowski P. „Zastosowanie systemu optycznej korelacji obrazu „Aramis” do identyfikacji rys w elementach betonowych”, Materiały konferencyjne Transcomp – XIV International Conference Computer Systems Aided Science, Industry and Transport, 2011.

ABOUT INACCURACIES OF DIC SYSTEM

Summary

The aim of the paper is estimating of measuring inaccuracies for Aramis system. Because of issue complexity it is difficult to find general solution. For the application purpose method consists of comparison many photos showing one state of surface is used. In the paper analysis of the inaccuracies for measuring volume 1250×1100 mm is presented. Dispersion of the results recorded by Aramis system is the value of the measuring error. It is stated that values from strain maps contain error which is significant with respect to ultimate strain of concrete. Simultaneously very good accuracy of the the line segment length change is reported. It causes that observation of crack width is precisely. In the second part of the paper some practical information concern how determined compatibility between crack width measured traditionally and by Aramis are written. Discussion of influence of facet size on crack width is presented.

Keywords: digital image correlation, measuring error, crack width, experimental investigations

Przesłano do redakcji: 24.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Rafał KRZYWOŃ¹

WPŁYW PODWYŻSZONEJ TEMPERATURY NA SKUTECZNOŚĆ WZMOCNIENIA BELEK ŻELBETOWYCH TAŚMAMI TYPU CFRP I SRP

Klejenie zewnętrznych nakładek kompozytowych zbrojonych włóknami wysokiej wytrzymałości powoli staje się najpopularniejszą metodą wzmacniania konstrukcji żelbetowych. Zdarza się, że tego typu wzmocnienia mogą być bezpośrednio poddane nasłonecznieniu i tym samym zagrożone nadmiernym nagrzaniem. Badania prowadzone przez autora artykułu pokazały, że nawet w umiarkowanej strefie geograficznej, w której znajduje się Polska, temperatura kleju pod cienkim laminatem może osiągnąć 65°C, czyli temperaturę o 20°C wyższą niż temperatura zeszklenia najpopularniejszych na rynku klejów opartych na żywicy epoksydowej. W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych belek żelbetowych podgrzanych od strony wzmocnienia promieniowaniem podczerwonym. Program badań objął grupę trzynastu belek żelbetowych w skali rzeczywistej. Sześć z nich zostało wzmocnionych taśmą CFRP, kolejnych sześć z taśmą SRP. Belki podgrzewano za pomocą liniowych promienników podczerwieni do mierzonej w warstwie adhezyjnej temperatury od 20°C do 80°C. Po jej osiągnięciu belki obciążano do zniszczenia w teście czteropunktowego zginania. Zauważalny spadek nośności obserwowano już dla temperatury 50°C. Nie stosowano mechanicznego kotwienia, dlatego przyczyną uszkodzenia we wszystkich przypadkach była delaminacja, zazwyczaj w warstwie kleju. Belki wzmocnione taśmą CFRP niszczyły się gwałtownie, bez szczególnych symptomów dźwiękowych towarzyszących delaminacji. Ich nośność w temperaturach powyżej 65°C była bliska nośności nie wzmocnionej belki referencyjnej. Nieco korzystniej zachowywały się belki wzmocnione taśmą SRP, głównie dzięki większej szerokości i tym samym niższemu naprężeniu w warstwie kleju.

Słowa kluczowe: wzmocnienie kompozytowe, CFRP, SRP, temperatura zeszklenia, żywica epoksydowa, przyczepność

1. Wprowadzenie

Współczesne wzmocnienia konstrukcji budowlanych coraz częściej wykorzystują kompozyty zbrojone włóknami wysokiej wytrzymałości. Zazwyczaj elementem scalającym włókna tych kompozytów, a także spajającym je ze wzmocnianą konstrukcją są kleje oparte na żywicach epoksydowych. Ze wzglę-

¹ Rafał Krzywoń, Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice; tel. 322372262; rafal.krzywon@polsl.pl

du na właściwości i cenę tego typu polimery są znane w budownictwie od wielu lat. Niewątpliwie ich największą wadą, szczególnie istotną w przypadku zewnętrznych nakładek wzmacniających, jest stosunkowo niska temperatura zeszklenia, niekiedy określana już dla temperatur około $40\div 50^{\circ}\text{C}$ [1]. W tym zakresie temperatury polimer epoksydowy zaczyna zmieniać swoje właściwości, ze stanu ciała stałego, który bywa również określany jako szklisty, na stan bliższy ciału plastycznemu lub cieczy. W fazie pośredniej jego właściwości można ocenić jako lepko-sprężyste. W konsekwencji tego zjawiska, materiały bazujące na epoksydach, w tym kompozytowe nakładki wzmacniające, należy traktować jako mało odporne na podwyższone temperatury. Zjawisko to, początkowo niedoceniane, a nawet lekceważone przez producentów systemów wzmacniających, jest coraz częściej zauważane i badane, również w Polsce [2]. Co najważniejsze, problem może dotyczyć nie tylko sytuacji pożaru, ale również zwykłego nagrzania w promieniach słońca. Nawet niewielkie płynięcie kleju może skutkować relaksacją naprężeń w systemie wzmacniającym, pogorszeniem efektywności wzmocnienia i wzrostem ugięć. W skrajnym przypadku obciążenia krytycznego, może doprowadzić również do delaminacji przyklejonej nakładki, zmniejszenia nośności i niebezpiecznego uszkodzenia elementu na odcinku wzmocnienia.

Określenie temperatura zeszklenia dotyczy pewnego zakresu temperatur, w którym dochodzi to przemiany fazowej polimeru. W przypadku epoksydów pełny proces odkształcenia zachodzi w zakresie przyrostu temperatury przynajmniej $10\div 20^{\circ}\text{C}$ [3], przy czym zależy on od takich czynników jak liczba potencjalnych powiązań w łańcuchu polimerowym, czy też układu tych powiązań [4]. Jako, że sam proces polimeryzacji jest zjawiskiem długotrwałym, to w praktyce temperatura zeszklenia rośnie wraz z wiekiem epoksydu. Osiągnięcie „dojrzałości” polimeru można przyspieszyć przez wygrzewanie w początkowym okresie utwardzania, a za optymalną temperaturę takiej obróbki uznaje się 60°C [5]. Tydzień utwardzania w takiej temperaturze równoważy 17-letnie wiązanie w warunkach pokojowych [6]. Podobny efekt nagrzania może wystąpić wskutek działania promieni słonecznych. Dzięki temu żywice w warunkach zewnętrznych, zwłaszcza latem, kiedy temperatury przekraczają 30°C , ulegają lepszemu utwardzeniu, uzyskując wyższe temperatury zeszklenia niż modele laboratoryjne [1]. W trakcie utwardzania w podwyższonej temperaturze nie jest wskazane obciążanie warstwy kleju, czyli wzmocniony element musi pozostać odciążony w całym przewidzianym okresie utwardzania. Niekorzystny wpływ na temperaturę zeszklenia ma również wilgotność, co wiąże się ze zmniejszeniem sił Van der Valsa pomiędzy cząsteczkami polimeru [4].

Przemiana fazowa utwardzonej żywicy epoksydowej w ciało lepko-sprężyste prowadzi do pogorszenia jej właściwości mechanicznych, co dla samego kompozytu oznacza pogorszenie współpracy pomiędzy włóknami zbrojenia, natomiast dla przyklejonej nakładki kompozytowej powoduje zmniejszenie jej przyczepności do wzmacnianego elementu. Jak wykazują dotychczasowe badania, gwałtowny spadek przyczepności współcześnie stosowanych klejów

rozpoczyna się około 60°C [7]. Długości odcinka, na którym zostają przekazane siły przyczepności (odcinek zakotwienia) rośnie około 2,5÷3 krotne [8]. Najprawdopodobniej w konsekwencji lepszego utwardzenia żywicy epoksydowej, temperatury do 50°C korzystnie wpływają na przyczepność kleju, która rośnie w porównaniu do próbek badanych w temperaturze pokojowej [9, 10].

2. Wpływ nasłonecznienia na temperaturę laminatu FRP

Latem 2015 roku autor referatu prowadził badania nagrzania warstwy kleju epoksydowego dla różnych typów zewnętrznych laminatów kompozytowych na podłożach betonowym i drewnianym. W szczególności badania objęły: taśmę CFRP o przekroju 60×1,4 mm, pojedynczą warstwę laminatu z maty CFRP, taśmę SRP (Steel Reinforced Polymer) Hardwire typu 3×2-12 o powierzchni niewykończonych i powierzchni piaskowanej. Próbki układano na płaskiej powierzchni, w otwartej, niezacienionej i nieosłoniętej przestrzeni. Pomiary prowadzono w wybranych słonecznych dniach czerwca, lipca i sierpnia. Pomiary temperatury, a dokładniej pomiary prędkości przyrostu temperatury, prowadzono w odstępach godzinnych, a w okresie wczesnopołudniowym w odstępach półgodzinnych i krótszych.

Szczegółowe wyniki badań zebrano w pracy [11]. Zazwyczaj już po około 3÷4 godzinach temperatura w warstwie kleju przekraczała 50°C. Zaobserwowano również, że stopień nagrzania próbek zależy w większym stopniu od intensywności promieniowania słonecznego, niż temperatury powietrza. Zazwyczaj maksymalne temperatury występowały w pobliżu godziny czternastej. Sprzyjały im bezchmurne niebo oraz brak wiatru.

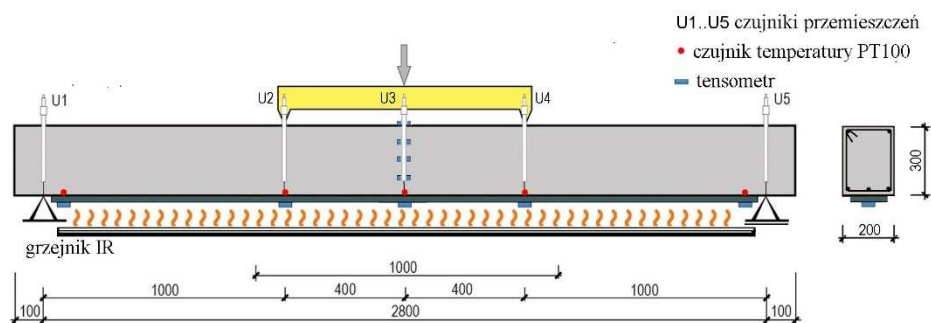
Najwyższe temperatury, przekraczające 70°C, odnotowano w warstwie kleju pod taśmą CFRP na podłożu drewnianym. Średnio były one nawet 10°C wyższe niż dla porównywalnych modeli na podłożu betonowym, co należy wiązać z lepszą izolacyjnością termiczną drewna, ograniczającą odbiór ciepła z powierzchni. Maksymalna zmierzona temperatura wśród próbek betonowych wyniosła 64°C. Generalnie, najprawdopodobniej z uwagi na czarny kolor, próbki CFRP nagrzewały się bardziej niż jasnoszary laminat SRP.

3. Badania belek zginanych podgrzewanych od strony nakładki wzmacniającej

Program badań objął grupę trzynastu belek żelbetowych, w tym:

- jedną belkę referencyjną bez wzmocnienia,
- sześć belek wzmocnionych taśmami węglowymi CFK 200/2000 o przekroju 60×1,4 mm,
- sześć belek wzmocnionych taśmami stalowymi typu Hardwire® SRP typu 3x2-20 o szerokości 150mm.

Celem badań było określenie możliwego wpływu intensywnego nasłonecznienia na nośność, ugięcie i rysoodporność belek oraz porównanie tych cech dla belek z dwoma konkurencyjnymi typami zbrojenia – prefabrykowaną taśmą z włókien węglowych oraz laminatem zbrojonym splotami drutów małej średnicy ze stali o ultra-wysokiej wytrzymałości.



Rys. 1. Schemat badania belki wzmocnionej kompozytem i podgrzewanej

Fig. 1. Test lay-out of strengthened and heated beam

Schemat badania pokazano na rys. 1. Belki o przekroju poprzecznym 200×300 mm wykonano z jednego zarobu betonu towarowego, dla którego zbądane podstawowe właściwości wytrzymałościowe zestawiono w tabeli 1.

Belki zbrojono prętami żebrowanymi, w dolnej strefie trzy pręty #12, w strefie górnej dwa pręty #10, strzemiona #6 w rozstawione co 100 mm (w strefie środkowej co 200 mm). Właściwości stali zestawiono w tabeli 2. W tabeli 3. porównano cechy nakładek kompozytowych wykorzystanych do wzmocnienia. Oba typy taśm zostały przyklejone klejem Sikadur®330 (zalecanym przez producenta taśm SRP). Belki badano po 40÷50 dniach od przyklejenia wzmocnienia, przy czym nie stosowano żadnych dodatkowych zabiegów przyspieszających utwardzanie kleju (wygrzewanie itp.).

Tabela 1. Właściwości wytrzymałościowe betonu zastosowanego do wykonania belek

Table 1. Strength properties of concrete used for production of beams

Średnia wytrzymałość kostkowa na ściskanie [MPa]	Średnia wytrzymałość słupowa na ściskanie [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Sieczny moduł sprężystości [GPa]
44,7	40,3	3,2	30,7

Tabela 2. Właściwości stali zbrojeniowej zastosowanej w badanych belkach

Table 2. Properties of reinforcing steel used in tested beams

Średnica pręta	Granica plastyczności [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Moduł sprężystości [GPa]
#12	588	635	200,7
#10	570	661	200,7

Tabela 3. Właściwości taśm kompozytowych zastosowanych do wzmocnienia belek

Table 3. Properties of composite overlays used in tested beams

Rodzaj taśmy	Powierzchnia nominalna [mm ²]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Moduł sprężystości [GPa]
CFRP 200/2000	84	2577	204
SRP 3x2-20	57	3302	201

Belki badano stosując test czteropunktowego zginania. Przed testem belki podgrzewano stosując liniowe promienniki podczerwieni, aby zachować warunki zbliżone do nasłonecznienia. Po osiągnięciu żądanej temperatury belki obciążano do zniszczenia. W początkowej fazie badania kontynuowano podgrzewanie, jednakże w końcowej fazie, z uwagi na gwałtowną postać zniszczenia i niebezpieczeństwo uszkodzenia grzejników, demontowano je, co niestety skutkowało niepożądanym spadkiem temperatury o około 10°C.

4. Wyniki badań

W trakcie badania zadawano obciążenie i mierzono przemieszczenie za pomocą czujników indukcyjnych w pięciu punktach (rys. 1.) oraz odkształcenia w przekroju środkowym i w pięciu charakterystycznych punktach wzdłuż dolnej powierzchni belki. Dodatkowo inwentaryzowano rysy oraz mierzono ich rozwarcie w trakcie, kiedy belka była podgrzewana. Ze względu na dość szybki spadek temperatury po usunięciu grzejników, prowadzono obciążenie do zniszczenia bez czasochłonnej inwentaryzacji rys. Wybrane, najistotniejsze wyniki badań zebrano w tabelach 4. i 5. Wyniki zamieszczone w tabeli 5 odniesiono do obciążenia 90 kN, które jest obciążeniem niszczącym dla belki referencyjnej, natomiast dla belek wzmocnionych, może być traktowane jako obciążenie użytkowe (60% nośności).

Analiza przedstawionych wyników pokazuje, że w zakresie obciążeń użytkowych wpływ temperatury jest znikomy. Dotyczy to zarówno ugięć, odkształceń laminatu oraz rozwoju zarysowań. Pierwsze rysy pojawiały się przy obciążeniu 25÷30 kN. Widoczne różnice pojawiają się dopiero po uplastycznieniu zbrojenia zwykłego, czyli gdy dalszy przyrost nośności zależy wyłącznie od efektywności pracy nakładki wzmacniającej.

Tabela 4. Wyniki badań belek żelbetowych dla obciążenia niszczonego

Table 4. Test results of RC beams at failure force

Belka	Rodzaj wzmocnienia	Maksymalna temperatura w trakcie badania [°C]	Temperatura w chwili zniszczenia [°C]	Siła niszcząca [kN]	Maksymalne ugięcie [mm]
REF	brak	21	21	99,2	>71*
CFRP_1	CFK 200/2000 60x1,4mm	21	21	139,6	20,5
CFRP_2		21	21	145	21,2
CFRP_T51		51	44	135,6	20,4
CFRP_T56		56	45	134,6	20,6
CFRP_T62		62	51	131,6	21,3
CFRP_T73		73	67	110,8	13,3
SRP_1		SRP 3x2-20 150mm	21	21	152,8
SRP_2	21		21	150,6	28,5
SRP_T37	37		32	166,8	35,2
SRP_T64	64		56	145,2	30,5
SRP_T69	69		59	127,6	24,7
SRP_T80	80		68	129,8	23,7

* ostatni pomiar na którym zakończono badanie

Tabela 5. Wyniki badań belek żelbetowych dla obciążenia 90 kN

Table 5. Test results of RC beams at force of 90 kN

Belka	Rodzaj wzmocnienia	Temperatura w trakcie pomiaru [°C]	Ugięcie [mm]	Odkształcenia laminatu w połowie rozpiętości [%]	Średni rozstaw rys [mm]
REF	brak	21	13,7	-	95
CFRP_1	CFK 200/2000 60x1,4mm	21	9,5	2,36	69
CFRP_2		21	9,6	2,41	88
CFRP_T51		51	10,0	2,38	82
CFRP_T56		56	10,2	2,36	80
CFRP_T62		62	10,1	2,37	100
CFRP_T73		73	10,1	2,29	98
SRP_1		SRP 3x2-20 150mm	21	9,8	2,32
SRP_2	21		10,2	2,49	95
SRP_T37	37		9,3	2,23	110
SRP_T64	64		9,1	1,73	92
SRP_T69	69		10,1	1,87	77
SRP_T80	80		10,3	2,03	107

Prowadzone przez Mousa i in. [6] badania próbek kleju Sikadur®330 utwardzanego w warunkach laboratoryjnych wykazały początkową temperaturę zeszklenia na poziomie 43°C, a po upływie roku jej wzrost do 56°C, natomiast po siedmiu latach do 62°C. Ponieważ przedmiotowe belki zbadano po około 50 dniach od zastosowania wzmocnienia, temperaturę zeszklenia zastosowanego kleju można oszacować na niecałe 50°C. Potwierdzają to pomiary nośności, gdyż już dla belki CFRP_T51 charakteryzuje niewielki spadek nośności. W temperaturach do około 65°C nośność belek, w porównaniu do badanych w temperaturze pokojowej zmniejsza się maksymalnie o 8% (odniesiony do belki referencyjnej REF spadek efektywności wzmocnienia wynosi 25%). W temperaturach powyżej 65°C spadek efektywności wzmocnienia zdecydowanie przyspiesza. Dla belki SRP_T69 wynosi 46%, natomiast aż 73% dla belki CFRP_T73.

Początek płynięcia kleju potwierdza również forma zniszczenia. Wprawdzie dla wszystkich badanych belek była to delaminacja, jednakże w belkach badanych w niższych temperaturach zachodziła ona na styku struktury betonu i kleju. Zdarzało się, że taśma odspajała się z całymi fragmentami otuliny. W belkach badanych w temperaturach powyżej 65°C powierzchnia taśmy była praktycznie wolna od ziaren betonu (rys. 2.), co wskazuje na spadek przyczepności kleju poniżej wytrzymałości betonu na rozciąganie.

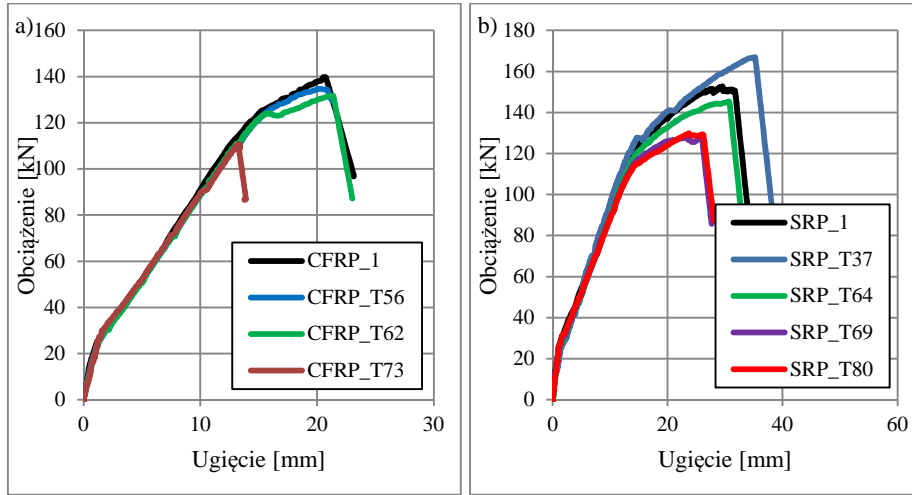


Rys. 2. Powierzchnia belki żelbetowej po delaminacji (a) belka CFRP_T56; (b) belka CFRP_T73

Fig. 2. RC Beam's surface after delamination (a) beam CFRP_T56; (b) beam CFRP_T73

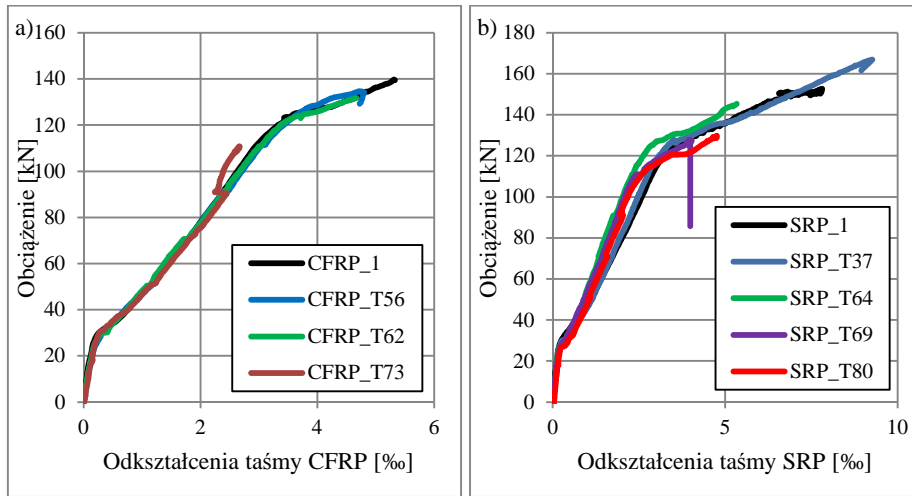
Badania potwierdziły również obserwowany przez innych badaczy [9, 10] korzystny wpływ temperatury nieco niższej od temperatury zeszklenia. Nośność belki SRP_T37 badanej w 37°C jest prawie 10% wyższa niż belek badanych w temperaturze pokojowej.

Porównując belki wzmocnione taśmą CFRP i SRP, można zauważyć zdecydowanie większą wrażliwość na temperaturę belek z przyklejonym kompozytem węglowym. Należy to łączyć z 2,5 krotnie większą szerokością taśmy SRP i tym samym powierzchnią spoiny klejowej, a w konsekwencji ze znacznie mniejszym jej obciążeniem siłami przyczepności.



Rys. 3. Przyrost ugięcia belek (a) wzmocnionych taśmą CFRP; (b) wzmocnionych taśmą SRP

Fig. 3. Change of deflection (a) beam strengthened with CFRP strip; (b) beam strengthened with SRP tape



Rys. 4. Przyrost odkształceń taśm w środku rozpiętości (a) CFRP; (b) SRP

Fig. 4. Change of strains at midspan (a) CFRP strip; (b) SRP tape

Temperatura w bardzo niewielkim stopniu wpływa na ugięcie. Należy jednak podkreślić, że jedynie aktywne wzmocnienie (sprężenie) skutecznie ogranicza ugięcie. Wzmocnienie pasywne jest mniej efektywne, z uwagi na relatywnie nieduży wzrost sztywności, wynikający z niewielkiego przekroju nakładki kompozytowej. Pomimo tego, tendencja do wzrostu ugięć w wyższych temperatur-

rach jest wyraźnie zauważalna, zwłaszcza w przypadku belek wzmocnianych taśmą SRP (rys. 3.a). Takie zachowanie można tłumaczyć relaksacją taśmy w wyniku poślizgu w płaszczyźnie kleju. Pośrednio dowodzi tego analiza odkształceń taśmy, które w przypadku modeli badanych w wyższych temperaturach są mniejsze (tab. 5., rys. 4.).

5. Wnioski

W referacie opisano badania belek żelbetowych wzmocnianych taśmami kompozytowymi typu SRP i CFRP, ogrzewanych w sposób imitujący ekspozycję słoneczną. Badania wykazały, że już w temperaturach niewiele przekraczających 50°C można zaobserwować postępujące osłabienie przyczepności użytego kleju epoksydowego. Wynika ono z przemiany fazowej po osiągnięciu temperatury zeszklenia. Niekorzystny wpływ temperatury nasila się powyżej 65°C.

Belki wzmocnione taśmą węglową okazały się bardziej wrażliwe na podwyższoną temperaturę, niż belki wzmocnione kompozytem SRP. Wynika to z różnej szerokości obu typów taśm.

Wszystkie modele zniszczyły się w wyniku delaminacji, jednakże w wyższej temperaturze jej przebieg był gwałtowny i nie poprzedzały go charakterystyczne trzaski pękającego laminatu. W wyższych temperaturach delaminacja następowała w warstwie kleju.

Literatura

- [1] Michels J., Widmann R., Czaderski C., Allahvirdizadeh R., Motavalli M.: Glass transition evaluation of commercially available epoxy resins used for civil engineering applications, *Composites Part B* 77, 2015, pp. 484-493.
- [2] Trapko T.: The effect of high temperature on the performance of CFRP and FRCM confined concrete elements, *Composites Part B* 54, 2013, 138-145.
- [3] Hülder G., Dallner C., Ehrenstein G.W.: Curing of epoxy-adhesives for the supplementary reinforcement of buildings with bonded CFRP-straps (in German), *Bauingenieur* 81, 2006, pp. 449-454.
- [4] Othman D., Stratford T.J., Bisby L.A.: A Comparison of On-Site and Elevated Temperature Cure of an FRP Strengthening Adhesive, *Proceedings of the FRPRCS11*, UM, Guimarães, 2013.
- [5] Carbas R.J.C., Marques E.A.S., Lopes A.M., da Silva L.F.M.: Effect of cure temperature on the glass transition temperature of an epoxy adhesive, *Proceedings of the 15th International Conference on Experimental Mechanics ICEM2015*, University of Porto 2012.
- [6] Moussa O., Vassilopoulos A.P., Castro J.D., Keller T.: Long-term development of thermophysical and mechanical properties of cold-curing structural adhesives due to post-curing. *Journal of Applied Polymer Science* 2013;127(4), str. 2490-2496.
- [7] Tadeu A., Branco F., Shear tests of steel plates epoxy bonded to concrete under temperature, *Journal of Materials in Civil Engineering* 2000, 12(1), pp. 74-80.

- [8] Leone M., Matthys S., Aiello M.A.: Effect of elevated service temperature on bond between FRP EBR systems and concrete, *Composites: Part B* 40 (2009), p. 85-93.
- [9] Blontrock H., Taerwe L., Vanwalleghem H.: Bond testing of externally glued FRP laminates at elevated temperature, *Proceeding of the international conference: Bond in concrete- from research to standard*, Budapest, Hungary, 2002, pp. 648-654.
- [10] Klamer E.L., Hordijk D.A., Kleinman C.S.: Debonding of CFRP laminates externally bonded to concrete specimens at low and high temperatures, *Proceedings of Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006)*, Miami, Florida, USA, pp. 35-38.
- [11] Krzywoń R., Temperature in the adhesive layer of externally bonded composite reinforcement heated by the sun, *ACEE Archit. Civ. Eng. Environ.* 2016, Vol. 9, No. 1, pp. 79-84.

INFLUENCE OF ELEVATED TEMPERATURE ON EFFICIENCY OF RC BEAMS STRENGTHENING WITH CFRP STRIPS AND SRP TAPES

S u m m a r y

Bonding of external composite overlays reinforced with high-strength fibers becomes the most popular technique of strengthening the reinforced concrete structures. Some of those strengthening overlays may be exposed to direct sunlight and thus threatened by excessive heating. Researches provided by the author of this paper showed that even for the location of Poland and the northern continental zone, the adhesive temperature under a thin FRP laminate may reach 65°C, about 20°C more than the glass transition temperature of the based on epoxy resin, most popular adhesives available on the market. The paper presents the results of laboratory tests of reinforced concrete beams heated along the bottom, reinforced side with use of infrared radiation. The research program covered the total group of thirteen RC beams in the real scale. Six of them were strengthened with CFRP strip, the other six with SRP tape. The beams were heated by group of linear infrared radiators up to the measured in the adhesive layer temperature from 20°C to 80°C. When the required test temperature was achieved, beams were loaded to failure in a four point bending test. First perceptible decrease in load capacity was observed around 50°C. There was no mechanical anchoring of strengthening, therefore in all cases the damage was followed by delamination, at higher temperatures in the adhesive layer. Especially CFRP strengthened beams failed suddenly, without any characteristic noise symptoms of delamination. Their bearing capacity at temperatures above 65°C was close to the capacity of the not strengthened reference beam. SRP reinforced beams behaved somewhat better, mainly due to the greater width and therefore lower stress in the adhesive layer.

Keywords: composite strengthening, CFRP, SRP, glass transition temperature, epoxy resin, bond performance

Przesłano do redakcji: 24.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Wojciech MAZUR¹
Radosław JASIŃSKI²
Łukasz DROBIEC³

NOŚNOŚĆ STREF PRZYPODPOROWYCH NADPROŻY Z AUTOKŁAWIZOWANEGO BETONU KOMÓRKOWEGO

W artykule przedstawiono wyniki badań doświadczalnych oraz obliczenia weryfikujące nośność stref przy podporowych prefabrykowanych nadproży z autoklawizowanego betonu komórkowego. Zbadano trzy serie elementów zróżnicowanych pod względem wymiarów poprzecznych oraz typu zbrojenia. Wykazano istotny wpływ sposobu zakotwienia podłużnych prętów na sposób zarysowania i zniszczenia oraz nośność belek.

Słowa kluczowe: beton komórkowy, nadproża prefabrykowane, nośność na ścinanie, zakotwienie

1. Wstęp, cel pracy

Nadproża to belki przekrywające otwory okienne i drzwiowe. Zazwyczaj wykonuje się je z kształtowników stalowych, jako żelbetowe elementy wykonywane na miejscu budowy lub prefabrykowane albo w postaci prefabrykowanych rozwiązań systemowych. Docelowo nadproża współpracują z murem, jednak w fazie montażowej najczęściej pracują jako belki swobodnie podparte i mogą być obciążone siłami skupionymi. Konieczne jest więc sprawdzenie nośności na zginanie i ścinanie w tej fazie pracy. Zagadnienia związane z nośnością elementów stalowych i żelbetowych są dość dobrze rozeznane. Prefabrykowane nadproża muszą spełniać wymogi normy [1] dotyczącej specyfikacji wyrobów dodatkowych do murów, a nośność określana jest na podstawie obliczeń oraz badań według norm [2, 3, 4].

Kształt zbrojenia zdeteminowany procesem produkcji, właściwości mechaniczne betonu komórkowego oraz konieczność zastosowania środków

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Wojciech Mazur, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, +48 32 237 11 27, wojciech.mazur@polsl.pl

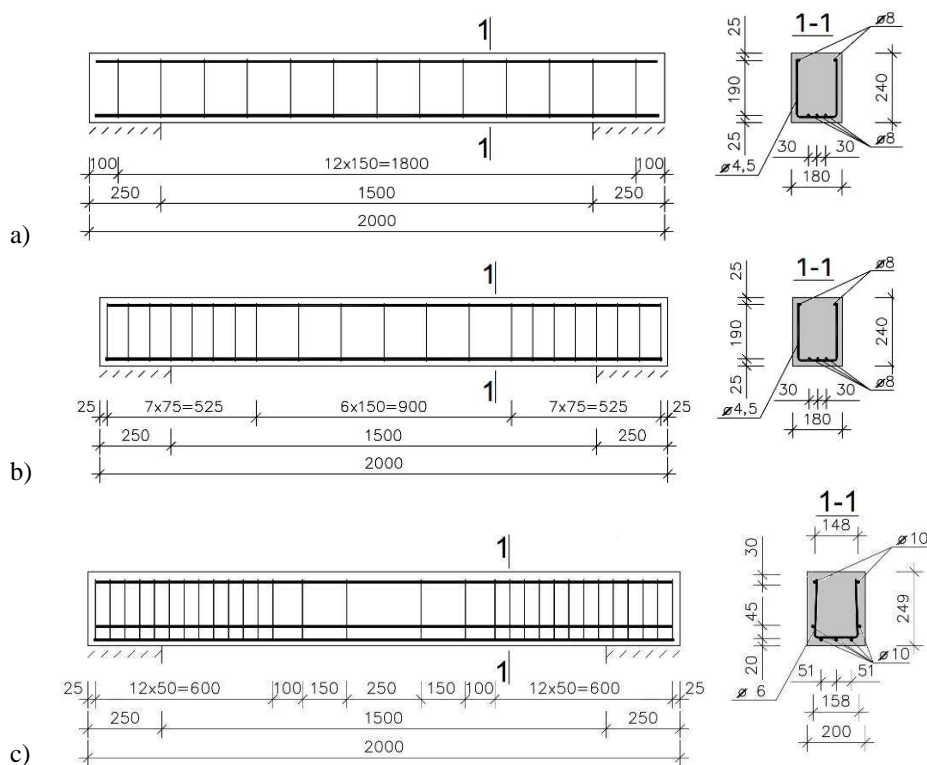
² Radosław Jasiński, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska

³ Łukasz Drobiec, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska

ochronny antykorozyjnej sprawiają, że określenie nośności elementów z betonu komórkowego są bardziej złożone niż w przypadku elementów żelbetowych. W artykule przedstawiono mechanizm zniszczenia belek nadprożowych i porównawczych obliczeń nośności stref podporowych określonych na podstawie zaleceń normy [4], EC-2 [5] oraz [6]. Wykonano obliczenia sprawdzające, których celem było sformułowanie wstępnych wniosków dotyczących procedur sprawdzania nośności na ścinanie.

2. Modele badawcze, stanowisko badawcze, procedura badań

Badania doświadczalne obejmowały trzy serie elementów zróżnicowanych pod względem geometrii, wytrzymałości betonu, struktury zbrojenia poprzecznego i podłużnego, gatunku stali. Elementy serii A i C miały przekrój poprzeczny 176×240 mm i długość całkowitą równą 2000 mm. Element serii D różnił się pod względem wymiarów przekroju poprzecznego, które wynosiły 200×249 mm.

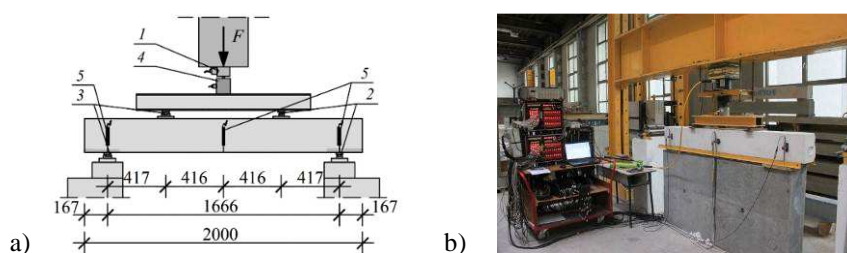


Rys. 1. Zbrojenie nadproży: a) seria A, b) seria C, c) seria D

Fig. 1. View of reinforcement of lintels: a) serie A, b) serie C, c) serie D

Wszystkie modele podparto symetrycznie za pomocą dwóch podpór (przegubowo przesuwnej i przegubowo nieprzesuwnej) w rozstawie osiowym wynoszącym 1666 mm (według normy [4] $l-2 \times a_0 \times 2/3$, gdzie a_0 stanowi długość oparcia na murze). Zbrojenie nadproży stanowiły pręty połączone poprzez zgrzewanie i następnie odpowiednio wygięte. Wszystkie pręty w elementach serii A i C wykonano jako żebrowane. Zbrojenie podłużne stanowiły pręty o średnicy $\phi 8$ mm (dwa w strefie ściskanej i trzy w strefie rozciąganej), a zbrojenie poprzeczne pręty średnicy $\phi 4,5$ mm. Rozstaw strzemion w nadprożach serii A był stały na całej długości elementu i wynosił 150 mm (rys. 1a). W przypadku nadproży serii C w strefie przypodporowej rozstaw strzemion został zmniejszony o połowę i wynosił 75 mm (rys. 1b). W elemencie serii D zbrojenie podłużne stanowiły gładkie pręty o średnicy $\phi 10$ mm (2 w strefie ściskanej i 5 w strefie rozciąganej), a zbrojenie poprzeczne stanowiły pręty średnicy $\phi 6$ mm także bez żebrowania. Rozstaw strzemion w strefie przypodporowej wynosił 50 mm i wzrastał do wartości 250 mm w środkowej strefie elementu (rys. 1c). Zbrojenie nadproży we wszystkich modelach zostało zabezpieczone antykorozyjnie, w postaci powłoki mineralnej (nadproża serii A i C) lub syntetycznej z tworzywa sztucznego (nadproża serii D). Długości zakotwienia prętów zbrojenia podłużnego za osią podpór wynosiły $21,5 \phi$ w belkach serii A, C oraz 17ϕ w belkach serii D, a więc mniej niż zalecenia producenta oraz wymogi normy EC-2 [5], wg których $l_{b, \min} = 31 \phi$ (serie A i C) – 27ϕ (serie D).

Do realizacji badań zaprojektowano i wykonano stanowisko badawcze, którego ulegało niewielkim modyfikacjom zależnie od wymiaru belek. Schemat stanowiska oraz jego widok z modelem badawczym pokazano na rys. 2. Nadproża układano na podporach współosiowo ze stalową ramą. Obciążenie wywoływane siłownikiem hydraulicznym przykładano na belkę przez stalowy trawers i rejestrowano poziom obciążenia F za pośrednictwem siłomierza. Trawers rozdzielał obciążenie na parę sił skupionych przyłożonych w jednej czwartej odległości między osiami podpór.



Rys. 2. Stanowisko badawcze: a) schemat; 1 – siłownik hydrauliczny, 2 – podpora nieprzesuwna, 3 – podpora przesuwna, 4 – siłomierz, 5 – indukcyjny przetwornik przemieszczeń, b) widok

Fig. 2. Test stand: a) scheme; 1 – hydraulic jack, 2 – fixed support, 3 – free support, 4 – force gauge, 5 – displacement induction gauge, b) overall view

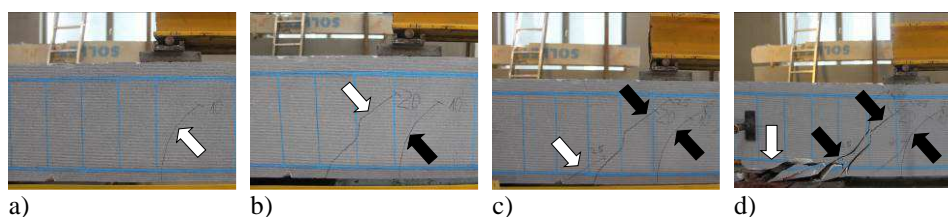
Belki obciążano monotonicznie, stopniując przyrost siły co 5 kN w celu rejestracji rys. W trakcie badań dokonywano za pośrednictwem automatycznego stanowiska pomiarowego (ASP) pomiaru oraz rejestracji siły z siłomierza i ugięcia. Prowadzono również kontrolę zarysowania elementów.

3. Materiały

Próbki do badań materiałowych elementu serii A, C i D pobrano po zbadaniu nadproża z nieuszkodzonych fragmentów strefy przypodporowej. Szczegółowe badania materiałowe elementów serii A i C przedstawiono w pracy [8]. Badania wytrzymałości na ściskanie betonu komórkowego przeprowadzono według normy [9] na trzech kostkach (100×100×100 mm) i wyniosła odpowiednio $f_c=4,19$ MPa, ($v=32,2\%$) w elementach serii A i C oraz $f_c=4,75$ MPa, ($v=11,4\%$) w elemencie serii D. Badanie prętów zbrojenia podłużnego przeprowadzono zgodnie z normą [10]. W belkach serii A i C uzyskano $R_m/R_{p0,2}=612/566=1,08=f_{tk}/f_{yk}=1,08$, a w elemencie serii D uzyskano $R_m/R_{p0,2}=575,3/535,7=1,07 < f_{tk}/f_{yk}=1,08$, co pozwoliło zaklasyfikować stal do klasy B wg EC-2 [5]. Niewielka długość prętów zbrojenia poprzecznego (< 300 mm) wykluczała wykonanie badań wytrzymałościowych, dlatego w dalszych analizach przyjmowano parametry dla stali zbrojenia podłużnego (identyczne uźebrowanie lub brak uźebrowania).

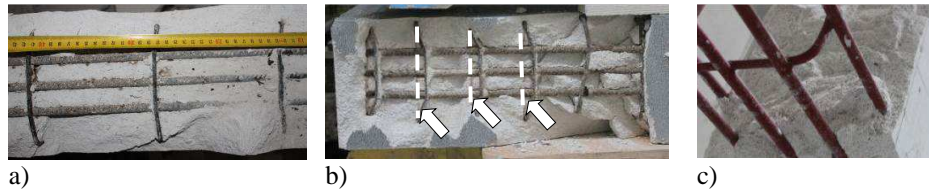
4. Wyniki i analiza

Mechanizm zarysowania belek serii A i C był taki sam. W pierwszej kolejności powstały zarysowania giętne (rys. 3a), które powstawały w przęśle i rozwijały się mniej więcej do 3/4 wysokości elementu. Wzrost obciążenia powodował powstanie ukośnych rys w strefie ścinania rys. 3b biegnących niemal przez całą wysokość belki. Dalszy wzrost obciążenia spowodował wystąpienie ukośnych rys w dolnej strefie belki rys. 3c, które przed zniszczeniem połączyły się z powstałymi dość gwałtownie poziomymi rysami w poziomie zbrojenia podłużnego – rys. 3d.



Rys. 3. Propagacja rys w nadprożu C2 w kroku obciążenia: a) 2, b) 4, c) 5, d) 6

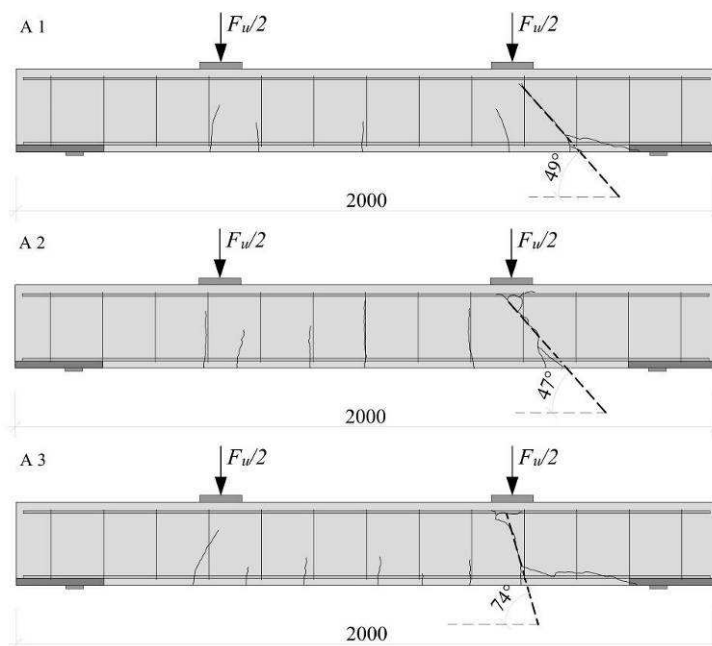
Fig. 3. Propagation of lintel C2 at load step: a) 2, b) 4, c) 5, d) 6



Rys. 4. Zakotwienie zbrojenia po badaniach: a) seria A, b) seria C, c) seria D

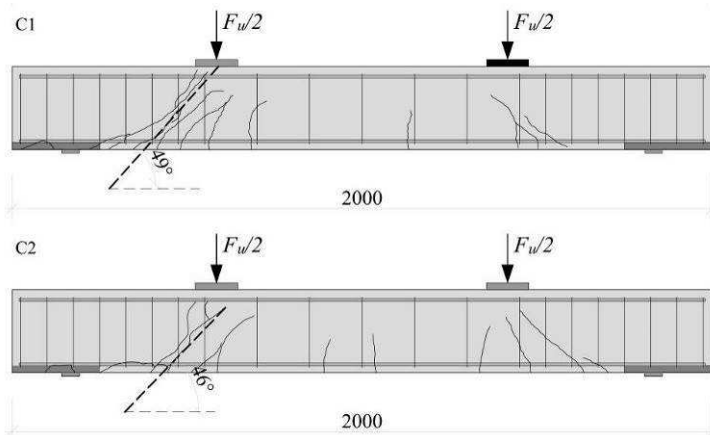
Fig. 4. Bars anchorage after test: a) serie A, b) serie C, c) serie D

Każdorazowo, zniszczenie wystąpiło przy jednej z podpór, gdzie oprócz rys ukośnych powstały także rysy w poziomie dolnego zbrojenia podłużnego, wynikające z utraty zakotwienia prętów. W belce serii D pręty podłużne nie utraciły zakotwienia, ale podobnie jak w belkach serii A i C zniszczenie wystąpiło w strefie przypodporowej. W strefach zakotwienia prętów belek serii A i C wystąpiło uszkodzenie poprzecznych prętów (strzemion) połączonych z prętami podłużnymi – rys. 4a, rys. 4b (wygięcie zaznaczone linią przerywaną na rys. 4b). Z kolei w belkach serii D po badaniach odsłonięte zbrojenie nie wykazało żadnych uszkodzeń (rys. 4c). Na rysunkach 5-7 przedstawiono obrazy zarysowania wszystkich badanych belek.



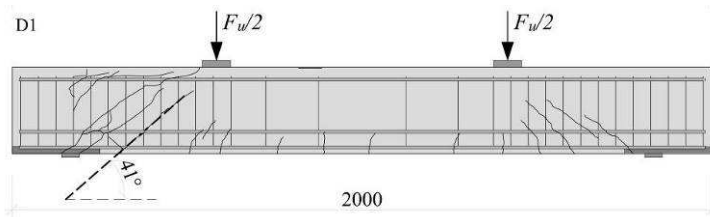
Rys. 5. Widok zarysowania belek serii A

Fig. 5. Cracking patterns of beams series A



Rys. 6. Widok zarysowania belek serii C

Fig. 6. Cracking patterns of beams series C



Rys. 7. Widok zarysowania belki serii D

Fig. 7. Cracking patterns of beam series D

Na podstawie obrazów zarysowań odcinków podporowych określono kąty nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych $\Theta_{\text{test}} = 41^\circ \div 74^\circ$ (powstałe przed utratą nośności zakotwienia) i obliczono odpowiadające im wartości $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}}) = 0,29 \div 1,15$. Uwzględniając parametry wytrzymałościowe materiałów nadproży obliczono także wartości $\text{ctg}(\Theta_{\text{cal}})$ z zależności (1) wg [7]. Do analizy elementów serii C i D dopuszczono $\text{ctg}(\Theta_{\text{cal}}) = 0,85$ mniejszy niż zalecana wg [5] wartość z przedziału zapisanego w postaci (2).

$$\text{ctg}\Theta_{\text{cal}} = \sqrt{\frac{f_{ck}V}{\rho_w R_m}} - 1 \quad (1)$$

$$1,0 \leq \text{ctg}\Theta_{\text{cal}} \leq 2,0 \quad (2)$$

Obliczeniowe nośności na ścinanie odcinków przypodporowych V_R wyznaczono na podstawie normy EC-2 [5] oraz normy przeznaczonej do obliczeń prefabrykowanych elementów zbrojonych z autoklawizowanego betonu komórkowego PN-EN 12602 [4]. Obydwie normy identycznie formułują warunek nośno-

ści ściskanych krzyżulców betonowych. Różnica występuje w określaniu nośności zbrojenia na ścinanie w postaci strzemion. Nośności na ścinanie odcinków przyporowych V_R określono jako minimum z nośności krzyżulców ściskanych $V_{R2,cal}$ i rozciąganych strzemion $V_{R3,cal}$ z zależności (3a) i (3b) wg EC-2 [5].

$$V_{R,test}(ctg(\Theta_{test}))=\min(V_{R2,test}, V_{R3,test}) \quad (3a)$$

$$V_{R,cal}(ctg\Theta_{cal})=\min(V_{R2,cal}, V_{R3,cal}) \quad (3b)$$

Wyniki badań zestawiono także z nośnością ścinanego zbrojenia w strefie podporowej V_{R3} wg zaleceń normy [4]. Do porównania obliczono również nośność na ścinanie odcinka zbrojonego strzemionami Q_{sb} wg PN-84/B-03264 [6]. Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 1., a w tabeli 2. porównano uzyskane wyniki badań i obliczeń.

Podane w tabeli 2. wartości sił niszczących $V_{u,test}$ uzyskane w badaniach uwzględniały ciężar własny belek oraz ciężar własny stalowego osprzętu. W metodach kratownicowych [4], [5], przy Θ_{test} i Θ_{cal} (za wyjątkiem elementu A3) najmniejszą siłę uzyskiwano z warunku nośności rozciąganych krzyżulców stalowych – strzemion.

Tabela 1. Wartości obliczonych poprzecznych sił niszczących

Table 1. The values of calculated and ultimate shear forces

Seria	Element	ctg(Θ_{test})	ctg Θ_{cal}	$V_{R2,cal}$ [kN]		$V_{R3,cal}$ [kN]		V_{R3} [kN]	Q_{sb} [kN]
				ctg(Θ_{test})	ctg Θ_{cal}	ctg(Θ_{test})	ctg Θ_{cal}		
A	1	0,87	1,56	39,9**	36,6	20,3**	36,6	14,8	32,7
	2	0,93	1,56	40,2**	36,6	21,8**	36,6	14,8	32,7
	3*	0,29*	1,56	21,3*	36,6	6,7*	36,6	14,8	32,7
C	1	0,87	0,85	39,9**	39,7	40,7**	39,7	20,8	53,7
	2	0,97	0,85	40,2**	39,7	45,2**	39,7	20,8	53,7
D	1	1,15	0,85	49,8	49,6	141,5	104,5	42,7	106,9

* - wartość pominięta, ze względu, na rzeczywiste pochylenie krzyżulca nie spełniającego wymogów normy [5]

** - hipotetyczne wartości siły ścinającej przyjęte do dalszej analizy przy pominięciu utraty nośności zakotwienia zbrojenia podłużnego

Tabela 2. Porównanie uzyskanych wyników badań i obliczeń

Table 2. The comparison of tests and calculations results

Seria	Element	$V_{u,test}$	$V_{R,test}(ctg(\Theta_{test}))$ wg (3a)	$V_{R,cal}(ctg\Theta_{cal})$ wg (3b)	$\frac{V_{u,test}}{V_{R,test}}$	$\frac{V_{u,test}}{V_{R,cal}}$	$\frac{V_{u,test}}{V_{R,3}}$	$\frac{V_{u,test}}{Q_{sb}}$
A	1	11,2	20,3	36,6	0,55	0,31	0,75	0,34
	2	13,1	21,8	36,6	0,60	0,36	0,88	0,40
	3	13,8	6,7*	36,6	2,06*	0,38	0,93	0,42
C	1	14,5	39,9	39,7	0,36	0,37	0,70	0,27
	2	13,5	40,2	39,7	0,34	0,34	0,65	0,25
D	1	44,1	49,8	49,6	0,89	0,89	1,03	0,41

Obliczone wg metody kratownicowej nośności na ścinanie nadproży (przy Θ_{test}) były poza nadprożem A3 większe o 11%÷66% od wartości uzyskanej w badaniach. Przy $\text{ctg}\Theta_{\text{cal}}$, nośność na ścinanie wzrosła. W przypadku obliczeń przeprowadzonych wg [4] nośności na ścinanie odcinków drugiego rodzaju zmalały, ale dalej były o 7%÷25% większe od sił niszczących uzyskanych w badaniach a w elemencie D1 obliczona była mniejsza o 3% od wartości empirycznej. Uzyskane wyniki, wykazały, w jakim stopniu przeszacowano nośności na ścinanie, zakładając kratownicowy model zniszczenia, uwzględniający poprawne zakotwienie zbrojenia rozciąganego. Największe przeszacowanie obliczeniowej nośności na ścinanie rzędu 59%÷75% uzyskano stosując metodę obliczania nośności na ścinanie, przyjętą w PN-84/B-03264 [6]. Wykorzystując z kolei, model z przekrojem zniszczenia, ale również zakładającą poprawne zakotwienie zbrojenia podłużnego.

Projektując ścinane elementy można zgodnie z normą [5], przyjąć $\text{ctg}\Theta$ w zakresie $\langle 1 - 2,5 \rangle$. W przypadku analizowanych nadproży wartość $\text{ctg}\Theta > 2$ nie było możliwe ze względu na długość odcinka ścinania biegnącego od podpory do punktu przyłożenia. W tabeli 3. przedstawiono wyniki obliczeń nośności w odniesieniu do wartości sił uzyskanych w badaniach przy granicznych wartościach $\text{ctg}\Theta = 1$ i $\text{ctg}\Theta = 2$.

Tabela 3. Wartości obliczonych poprzecznych sił niszczących

Table 3. The values of calculated ultimate shear forces

Seria	Element	$V_{u,\text{test}}$	$V_{R,2\text{ctg}\Theta}$	$V_{R,3\text{ctg}\Theta}$	$V_{R,2\text{ctg}\Theta}$	$V_{R,3\text{ctg}\Theta}$	$\frac{V_{u,\text{test}}}{V_{R,2} \cot \Theta}$	$\frac{V_{u,\text{test}}}{V_{R,3} \cot \Theta}$	$\frac{V_{u,\text{test}}}{V_{R,2} \cot \Theta}$	$\frac{V_{u,\text{test}}}{V_{R,3} \cot \Theta}$
		[kN]	$\text{ctg}\Theta = 1$		$\text{ctg}\Theta = 2$		$\text{ctg}\Theta = 1$		$\text{ctg}\Theta = 2$	
A	1	11,2	40,3	32,2	23,4	46,8	0,28	0,35	0,48	0,24
	2	13,1	40,3	32,2	23,4	46,8	0,32	0,41	0,56	0,28
	3	13,8	40,3	32,2	23,4	46,8	0,34	0,43	0,59	0,30
średnio:							0,31	0,40	0,54	0,27
C	1	14,5	40,3	32,2	46,8	93,6	0,36	0,45	0,31	0,15
	2	13,5	40,3	32,2	46,8	93,6	0,34	0,42	0,29	0,14
	średnio:							0,35	0,44	0,30
D	1	44,1	50,2	40,2	123,0	245,9	0,88	1,10	0,36	0,18

Nośność belek z ABK projektowana przy kącie pochylenia krzyżulców wynoszącym $\text{ctg}\Theta = 1$ w elementach serii A i C była średnio o 65% – 69% większa od wartości eksperymentalnej i decydujące znaczenie miała nośność ściskanego krzyżulca betonowego V_{R2} . Zwiększenie długości odcinka ścinania i przyjęcie $\text{ctg}\Theta = 2$ odwróciło tendencję, o nośności decydowała wówczas nośność zbrojenia V_{R3} , ale przeszacowanie nośności wynosiło od 73% – 85%. W belce o największym podłużnym zbrojeniu, w której nie wystąpiła utrata nośności zakotwienia podłużnego zbrojenia, otrzymano najlepszą zgodność wyników z obliczeniami, przy największym pochyleniu krzyżulców $\text{ctg}\Theta=1$. Nośność z uwagi na ściskane krzyżulce była o 12% mniejsza od wartości eksperymentalnej. Przy

największym pochyleniu krzyżulców i $\text{ctg}\Theta=2$ przeszacowanie nośności było największe. Powyższe wyniki wskazują, że w elementach serii A i C stosując obowiązujące algorytmy projektowania uzyskuje się znaczne i niebezpieczne przeszacowanie nośności na ścinanie. Wynika to oczywiście z braku pełnego wykorzystania poprzecznego zbrojenia spowodowanego nie w pełni wykształtowaną kratownicą w strefie przypodporowej.

W związku z tym sprawdzenie nośności na ścinanie, w elementach tego typu powinno być każdorazowo poprzedzone sprawdzeniem nośności zakotwienia zbrojenia podłużnego, nawet przy spełnieniu warunków konstrukcyjnych. Konieczność stosowania powłok ochronnych zbrojenia powoduje, że w belkach z ABK, właściwe zakotwienie podłużnego zbrojenia uzyskuje się stosując poprzeczne zbrojenie (strzemiona).

Zgodnie z wytycznymi normy [4] przeprowadzono weryfikację obliczeniowej nośności zakotwienia zbrojenia podłużnego pomijając przyczepność zbrojenia do betonu komórkowego, ale uwzględniając poprzeczne zbrojenie w postaci strzemion. Na podstawie obrazów zniszczenia nadproży w każdej z serii przyjęto liczbę strzemion kotwiących n_t . Następnie wyznaczono nośność zakotwienia poprzecznych prętów kotwiących F_{RA} , a na tej podstawie obliczono odpowiadającą siłę poprzeczną $V_{uRA,cal}$. Otrzymane wyniki porównano z największymi siłami poprzecznymi $V_{u,test}$ uzyskanymi w belkach w każdej serii. Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Porównanie nośności elementów na ścinanie wyznaczonych z warunku zakotwienia zbrojenia podłużnego z wynikami badań

Table 4. The comparison of the shear capacity determined from the anchorage condition of the longitudinal reinforcement with the test results

Seria	Element	n_t	F_{RA} [kN]	$V_{uRA,cal}$ [kN]	$V_{u,test}$ [kN]	$\frac{V_{uRA,cal}}{V_{u,test}}$
A	3	3	16,5	7,7	13,8	0,56
C	1	6	33,5	15,7	14,5	1,08
D	1	4	97,3	44,2	44,1	1,00

Najmniejsze różnice pomiędzy obliczeniową siłą poprzeczną wynikającą z nośności zakotwienia a rzeczywistą siłą poprzeczną uzyskano w nadprożach D1 i C1. W belce z D1 siła poprzeczna wynikająca z nośności zakotwienia odpowiadała niszczącej sile uzyskanej w badaniach. Z kolei w belce C1 siła $V_{uRA,cal}$ była o 8% większa od siły niszczącej uzyskanej w eksperymentach. Najbezpieczniejsze oszacowanie nośności belki otrzymano w nadprożu A3, w której siła poprzeczna wynikająca z nośności zakotwienia była o 44% mniejsza od siły niszczącej $V_{u,test}$.

Uzyskane rezultaty sugerują, że w belkach z ABK obliczanych, jako elementy swobodnie podparte bez współpracy z murem (i docisku do dolnej i górnej powierzchni belki) sprawdzenie nośności na ścinanie według zaleceń normowych, nie jest warunkiem wystarczającym i może prowadzić do niebezpiecznych rezultatów. Podobnie niebezpieczne wydaje się, przyjęcie, że zakotwienie zbrojenia podłużnego, spełniające wymogi normowe, jest warunkiem wystarczającym pozwalającym zastosować kratownicową metodę obliczeń. Obliczanie na ścinanie tego typu elementów (bez zakotwienia w postaci haków lub pętli), powinno być każdorazowo poprzedzone sprawdzeniem nośności zakotwienia z uwzględnieniem wszystkich poprzecznych prętów występujących w strefie oparcia.

5. Podsumowanie i wnioski

Zniszczenie wszystkich badanych nadproży nastąpiło w strefach przypodporowych. Powstały ukośne zarysowania, które poprzedzały w wypadku elementów serii A i C utratę nośności zakotwienia zbrojenia podłużnego. Przy spełnieniu warunków zakotwienia zbrojenia podłużnego, sprawdzenia nośności można dokonywać stosując model kratownicowy. Obliczenia weryfikacyjne przeprowadzone według trzech metod wykazały, znaczne przeszacowania nośności w stosunku do uzyskanych wyników badań doświadczalnych. Najbardziej zbliżone rezultaty otrzymano stosując normę [4] dedykowaną elementom z ABK. Zgodnie z jej zaleceniami przy zastosowaniu pochylenia ściskanych krzyżulców $\text{ctg}\theta=1$ w belkach serii A i C uzyskano wyraźne przeszacowanie nośności, a najbardziej zbliżone wyniki obliczeń nośności na ścinanie otrzymano w wypadku belki serii D. Ze względu na sposób zniszczenia belek spowodowanego przez utratę przyczepności wykonano dodatkowe obliczenia sprawdzające polegające na wyznaczeniu siły poprzecznej na podstawie nośności zakotwienia. W tym wypadku obliczone siły poprzeczne były albo mniejsze (seria A) o 44%, lub niewiele większe (seria C) o 8%, a nawet równe (seria D) empirycznym siłom niszczącym.

Reasumując, w odróżnieniu od prawidłowo skonstruowanych żelbetowych elementów zginanych, w których kratownicowe modele sprawdzania nośności dają zazwyczaj bezpieczne rezultaty, w belkach z ABK można uzyskać wyniki niebezpieczne. Wynika to nie tylko z niewielkiej wytrzymałości betonu komórkowego na rozciąganie, ale także z ograniczenia naprężeń przyczepności spowodowanych zastosowaniem powłok ochronnych (mineralnych lub z tworzywa sztucznego). Nawet zastosowanie zgrzanych do podłużnego zbrojenia strzemion wywoływało utratę zakotwienia podłużnego zbrojenia, nie spełniając w tym wypadku roli poprzecznego zbrojenia kotwiącego. W belkach stanowiących przedmiot niniejszych badań, otrzymano bezpieczne rezultaty w zakresie nośności elementów wyznaczając poprzeczną siłę na podstawie nośności zakotwienia zbrojenia. Przy tak złożonym mechanizmie zniszczenia belek w strefach przypodporowych, polegającym na pierwotnym zarysowaniu ukośnym i wtórnym zniszczeniu zakotwienia warunkiem koniecznym i wystarczającym pozwalają-

cym bezpiecznie oszacować nośność belki powinno być sprawdzeniem nośności zakotwienia przy jednoczesnym pominięciu naprężeń przyczepności (bez względu na poprawność długości zakotwienia prętów).

Autorzy badań wyrażają szczególne podziękowania firmie Solbet sp. z o.o. za podjęcie współpracy z Katedrą Konstrukcji Budowlanych oraz merytoryczną i materialną pomoc przy realizacji badań konstrukcji murowych.

Literatura

- [1] PN-EN 845-2:2013-10 Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 2: Nadproża.
- [2] PN-EN 846-9:2002 Metody badań wyrobów dodatkowych do wznoszenia murów. Część 9: Określenia nośności na zginanie i ścinanie belek nadprożowych.
- [3] PN-EN 1356:1999 Badanie właściwości użytkowych elementów zbrojonych z autoklawizowanego betonu komórkowego lub betonu lekkiego kruszywowego o otwartej strukturze przy zginaniu.
- [4] PN-EN 12602+A1:2013-11 Prefabrykowane elementy zbrojone z autoklawizowanego betonu komórkowego.
- [5] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [6] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] Knauff M., Klempka K.: Algorytmy i wykresy do wymiarowania zbrojenia na ścinanie według Eurokodu 2. Inżynieria i Budownictwo Nr 2/98, s. 78-80.
- [8] Mazur W., Drobiec L., Jasiński R.: Research of Light Concrete Precast Lintels. Procedia Engineering 161/2016, pp. 611-617.
- [9] PN-EN 679:2008 Oznaczanie wytrzymałości na ściskanie autoklawizowanego betonu komórkowego.
- [10] PN-EN ISO 6892:2010 Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.

CAPACITY OF THE ENDS OF PRECAST LINTELS MADE OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE

Summary

The paper presents the experimental results and analytical calculations of capacity of the ends of lintels made of Autoclaved Aerated Concrete. Three series of elements with different dimensions of specimens cross-section and types of reinforcement were taken into consideration. Significant influence of the method of anchoring of the longitudinal bars on the bearing capacity of the beams has been shown.

Keywords: Autoclaved Aerated Concrete, precast lintels, shear capacity, anchorage

Przesłano do redakcji: 26.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.06.2017 r.

Michał GOŁDYN¹
Łukasz KRAWCZYK²
Tadeusz URBAN³

PRZYCZYNEK DO ROZWAŻAŃ NA TEMAT NOŚNOŚCI ELEMENTÓW Z UWAGI NA PRZECINANIE BETONU

W artykule przedstawiono zagadnienie nośności betonu w elemencie z uwagi na przecinanie. Rozważano modele ze „stykami” zbrojonymi i niezbrojonymi. Stwierdzono, iż wprowadzenie zbrojenia poprzecznego do hipotetycznej powierzchni zniszczenia umożliwia zmianę mechanizmu zniszczenia z kruchego na ciągliwe, czemu towarzyszy wyraźny wzrost nośności – w rozważanych badaniach dochodził on do 80% w odniesieniu do elementu ze stykiem niezbrojonym. Dokonano porównania wyników badań eksperymentalnych w świetle procedur obliczeniowych Eurokodu 2 i Model Code 2010, odnoszących się do naprężeń granicznych w styku pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie. Okazały się bardzo zachowawcze w stosunku do styków w pełni monolitycznych. Procedury normowe zaniżyły wpływ sił przyczepności (adhezji) i zazębienia kruszywa w odniesieniu do elementów wykonanych z tego samego betonu. Skutkiem tego nośności eksperymentalne były nawet 3,5 – krotnie wyższe od wartości ustalonych zgodnie z procedurami normowymi. Dzięki zastosowaniu aparatu do pomiarów optycznych ARAMIS, możliwa była dokładna analiza odkształceń ciał próbnych i określenie granicznych przemieszczeń krawędzi styku.

Słowa kluczowe: przecinanie, styk beton – beton, naprężenia styczne, zazębienie kruszywa, efekt dyblujący, cyfrowa korelacja obrazów

1. Wstęp

Problem przecinania betonu zauważalny jest szczególnie w przypadku bardzo krótkich wsporników, gdy smukłość ścinania $\lambda = a_c/h$ nie przekracza 0,3 (gdzie a_c stanowi odległość punktu przyłożenia obciążenia od krawędzi słupa, zaś h wysokość wspornika). Zagadnienie to zostało przemilczane w Eurokodzie 2 [3]. Zamieszczona tam procedura obliczeniowa pozwala na wymiarowanie wsporników

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Michał Gołdyn, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. (42) 631-35-80, e-mail: michal.goldyn@p.lodz.pl

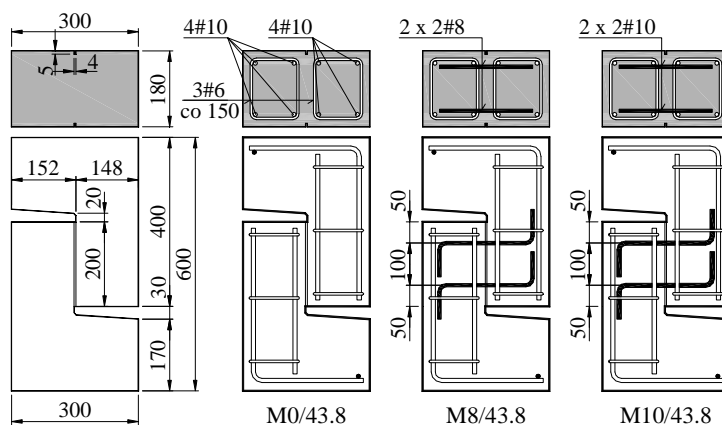
² Łukasz Krawczyk, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

³ Tadeusz Urban, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

krótkich, gdy kąt nachylenia teoretycznego krzyżulca ściskanego modelu S-T θ wynosi $45^\circ \div 68^\circ$, co w praktyce oznacza $\lambda > 0,3$. W przypadku analizy elementów o innym kształcie konieczne jest stosowanie odmiennych reguł – na przykład zasad normy amerykańskiej ACI 318-14 [1]. Opisana w niej procedura, dotycząca bardzo krótkich wsporników, bazuje na mechanizmie ścinanie – tarcie (*shear – friction*). Jak pokazały jednak wyniki obliczeń wykonanych w ramach badań własnych, opisanych w [6], metoda ta prowadzi do znacznego niedoszacowania nośności bardzo krótkich wsporników. Dotychczasowe badania eksperymentalne (przedstawione m.in. w [4] i [5]), dotyczące zagadnienia nośności, odnosiły się do styków pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie. Jak pokazały wyniki tych rozważań, graniczne naprężenia styczne $v_{Rd,i}$ są w dużej mierze zależne od sposobu przygotowania powierzchni – jej szorstkości i czystości. Takowy problem nie występuje w przypadku elementów wykonywanych w tym samym czasie. Należało wobec tego oczekiwać, iż zalecenia sformułowane przez *Randla* i *Wicke* w [5], uwzględnione następnie w procedurze Model Code 2010 [2], będą zachowawcze w stosunku do przecinania w elementach w pełni zmonolityzowanych. W celu jakościowej oceny tego zagadnienia w Katedrze Budownictwa Betonowego zainicjowano badania pilotażowe, w których rozważano przecinanie, określane dalej jako ścinanie w „styku” betonów ułożonych w tym samym czasie. Badania te miały również na celu sprawdzenie możliwości nowo zakupionego urządzenia ARAMIS, służącego do pomiarów optycznych.

2. Badania własne

Seria próbna składała się z trzech elementów, w kształcie litery Z, wykonanych w całości z tego samego betonu. Zbrojenie modeli badawczych pokazano na rys. 1. Jedyne parametry zmiennymi stanowił stopień zbrojenia poprzecznego do powierzchni styku (ρ_s), równy 0,0%, 0,59% oraz 0,92%.

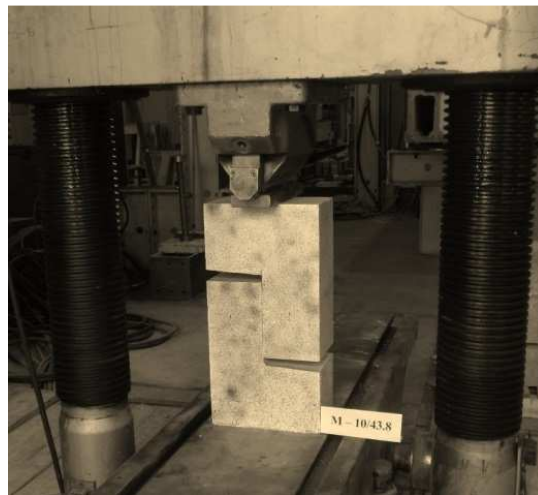


Rys. 1. Wymiary, kształt i zbrojenie badanych elementów

Fig. 1. Dimensions, shape and reinforcement of test specimens

Zbrojenie poprzeczne składało się z czterech prętów $\varnothing 8$ (M – 8/43.8) lub $\varnothing 10$ (M – 10/43.8). Wytrzymałość betonu na ściskanie f_{cm} i rozciąganie (przez rozłupywanie) f_{sp} określono w dniu badania na próbkach walcowych i kostkowych. Była ona równa odpowiednio $f_{cm} = 43,8$ MPa oraz $f_{sp} = 3,65$ MPa.

Badania prowadzono w prasie o maksymalnym nacisku 6000 kN (patrz rys. 2.). Przebieg procesu obciążania rejestrowano za pomocą urządzenia do pomiarów optycznych ARAMIS, zapisując 10 klatek na sekundę. W początkowej fazie siłę zwiększano skokowo co około 30 kN. Przy większym zaawansowaniu obciążenia (około 60 ÷ 70% siły niszczącej) rozpoczynano zwiększanie siły w sposób ciągły.



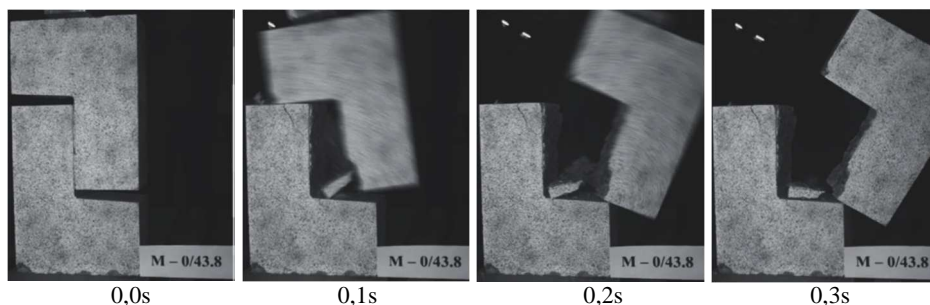
Rys. 2. Widok stanowiska badawczego

Fig. 2. Test setup – front view

3. Wyniki badań

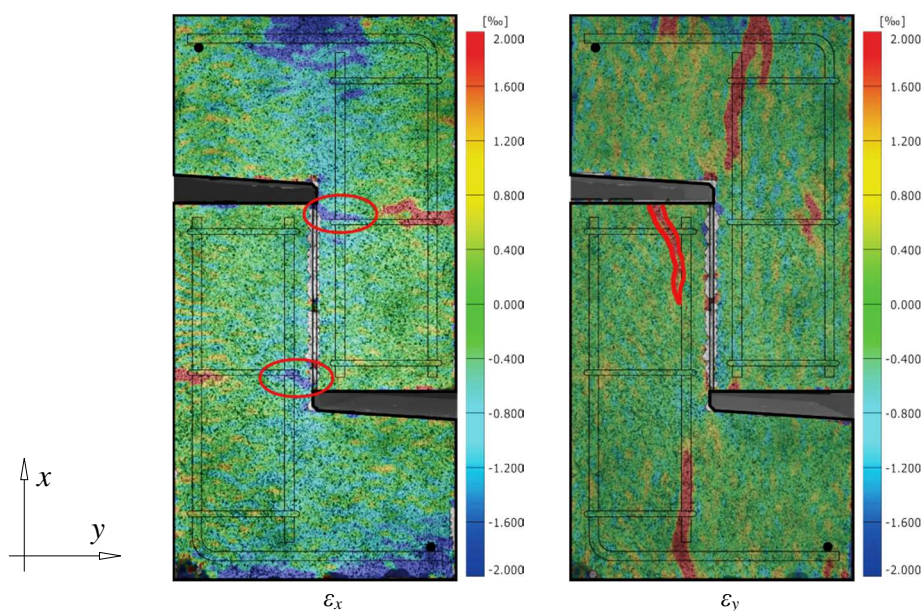
Zniszczenie modelu M – 0/43.8 ze stykiem niezbrojonym miało charakter gwałtowny. Rozszczępienie elementu nastąpiło w czasie krótszym niż 0,1s co można było stwierdzić analizując obrazy zarejestrowane w trakcie badania – patrz rys. 3. Wobec braku zbrojenia poprzecznego zniszczenie nie było wcześniej sygnalizowane w postaci zarysowania w obrębie styku.

Analiza obrazów zarejestrowanych za pomocą kamer systemu ARAMIS umożliwiła jakościową ocenę rozkładu sił wewnętrznych w elemencie. Na podstawie map odkształceń ε_x (w kierunku pionowym) można było stwierdzić silną koncentrację naprężeń na końcach styku (obszary oznaczone na rys. 4.). Rozpatrując mapy odkształceń poziomych ε_y można zauważyć, iż zniszczenie styku zostało zainicjowane w górnej jego części. Przejawiało się ono powstaniem rysy bezpośrednio przed zniszczeniem, na co wskazywała kumulacja odkształceń widoczna na rys. 4.



Rys. 3. Przebieg niszczenia modelu M – 0/43.8

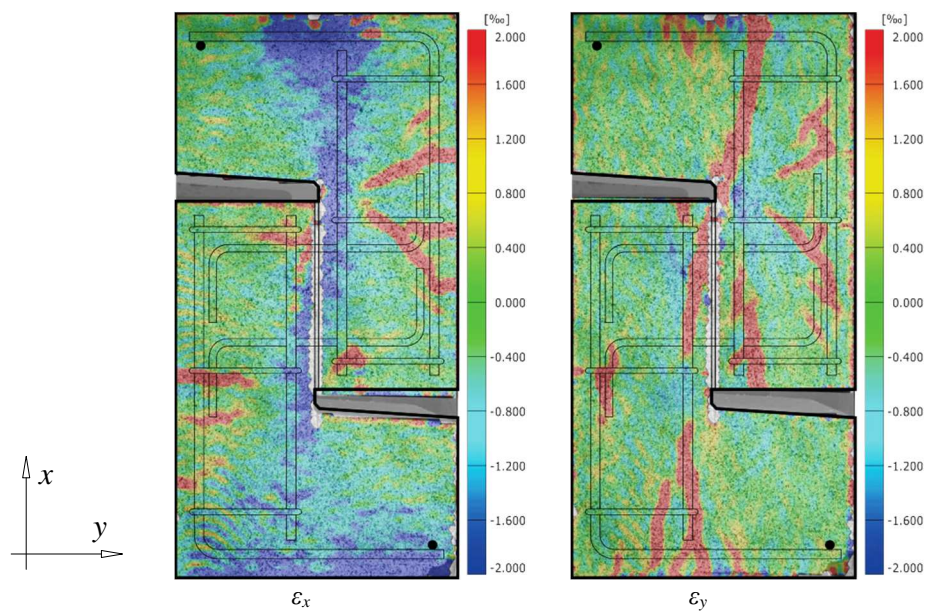
Fig. 3. Course of destruction of M – 0/43.8 specimen



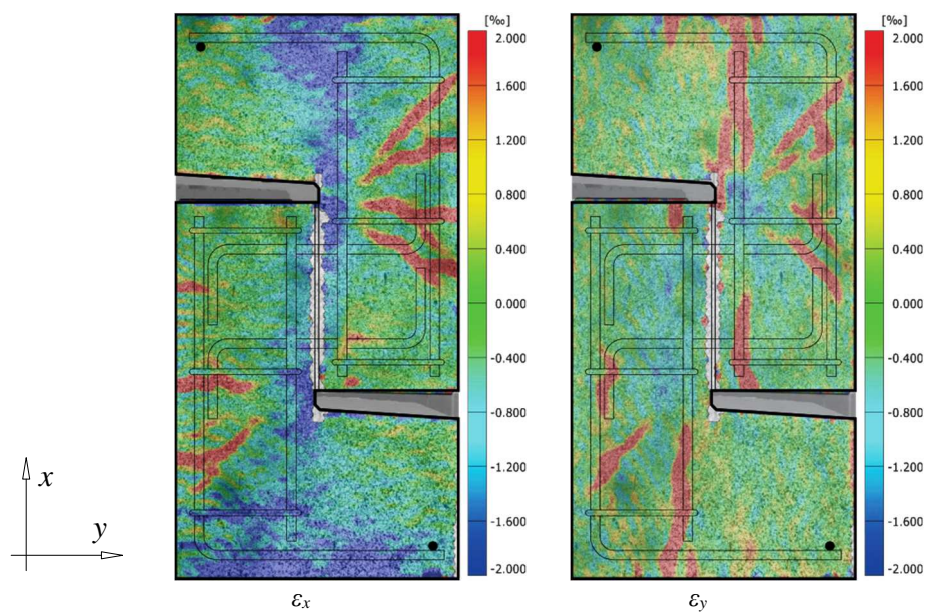
Rys. 4. Odkształcenia powierzchni modelu M – 0/43.8 bezpośrednio przed zniszczeniem

Fig. 4. Strains on surface of M – 0/43.8 immediately before failure

Analizując mapy odkształceń powierzchni pozostałych dwóch modeli ze stykami zbrojonymi, wykonane w chwili poprzedzającej zniszczenie, można zauważyć wyraźnie zaakcentowany przebieg naprężeń ściskających – patrz rys. 5-6. W połowie wysokości styku przechodzą one z jednej części elementu na drugą. Towarzyszą temu siły rozszczepiające, widoczne szczególnie dobrze na mapach odkształceń poziomych ε_y , sporządzonych w przypadku modelu M – 8/43.8. Deformacja (przeгинanie) i wyciąganie zbrojenia poprzecznego wywołały naprężenia rozciągające σ_x przy końcach styku, w poziomie zbrojenia poprzecznego.



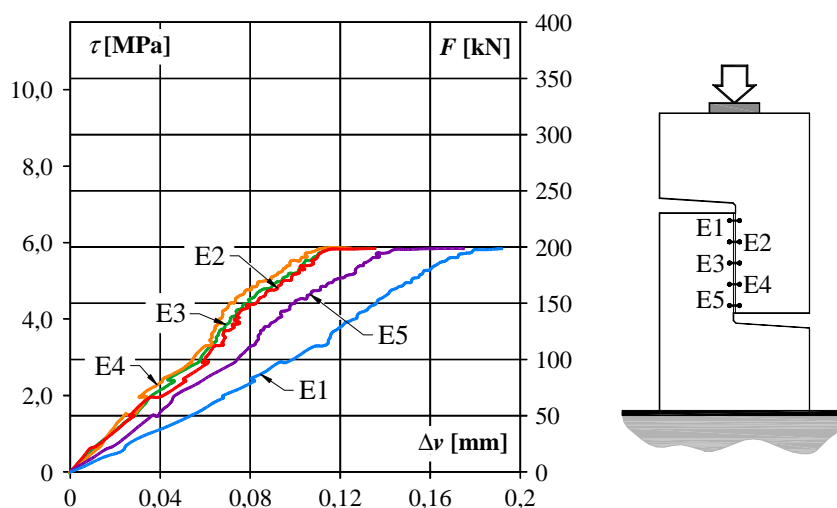
Rys. 5. Odształcenia powierzchni modelu M – 8/43.8 bezpośrednio przed zniszczeniem
Fig. 5. Strains on surface of M – 8/43.8 immediately before failure



Rys. 6. Odształcenia powierzchni modelu M – 8/43.8 bezpośrednio przed zniszczeniem
Fig. 6. Strains on surface of M – 8/43.8 immediately before failure

Podobny obraz odkształceń obserwowano także w przypadku elementu M – 10/43.8 – patrz rys. 6. Tu także wyraźne były poziome naprężenia rozciągające występujące przy krawędzi styku i związane z wyciąganiem zbrojenia poprzecznego. Rozpatrując rys. 5. i 6. można zauważyć naprężenia rozciągające w obrębie haków prętów poprzecznych, świadczące o ich wyciąganiu.

Z uwagi na brak zbrojenia zszywającego a także nacisku poprzecznego do powierzchni styku, nośność modelu M – 0/43.8 zależna była wyłącznie od sił adhezji. Ich utrata była gwałtowna i nastąpiła przy wzajemnym przemieszczeniu obu części elementu badawczego o około 0,15 mm. W przypadku badań *Randla* [5], dotyczących połączeń beton – nadbeton, maksymalne przemieszczenie krawędzi niezbrojonych styków o powierzchniach lekko uszorstnionych, przy którym dochodziło do zerwania wiązań adhezyjnych, wynosiło około 0,05 mm. Było zatem znacznie mniejsze od zarejestrowanego przez autorów w trakcie badania elementu w pełni monolitycznego.

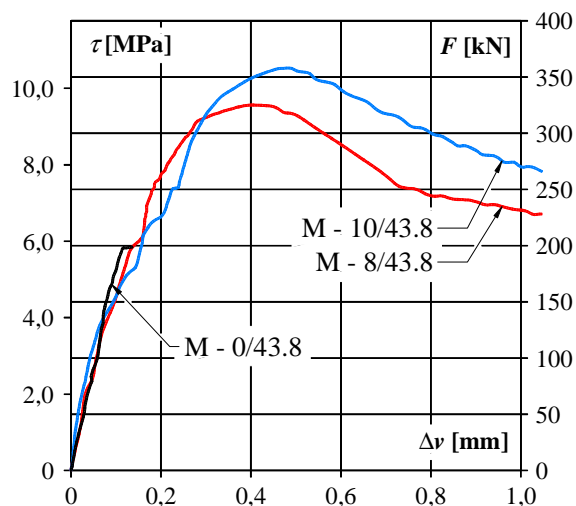


Rys. 7. Wzajemne przemieszczenie pionowe Δv krawędzi styku elementu M – 0/43.8

Fig. 7. Vertical displacement Δv between edges of the interface of M – 0/43.8 specimen

Na rysunku 7. pokazano przemieszczenia pomiędzy krawędziami styku modelu M – 0/43.8 w różnych poziomach. Można zauważyć różną intensywność narastania przemieszczeń. Większe rejestrowano w pobliżu końców styku – w momencie zniszczenia wynosiły one $0,17 \div 0,19$ mm. W chwili poprzedzającej zniszczenie naprężenia styczne τ dochodziły niemal do 6 MPa – a zatem wartości bliskiej wytrzymałości betonu przy przecinaniu, określonej według hipotezy *Mohra*: $\tau = 0,5(f_{cm} \cdot f_{ctm})^{0,5} = 0,5(43,8 \cdot 3,3)^{0,5} = 6,01$ MPa. Było to możliwe dzięki siłom adhezji działającym w zakresie bardzo małych przemieszczeń krawędzi styku. Powierzchnia powstała wskutek ścięcia betonu w styku charak-

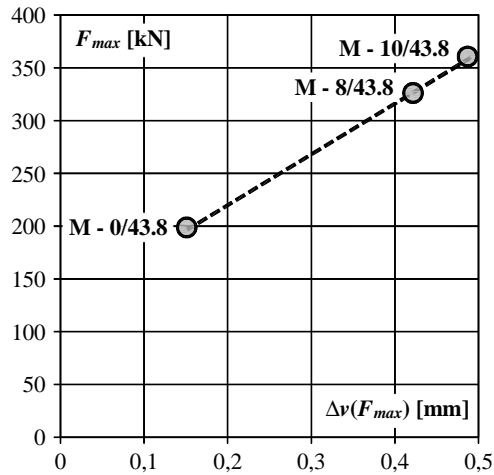
teryzowała się bardzo dużą szorstkością, co pokazano na rys. 11a. Na rysunku 8. porównano zależności $\tau - \Delta v$ (inaczej $F - \Delta v$) w odniesieniu do wszystkich badanych modeli. Zależności obciążenie – przemieszczenie w przypadku modeli ze stykami zbrojonymi poprzecznie ma inny charakter. Wprowadzenie zbrojenia umożliwiło zmianę mechanizmu zniszczenia styku – z kruchego na ciągły. Wynika to z działania dwóch dodatkowych mechanizmów: zazębienia kruszywa (*aggregate interlock*) oraz efektu dyblowania (*dowel action*), które nie mogły zadziałać w przypadku styku niezbrojonego. W rezultacie rejestrowano znacznie większe obciążenia maksymalne, stanowiące 163% oraz 180% siły niszczonej model odniesienia M – 0/43.8 (odpowiednio w przypadku M – 8/43.8 i M – 10/43.8). Efekt zazębienia kruszywa, możliwy dzięki krępowaniu styku poprzez zbrojenie poprzeczne, umożliwił uzyskanie większej siły niszczonej. Maksymalnemu obciążeniu towarzyszyły jednak znacznie większe przemieszczenia naprzeciwległych krawędzi styku, dochodzące do około 0,50 mm. Były one zatem ponad trzykrotnie większe od rejestrowanych w chwili zniszczenia modelu M – 0/43.8 – patrz rys. 9.



Rys. 8. Porównanie średnich przemieszczeń krawędzi styków badanych modeli
Fig. 8. Comparison of the mean displacements between edges of the interface

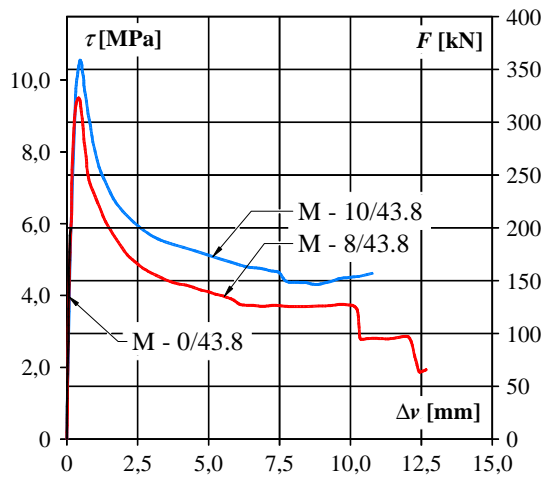
Zastosowanie urządzenia do pomiarów optycznych umożliwiło rejestrację deformacji modelu M – 8/43.8 także po przekroczeniu obciążenia maksymalnego. Widoczny jest stopniowy spadek siły i towarzyszące temu wzajemne przemieszczanie obu krawędzi styku. Na podstawie charakteru otrzymanego wykresu można wnosić, iż początek uplastycznienia zbrojenia poprzecznego nastąpił przy około 130 kN (~40% obciążenia maksymalnego). W dalszym etapie obserwowano intensywny wzrost deformacji, prowadzący do zerwania zbrojenia po-

przecznego. Zerwanie prętów w kolejnych rzędach przejawiało się uskokami na wykresie zależności obciążenie – przemieszczenie, widocznymi na rys. 10. Towarzyszyły temu także charakterystyczne trzaski, słyszalne w trakcie badania. Zniszczony styk modelu M – 8/43.8 z widocznym zerwanym prętem poprzecznym pokazano na rys. 11b.



Rys. 9. Przemieszczenia pionowe krawędzi rejestrowane przy maksymalnym obciążeniu

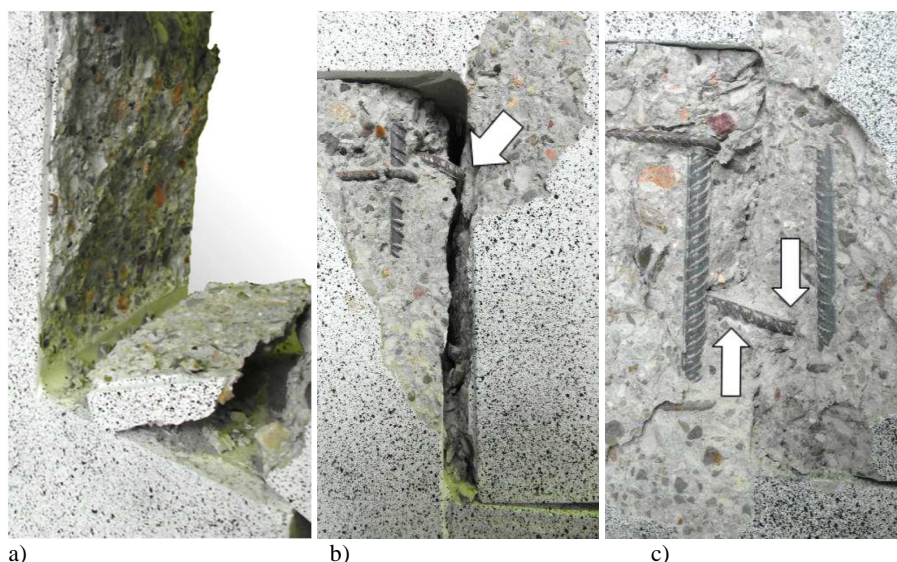
Fig. 9. Vertical displacements between edges of the interface at the ultimate load



Rys. 10. Przemieszczenie krawędzi styków modeli wynikające z obciążenia

Fig. 10. Displacements between edges of the interfaces resulted from loading of specimen

Zwiększenie ilości zbrojenia modelu M – 10/43.8 z $\rho_s = 0,59$ do 0,92% umożliwiło uzyskanie większej nośności jednak nie wpłynęło na zachowanie modelu w dalszej części badania. Krzywe opisujące zależność obciążenie – deformacja modeli ze stykami zbrojnymi mają bardzo zbliżony charakter. Krzywa opisująca model M – 10/43.8 jest w zasadzie translacją krzywej, charakteryzującej deformację elementu M – 8/43.8, o wartość wynikającą z różnicy nośności obu styków. Po przekroczeniu obciążenia maksymalnego elementu M – 10/43.8 obserwowano spadek siły – początkowo wyraźny, w dalszej części badania mniej intensywny czemu towarzyszyło jednak znaczne wzajemne przemieszczenie obu krawędzi styku. Charakter krzywej pozwala przypuszczać, iż przy obciążeniu równym około 150 kN (~40% maksymalnego) doszło do uplastycznienia zbrojenia poprzecznego. Ze względu na szerokość szczeliny modelu nie udało się wywołać na tyle znacznych przemieszczeń, by doprowadzić do zerwania zbrojenia styku (jak miało to miejsce w przypadku modelu M – 8/43.8). Na rysunku 11c widoczne jest natomiast przegięte zbrojenie poprzeczne (*kinking effect*).



Rys. 11. Badane modele po zniszczeniu: a) M – 0/43.8, b) M – 8/43.8, c) M – 10/43.8

Fig. 11. Test specimens after failure: a) M – 0/43.8, b) M – 8/43.8, c) M – 10/43.8

4. Nośność modeli w świetle procedur normowych

Obowiązujące procedury normowe zostały opracowane w odniesieniu do styku betonów układanych w różnym czasie. Jest to przypadek znacznie bardziej niekorzystny od rozważanego w prezentowanych badaniach. Wobec różnego wieku obu betonów należy oczekiwać także różnic w ich skurczu, co może prowadzić do zarysowania betonu uzupełniającego. W przypadku pełnego zmonoli-

tyzowania należało oczekiwać także większych sił adhezji. Analiza wyników badań w świetle procedur normowych miała pokazać, na ile mogą być one zachowawcze w odniesieniu do styków w pełni monolitycznych.

Zarówno Eurokod 2 [3] jak i Model Code 2010 [2] uzależniają graniczne naprężenia $v_{R,i}$ w styku pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie od trzech składników: sił adhezji τ_c , zazębienia kruszywa τ_a oraz efektu dyblowania τ_d . Pierwsza z procedur zakłada superpozycję wspomnianych efektów, przy czym ich wielkość uzależnia się od rodzaju powierzchni (jej szorstkości):

$$v_{R,i} = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v \cdot f_c \quad (1)$$

gdzie: c – współczynnik wyrażający wpływ sił adhezji,
 f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie,
 f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie,
 μ – współczynnik tarcia,
 σ_n – naprężenia działające prostopadle do płaszczyzny styku,
 f_y – granica plastyczności zbrojenia poprzecznego,
 ρ_s – stopień zbrojenia przecinającego styku,
 α – kąt nachylenia zbrojenia względem płaszczyzny styku,
 v – współczynnik redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego.

Badania eksperymentalne *Randla* i *Wicke* [5], dotyczące zbrojonych styków betonów układanych w różnym czasie, wykazały iż utrata sił adhezji następuje bardzo szybko, przy niewielkich przemieszczeniach krawędzi ($\Delta v \leq 0,05$ mm). Niemożliwe jest wówczas jeszcze osiągnięcie pełnej nośności zbrojenia poprzecznego. Wykorzystanie nośności wynikającej z efektów zazębienia kruszywa a w szczególności dyblowania wymaga znacznie większych deformacji, dochodzących do około 15 ÷ 25 mm. Obserwacje te zostały uwzględnione na etapie formułowania procedury zawartej w Model Code 2010 [2]. Z tego względu wyróżniono tam dwa przypadki, formułując różne zależności opisujące nośność styków niezbrojonych i zbrojonych. W pierwszym przypadku jest ona zależna wyłącznie od sił adhezji i tarcia:

$$v_{R,i} = c_a \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n \leq v \cdot f_c \quad (2)$$

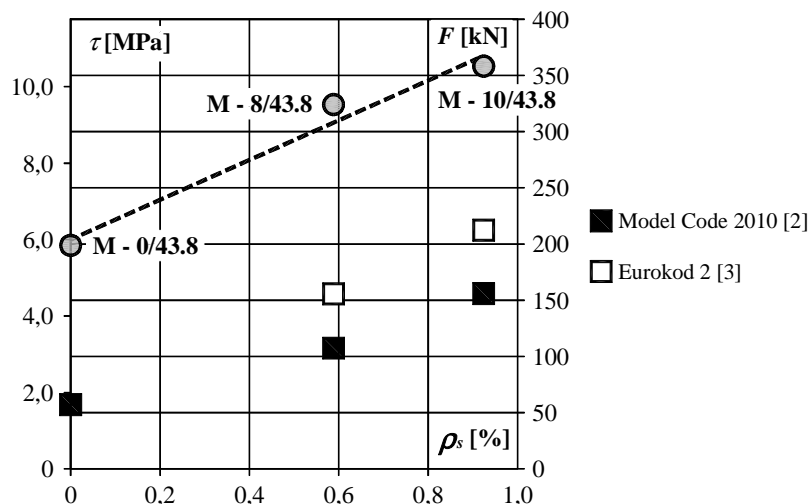
gdzie: c_a – współczynnik wyrażający wpływ sił adhezji,
 f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie,
 f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie,
 μ – współczynnik tarcia,
 σ_n – naprężenia działające prostopadle do płaszczyzny styku,
 v – współczynnik redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego.

Jeżeli w styku zastosowano zbrojenie poprzeczne, zaś jego ilość jest większa od minimalnej ($\rho_s \geq 0,05\%$), wówczas nośność zależy wyłącznie od sił tarcia, efektów zazębienia kruszywa i dyblowania, przy czym ich udział jest zależny od szorstkości powierzchni:

$$v_{R,i} = c_r \cdot \sqrt[3]{f_c} + \mu \cdot \sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho_s \cdot f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \cdot \rho_s \cdot \sqrt{f_y \cdot f_c} \leq v \cdot \beta_c \cdot f_c \quad (3)$$

gdzie: c_r – współczynnik wyrażający wpływ efektu zazębienia kruszywa,
 f_y – granica plastyczności zbrojenia poprzecznego,
 ρ_s – stopień zbrojenia przecinającego styku,
 α – kąt nachylenia zbrojenia względem płaszczyzny styku,
 κ_1 – współczynnik uwzględniający udział zbrojenia w krępowaniu styku („siły zszywające”),
 κ_2 – współczynnik uwzględniający efektywność zbrojenia w efekcie dyblowania,
 β_c – współczynnik redukujący wytrzymałość krzyżulca ściskanego,
 v – współczynnik redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego.

Na rysunku 12 pokazano teoretyczne i eksperymentalne nośności modeli badawczych w funkcji stopnia zbrojenia styku ρ_s . Widać wyraźnie, iż procedury normowe opisane zależnościami (1) ÷ (3) są bardzo zachowawcze w odniesieniu do styków w pełni zmonolityzowanych. W obliczeniach założono styk „bardzo szorstki”, przyjmując największe, dopuszczalne przez procedury normowe wartości współczynników c i μ ($c = 0,5$ i $\mu = 0,9$ według Eurokodu 2 [3] oraz $c_a = 0,5$, $c_r = 0,2$ i $\mu = 1,0$ według Model Code 2010 [2]). Teoretyczne nośności elementu ze stykiem niezbrojonym były jednakowe, co wynikało z identycznego opisu naprężeń $v_{Rd,i}$ według [2] oraz [3]. W przypadku elementów ze stykiem zbrojonym obserwuje się istotne różnice, dochodzące do 45%. Większe wartości otrzymano stosując procedurę Eurokodu 2 [3], co wynikało w głównej mierze z pozostawienia współczynnika $c = 0,50$ wobec jego ograniczenia do 0,20 w przypadku procedury Model Code 2010 [2]. Układ punktów reprezentujących wyniki badań i obliczeń ma zbliżony charakter. Widoczna jest jednak wyraźna różnica pomiędzy wartościami rzeczywistymi i teoretycznymi. Nośność modelu M – 0/43.8 była ponad 3,5 – krotnie większa od ustalonej na drodze obliczeń. W przypadku elementów ze stykami zbrojonymi różnice były mniejsze, nadal wynosiły jednak około 70 ÷ 110% oraz 130 ÷ 200 % odpowiednio w przypadku Eurokodu 2 [3] i Model Code 2010 [2].



Rys. 12. Porównanie nośności eksperymentalnych i teoretycznych w funkcji stopnia zbrojenia styku ρ_s

Fig. 12. Comparison between actual and theoretical carrying capacities dependent on interface reinforcement ratio ρ_s

Na podstawie otrzymanych rezultatów można stwierdzić, iż w odniesieniu do połączeń w pełni zmonolityzowanych wpływ sił adhezji jest znacznie większy niż wynikałoby to z zaleceń normowych. Autorzy postanowień [2] mieli świadomość, iż adhezja stanowi własność zależną silnie od cech betonu, a zatem może się ona cechować znaczną niepewnością (w zależności od zastosowanego kruszywa a także sposobu przygotowania powierzchni). Z tego względu zalecili zastosowanie współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_{adh} = 2,0$, który został uwzględniony w wartości współczynnika c_r . Przyjmując wartość nominalną $c_r = 0,40$, otrzymano by nośności zbliżone do ustalonych zgodnie z regułami Eurokodu 2. Należy jednak zaznaczyć, iż dopiero wprowadzenie współczynnika $c = 1,75$, pozwoliłoby właściwie opisać wyniki prezentowanych badań. Świadczy to, iż w styku w pełni monolitycznym mogą występować znacznie silniejsze siły adhezji od uzyskiwanych w przypadku styków roboczych, gdy beton układany jest w różnym czasie.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania rozpoznawcze pokazały przydatność urządzenia do pomiarów optycznych ARAMIS do analizy mechanizmów zachodzących w elementach żelbetowych poddanych przecinaniu. Na podstawie zarejestrowanych obrazów oszacowano przemieszczenia krawędzi styków, przy których dochodzi do zerwania wiązań adhezyjnych. Możliwe było również zarejestrowanie pełnej charakterystyki obciążenie – deformacja, uwzględniającej zerwanie zbro-

jenia styku modelu M – 8/43.8 w końcowej fazie badania. Analiza porównawcza pokazała, iż obowiązujące procedury normowe [2] oraz [3] opisują bardzo zachowawczo nośność styku w pełni monolitycznego. Rzeczywiste nośności były nawet 3,5 – krotnie większe od wartości ustalonych na drodze obliczeń. Przyczyny tego stanu rzeczy należy upatrywać w silnych wiązaniach adhezyjnych, które nie są zredukowane m.in. przez zarysowanie wywołane różnicami skurczu betonu (jak ma to miejsce w przypadku betonów układanych w różnym czasie).

Literatura

- [1] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) Commentary on Building Code Requirements, American Concrete Institute, Farmington Hills (2015).
- [2] Ajdukiewicz A.: Pre-norma Konstrukcji Betonowych *fib* Model Code 2010 (tłumaczenie polskie), Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2014.
- [3] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008.
- [4] Randl, N.: Design recommendations for interface shear transfer in *fib* Model Code 2010. Structural Concrete, 2013, 14.
- [5] Randl, N. and Wicke, M.: Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton. Experimentelle Untersuchungen, theoretischer Hintergrund und Bemessungsansatz. Beton- und Stahlbetonbau, 2000, 95: 461-473.
- [6] Urban T., Krawczyk Ł., Gołdyn M.: Badania eksperymentalne wzmacniania bardzo krótkich wsporników żelbetowych. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/16), styczeń-marzec 2016, s. 297-306, DOI: 10.7862/rb.2016.35.

CONSIDERATIONS ABOUT CARRYING CAPACITY OF ELEMENTS SUBJECTED TO SHEAR CUTTING

Summary

The paper presents the issue of carrying capacity of interface between two concrete casting at the same time. The author's experimental investigations concerning specimens with and without shear reinforcement are presented and discussed. Comparison of experimental and theoretical carrying capacity shows that provisions of Eurocode 2 and Model Code 2010 may lead to underestimation of the ultimate shear stresses in the interface between concretes casting at the same time. Use of the optical measurement system ARAMIS enables the analysis of the deformation and determination of the tested specimens and limits displacement between edges of the interface.

Keywords: shear cutting, concrete – concrete interface, shear stresses, aggregate interlock, dowel action, digital image correlation

Przesłano do redakcji: 20.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Marcin ABRAMSKI¹
Jarosław KONDRAT²
Piotr KORZENIOWSKI³

BADANIA EKSPERYMENTALNE SŁUPÓW CFST Z BETONEM ZWYKŁYM I EKSPANSYWNYM

Praca przedstawia badania eksperymentalne ponad 40 słupów CFST. Analizie poddano wyniki siły niszczącej słupy w aspekcie grubości stalowego płaszcza, smukłości słupa, rodzaju betonu wypełniającego stalową rurę (zwykły i ekspansywny) i jego wytrzymałości a także sposobu obciążania słupa (przez rdzeń lub przez cały przekrój). Sprawdzono efektywność słupów CFST z użyciem betonu ekspansywnego i zwykłego rozumianą jako stosunek nośności eksperymentalnej słupa do nośności plastycznej osiowo ściskanego przekroju słupa. Oceniono przydatność autorskiej metody wyznaczania nośności słupów CFST, różniącej się zasadniczo od metody wg EC4, przy wyższych stopniach zbrojenia, przekraczających 6%.

Słowa kluczowe: beton skrupowany, trójosiowy stan naprężenia, cement ekspansywny, przyczepność, osiowe ściskanie, efekty II rzędu

1. Wprowadzenie

Prezentowane w pracy badania stanowią kontynuację badań prezentowanych podczas konferencji AMCM w 2005r [1]. Przedstawiono tam wyniki badań nośności słupów CFST, słupów uzwojonych oraz zwykłych słupów żelbetowych o zbliżonym stopniu zbrojenia wynoszącym 4% lub 6%. Nazwa słupów CFST pochodzi z języka angielskiego (*Concrete Filled Steel Tubes*) i oznacza rury stalowe wypełnione betonem. W pracy [1] zaproponowano odmienną niż w EC4 [2] metodę obliczania nośności słupów CFST. Metoda ta była spójna z zasadami obliczania słupów żelbetowych oraz słupów uzwojonych zawartymi w normie PN-B-03264:2002 [3]. W metodzie tej traktowano stalowy płaszcz jako zbroje-

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Marcin Abramski, Politechnika Gdańska, Katedra Transportu Szynowego i Mostów, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk; tel. 583471096; Marcin.Abramski@pg.edu.pl

² Jarosław Kondrat, Politechnika Gdańska, Katedra Konstrukcji Betonowych, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk; tel. 583472447; Jaroslaw.Kondrat@pg.edu.pl

³ Piotr Korzeniowski, Politechnika Gdańska, Katedra Konstrukcji Betonowych, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk; tel. 583471271; Piotr.Korzeniowski@pg.edu.pl

nie podłużne słupa żelbetowego. Jednocześnie płaszcz ten ograniczając odkształcenia poprzeczne dla ściskanego betonu rdzenia wywoływał w nim przestrzenny stan naprężeń ściskających. Stan ten powodował wzrost wytrzymałości betonu rdzenia. Tę właśnie wytrzymałość a nie wytrzymałość w jednoosiowym stanie naprężeń ściskających uwzględniano przy obliczaniu nośności słupa. Podsumowując nośność słupa CFST była identyfikowana z nośnością słupa żelbetowego o zwiększonej wytrzymałości betonu, ze zbrojeniem podłużnym w postaci stalowej rury. Czynnikiem ograniczającym wzrost wytrzymałości betonu był mimośród siły spowodowany efektami II rzędu zależnymi od smukłości słupa.

Kontynuując przedstawione w [1] badania autorzy chcieli sprawdzić efektywność słupów CFST z różnymi grubościami stalowego płaszczka, wpływ zastosowania betonu ekspansywnego zamiast zwykłego na nośność słupa oraz możliwość zastosowania przedstawionej w [1] autorskiej metody wyznaczania nośności słupów CFST o stopniu zbrojenia znacznie przekraczającym wartości dopuszczalne dla słupów żelbetowych.

2. Program badań eksperymentalnych

2.1. Parametry badań

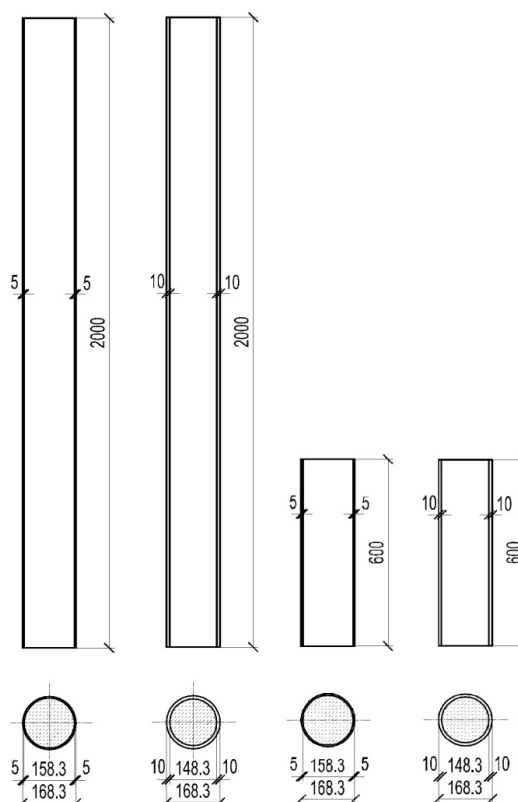
Badania eksperymentalne słupów przeprowadzone przez J. Kondrata ukierunkowane były na porównanie zachowania słupów CFST wykonanych z betonu zwykłego i ekspansywnego. Poszukiwano odpowiedzi na pytanie, na ile możliwe jest wykorzystanie trójosiowego stanu naprężenia betonu do zwiększenia jego wytrzymałości, a co za tym idzie, zwiększenia nośności słupów. Przebadało łącznie 48 słupów CFST. Nośności słupów badano pod kątem następujących parametrów:

- długość słupów w osiach przegubów: 2200 mm oraz 800 mm,
- wytrzymałość betonu: rzędu 30 MPa i 60 MPa ,
- rodzaj betonu: zwykły oraz ekspansywny,
- grubość płaszczka stalowego słupów: 5 i 10 mm ,
- sposób obciążania słupów: przez cały przekrój oraz tylko przez rdzeń betonowy,
- przyczepność między stalą a betonem w słupach CFST: normalna lub brak.

Brak przyczepności realizowano przez posmarowanie środkiem antyadhezyjnym (wykorzystywanym w szalunkach) wewnętrznej powierzchni stalowych rur. Nośność tych słupów porównywano w trakcie badań z nośnością słupów z normalną przyczepnością, wykonanych z tego samego betonu i słupów wykonanych z betonu ekspansywnego.

2.2. Geometria badanych słupów

Na rysunku 1. przedstawiono wymiary geometryczne badanych słupów. Średnica zewnętrzna wszystkich słupów wynosiła 168,3 mm. Różnica wysokości rzeczywistych słupów podanych na rys. 1. i ich wysokości teoretycznych podanych w punkcie 2.1 wynika z zastosowania przegubów i blach na stanowisku badawczym. Szczegóły przytoczono poniżej w rozdziale 2.4.



Rys. 1. Geometria wszystkich typów badanych słupów

Fig. 1. Geometry of all the types of the tested columns

2.3. Właściwości materiałów użytych w badaniach

Mieszanka betonowa użyta do wykonania wszystkich badanych słupów wykonana została na bazie piasku oraz żwirów o frakcjach uziarnienia 2/8 i 8/16 mm. Do wykonania betonu zwykłego użyto cementu CEM II/B-Q 42,5R, zaś do betonu ekspansywnego – cementu ekspansywnego klasy 42,5R, wyprodukowanego w Instytucie Mineralnych Materiałów Budowlanych w Krakowie. Cement ten został przebadany przez producenta pod kątem wytrzymałości i ekspansji swobodnej. Wyniki tych badań zamieszczono w tab. 1. Do betonów wyższych klas (orientacyjnie B60) stosowano domieszkę uplastyczniającą.

Tabela 1. Wyniki badań laboratoryjnych cementu ekspansywnego użytego do wykonania betonu słupów CFST

Table 1. Test results for the expansive cement applied for the concrete used to manufacture the CFST columns

Zaprawa C:P=1:1 ; W/C=0,40	Wynik badania	Metoda badania
Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach po 28 dniach	28,6 MPa 50,3 MPa	wg PN-EN 196-1
Ekspansja swobodna w wodzie w powietrzu	maks. 4% maks. 1%	wg atestu producenta
Samonapężenie	1,57 MPa	

Dla każdego słupa wykonano walce betonowe o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm, które dojrzewały w tych samych warunkach, co beton użyty do wykonania słupów. Próbkki te posłużyły do wyznaczenia wytrzymałości walcowej i modułu sprężystości betonu. Obie wielkości wyznaczano w tym samym dniu, w którym wykonywano badania słupa wykonanego z danego betonu. Moduły sprężystości wyznaczano przy zastosowaniu modułomierza, zgodnie z amerykańskimi przepisami zawartymi w [4]. Wytrzymałości betonu oraz moduły sprężystości dla poszczególnych słupów podano niżej w tabelach 3-6.

Do wykonania słupów CFST użyto dostępnych w handlu standardowych stalowych rur bez szwu o średnicy zewnętrznej 168,3 mm i grubości 5 oraz 10 mm. W celu określenia właściwości mechanicznych stali (granicy plastyczności oraz zależności σ - ϵ) z każdego rodzaju użytej stali wykonano po 3 próbki i zbadano w maszynie wytrzymałościowej. Wyniki badań zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki badań stali rur

Table 2. Test results for the tube steel

Lp.	Badany element	Średnia granica plastyczności f_{ym} [MPa]
1	blacha pierwszej grupy rur o grubości ścianki 5 mm	380
2	blacha drugiej grupy rur o grubości ścianki 5 mm	350
3	blacha pierwszej grupy rur o grubości ścianki 10 mm	300
4	blacha drugiej grupy rur o grubości ścianki 10 mm	305

2.4. Przebieg badań

Słupy badano w maszynie wytrzymałościowej (rys. 2.), która umożliwia badanie ciał próbnych o nośności do 5000 kN i wysokości do 3 m.

Rys. 2. Słup na stanowisku badawczym
Fig. 2. A column on the test set-up



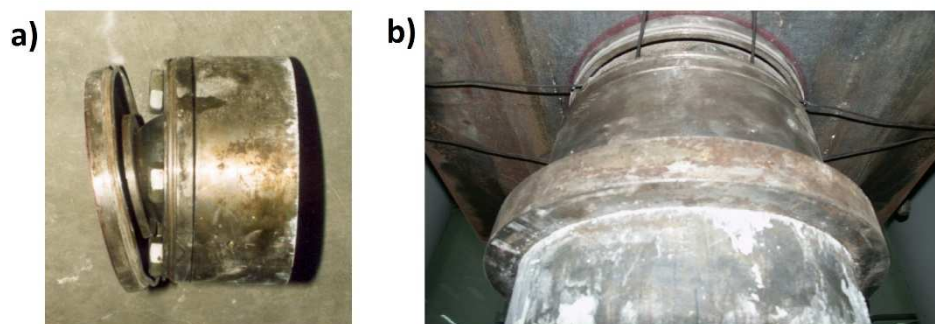
Opisywane badania ograniczone były do słupów obciążonych osiowo. Wszystkie przebadane słupy z obu stron podparte były przegubowo za pomocą przegubów kulowych (rys. 3.) zapewniających możliwość obrotu w dowolnym kierunku. Odległość od podstawy słupa do osi kuli wynosiła 100 mm, przez co obliczeniowa wysokość słupów rozumiana jako odległość osiowa kul przegubów była o 200 mm większa od rzeczywistej wysokości słupów. Stąd właśnie wynikają opisane w punkcie 2.2 różnice pomiędzy wysokością obliczeniową badanych słupów a ich wysokością rzeczywistą. Smukłości badanych słupów wynosiły $\lambda=52,3$ i $\lambda=19,0$.

Obciążenie zwiększano w sposób monotoniczny, wysuwając tłok prasy z prędkością 1 mm na minutę. Wartość obciążenia rejestrowana była z częstotliwością 1 Hz.

Obciążenie słupów przykładane było w dwóch następujących wariantach:

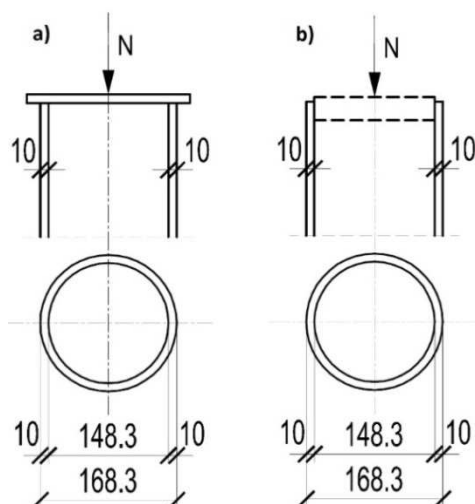
- przez rdzeń betonowy bez udziału płaszcza stalowego,
- przez całość przekroju, tj. rdzeń i płaszcz jednocześnie.

Różnice w obu wariantach ilustruje rys. 4.



Rys. 3. Przeguby kulowe zastosowane w badaniach: a) kula widoczna między dwiema płytami przegubu; b) przegub umieszczony na głowicy słupa na stanowisku badawczym

Fig. 3. Spherical bearings used in the experiments: a) a sphere visible between two steel plates of the bearing; b) the bearing placed on the upper column end at the test set-up



Rys. 4. Dwa sposoby obciążania słupa CFST przedstawione na przykładzie słupa z rury o grubości ścianki 10 mm: a) przez cały przekrój słupa; b) przez rdzeń słupa

Fig. 4. Two loading methods for CFST columns, illustrated for the column made of the tube of a wall thickness 10 mm: a) through the entire cross-section; b) through the core

3. Wyniki badań

Parametry i nośność badanych słupów zestawiono w tabelach 3-6.

W tabelach tych zamieszczono dla poszczególnych słupów wartości współczynnika $N_{\text{Rexp}} / N_{\text{pl}}$, tj. stosunku nośności eksperymentalnej do teoretycznej nośności osiowo ściskanego przekroju poprzecznego słupa. Współczynnik ten wprowadzono z powodu różnic wytrzymałości stali i betonu, z których wykonane były badane słupy. Ta bezwymiarowa wielkość (bliska jedności), nazywana dalej *nośnością sprowadzoną* słupa, informuje o efektywności wykorzystania właściwości mechanicznych betonu w badanych słupach. Im wyższa jest nośność sprowadzona słupa, tym większa jest efektywność wykorzystania wytrzymałości betonu tego słupa. Do wyznaczenia tych teoretycznych nośności przekrojów słupów posłużono się wytrzymałościami średnimi betonu i stali uzyskanymi z badań próbek walcowych betonu oraz próbek płaskich stali rur.

Dla smukłych słupów o cieńszym płaszczu (tab. 3.) nośność sprowadzona wyniosła średnio 96,8%, a dla słupów o płaszczu grubszym (tab. 4.) – średnio 89,3%. Te stosunkowo niskie wartości należy wiązać głównie z dużą smukłością tej grupy słupów. Nie oznaczają one natomiast braku efektywności płaszcza stalowego w zwiększaniu wytrzymałości betonu skrupowanego.

Tabela 3. Zestawienie wyników dla sł. smukłych o ściance grub. $t=5$ mmTable 3. Experim. results for the slender columns with the tube thickness $t=5$ mm

Lp.	Oznaczenie słupa	Wysokość [cm]	Grubość ścianki rury [mm]	Wytrzymałość betonu (cylindryczna) f_{cm} [MPa]	Granica plastyczności stali rury f_{ym} [MPa]	Przyczepność stali do betonu	Sposób obciążania	Nośność eksperymentalna $N_{R,exp}$ [kN]	Nośność przekroju słupa			$N_{R,exp} / N_{pl}$ [-]
									łącna	rury stal.	rdzenia beton.	
									N_{pl} [kN]	N_s [%]	N_c [%]	
1	L-5C30NA	220	5	34,4	380	normalna	rdzeń	1542,1	1 651,8	59,0	41,0	0,934
2	L-5C30NB	220	5	34,4	380	normalna	cały przekrój	1520,2	1 651,8	59,0	41,0	0,920
3	L-5C30WA	220	5	31,7	380	brak	rdzeń	1669,5	1 598,6	61,0	39,0	1,044
4	L-5C30WB	220	5	31,7	380	brak	cały przekrój	1601,8	1 598,6	61,0	39,0	1,002
5	L-5C30EA	220	5	28,8	350	bet. eksp.	rdzeń	1508,3	1 464,6	61,3	38,7	1,030
6	L-5C30EB	220	5	36,4	350	bet. eksp.	cały przekrój	1672,2	1 614,2	55,6	44,4	1,036
7	L-5C60NA	220	5	68,2	380	normalna	rdzeń	2083	2 317,0	42,1	57,9	0,899
8	L-5C60NB	220	5	68,2	380	normalna	cały przekrój	2137	2 317,0	42,1	57,9	0,922
9	L-5C60WA	220	5	61,6	380	brak	rdzeń	2122	2 187,1	44,6	55,4	0,970
10	L-5C60WB	220	5	61,6	380	brak	cały przekrój	2359	2 187,1	44,6	55,4	1,079
11	L-5C60EA	220	5	52,5	350	bet. eksp.	rdzeń	1695,4	1 931,1	46,5	53,5	0,878
12	L-5C60EB	220	5	49,4	350	bet. eksp.	cały przekrój	1679,4	1 870,0	48,0	52,0	0,898
											średnia:	0,968

Objaśnienia symboli: L – smukłe ; S – krępe ; N – normalna przyczepność ; W – bez przyczepności ; A – obciążane przez rdzeń ; B – obciążane przez cały przekrój ; E - beton ekspansywny

Tabela 4. Zestawienie wyników dla słupów smukłych o ściance grubości $t=10$ mm

Table 4. Experimental results for the slender columns with the tube thickness $t=10$ mm

Lp.	Oznaczenie słupa	Wysokość [cm]	Grubość ścianki rury [mm]	Wytrzymałość betonu (cylin-dryczna) f_{cm} [MPa]	Granica plastyczności stali rury f_{ym} [MPa]	Przyczepność stali do betonu	Sposób obciążania	Nośność ekspe-rymentalna $N_{R,exp}$ [kN]	Nośność przekroju słupa			[-] $N_{R,exp} / N_{pl}$
									łącna	rury stal.	rdzenia beton.	
									N_{pl} [kN]	N_s [%]	N_c [%]	
13	L-10C30NA	220	10	34,2	300	normalna	rdzeń	1927,2	2 082,7	71,6	28,4	0,925
14	L-10C30NB	220	10	34,2	300	normalna	cały przekrój	1791,5	2 082,7	71,6	28,4	0,860
15	L-10C30WA	220	10	32,9	300	brak	rdzeń	1965,2	2 060,2	72,4	27,6	0,954
16	L-10C30WB	220	10	32,9	300	brak	cały przekrój	1907,3	2 060,2	72,4	27,6	0,926
17	L-10C30EA	220	10	28,8	305	bet. eksp.	rdzeń	1847,1	2 014,3	75,3	24,7	0,917
18	L-10C30EB	220	10	36,4	305	bet. eksp.	cały przekrój	1809,7	2 145,6	70,7	29,3	0,843
19	L-10C60NA	220	10	67	300	normalna	rdzeń	2321,8	2 649,2	56,3	43,7	0,876
20	L-10C60NB	220	10	67	300	normalna	cały przekrój	2264,5	2 649,2	56,3	43,7	0,855
21	L-10C60WA	220	10	64,7	300	brak	rdzeń	2404	2 609,5	57,2	42,8	0,921
22	L-10C60WB	220	10	64,7	300	brak	cały przekrój	2231	2 609,5	57,2	42,8	0,855
23	L-10C60EA	220	10	52,5	305	bet. eksp.	rdzeń	2190,9	2 423,6	62,6	37,4	0,904
24	L-10C60EB	220	10	49,4	305	bet. eksp.	cały przekrój	2082	2 370,1	64,0	36,0	0,878
											średnia:	0,893

Objaśnienia symboli: jak w tab. 3

Tabela 5. Zestawienie wyników dla słupów krępych o ściance grubości $t=5$ mmTable 5. Experimental results for the stub columns with the tube thickness $t=5$ mm

Lp.	Oznaczenie słupa	Wysokość [cm]	Grubość ścianki rury [mm]	Wytrzymałość betonu (cylindryczna) f_{cm} [MPa]	Granica plastyczności stali rury f_{ym} [MPa]	Przyczepność stali do betonu	Sposób obciążania	Nośność eksperymentalna $N_{R,exp}$ [kN]	Nośność przekroju słupa			$N_{R,exp} / N_{pl}$ [-]
									łącna	rury stal.	rdzenia beton.	
									N_{pl} [kN]	N_s [%]	N_c [%]	
25	S-5C30NA	80	5	38,7	350	normalna	rdzeń	1841	1 659,5	54,1	45,9	1,109
26	S-5C30NB	80	5	38,7	350	normalna	cały przekrój	1776	1 659,5	54,1	45,9	1,070
27	S-5C30WA	80	5	36,8	350	brak	rdzeń	1768,2	1 622,1	55,3	44,7	1,090
28	S-5C30WB	80	5	36,8	350	brak	cały przekrój	1617,1	1 622,1	55,3	44,7	0,997
29	S-5C30EA	80	5	36,4	350	bet. eksp.	rdzeń	1738,5	1 614,2	55,6	44,4	1,077
30	S-5C30EB	80	5	28,8	350	bet. eksp.	cały przekrój	1595	1 464,6	61,3	38,7	1,089
31	S-5C60NA	80	5	68,4	350	normalna	rdzeń	2567,5	2 244,0	40,0	60,0	1,144
32	S-5C60NB	80	5	68,4	350	normalna	cały przekrój	2520,3	2 244,0	40,0	60,0	1,123
33	S-5C60WA	80	5	58,3	350	brak	rdzeń	2290	2 045,2	43,9	56,1	1,120
34	S-5C60WB	80	5	58,3	350	brak	cały przekrój	2188,3	2 045,2	43,9	56,1	1,070
35	S-5C60EA	80	5	49,4	350	bet. eksp.	rdzeń	1984	1 870,0	48,0	52,0	1,061
36	S-5C60EB	80	5	52,5	350	bet. eksp.	cały przekrój	2164,8	1 931,1	46,5	53,5	1,121
											średnia:	1,089

Objaśnienia symboli: jak w tab. 3

Tabela 6. Zestawienie wyników dla słupów krępych o ściance grubości t=10 mm

Table 6. Experimental results for the stub columns with the tube thickness t=10 mm

Lp.	Oznaczenie słupa	Wysokość [cm]	Grubość ścianki rury [mm]	Wytrzymałość betonu (cylindryczna) f_{cm} [MPa]	Granica plastyczności stali rury f_{ym} [MPa]	Przyczepność stali do betonu	Sposób obciążania	Nośność eksperymentalna $N_{R,exp}$ [kN]	Nośność przekroju słupa			$N_{R,exp} / N_{pl}$ [-]
									łącznie	rury stal.	rdzenia beton.	
									N_{pl} [kN]	N_s [%]	N_c [%]	
37	S-10C30NA	80	10	38,7	305	normalna	rdzeń	2220,3	2 185,3	69,4	30,6	1,016
38	S-10C30NB	80	10	38,7	305	normalna	cały przekrój	2338,1	2 185,3	69,4	30,6	1,070
39	S-10C30WA	80	10	36,8	305	brak	rdzeń	2284,5	2 152,5	70,5	29,5	1,061
40	S-10C30WB	80	10	36,8	305	brak	cały przekrój	2163,8	2 152,5	70,5	29,5	1,005
41	S-10C30EA	80	10	36,4	305	bet. eksp.	rdzeń	2212,3	2 145,6	70,7	29,3	1,031
42	S-10C30EB	80	10	36,4	305	bet. eksp.	cały przekrój	2184,9	2 145,6	70,7	29,3	1,018
43	S-10C60NA	80	10	68,4	305	normalna	rdzeń	3034,6	2 698,3	56,2	43,8	1,125
44	S-10C60NB	80	10	68,4	305	normalna	cały przekrój	2834,4	2 698,3	56,2	43,8	1,050
45	S-10C60WA	80	10	58,3	305	brak	rdzeń	2544,3	2 523,8	60,1	39,9	1,008
46	S-10C60WB	80	10	58,3	305	brak	cały przekrój	2482,5	2 523,8	60,1	39,9	0,984
47	S-10C60EA	80	10	49,4	305	bet. eksp.	rdzeń	2549,7	2 370,1	64,0	36,0	1,076
48	S-10C60EB	80	10	49,4	305	bet. eksp.	cały przekrój	2510,5	2 370,1	64,0	36,0	1,059
											średnia:	1,042

Objaśnienia symboli: jak w tab. 3

Efekt taki zaistniał, o czym świadczy niższa wartość nośności sprowadzonej uzyskana dla słupów o grubszym płaszczu. Otóż w słupach tych przekrój poprzeczny betonu stanowił 77,6% powierzchni całego przekroju, a w słupach o cieńszym płaszczu – 88,5%. W związku z tym w słupach o cieńszym płaszczu beton wypełniający rurę w większym stopniu decydował o nośności i jego przyrost wytrzymałości spowodowany trójosiowym stanem naprężeń był bardziej zauważalny. Jak pokazano w tabeli 3., nośność przekroju betonowego dla smukłych słupów o cieńszym płaszczu wahała się w granicach od 39% do 58% nośności całego przekroju słupa, podczas gdy w drugiej grupie słupów (tab. 4) wynosiła zaledwie od 25% do 44% tejże nośności.

Efektywność płaszcza stalowego w zwiększaniu wytrzymałości betonu skrepowanego okazała się być dla przebadanych słupów CFST wyższa w grupie słupów krępych (tab. 5. i 6.) niż w omawianej poprzednio grupie słupów smukłych. Było to spowodowane z jednej strony przyrostem wytrzymałości betonu wypełniającego rurę, z drugiej zaś strony mniejszym spadkiem nośności w wyniku efektów II rzędu. Tym razem uzyskane wartości współczynnika $N_{\text{Rexp}} / N_{\text{pl}}$ wyniosły 108,9% i 104,2% odpowiednio dla słupów o cieńszym i o grubszym płaszczu.

Przyrost ten był wyraźniej zauważalny dla słupów o cieńszym płaszczu, podobnie jak to odnotowano dla opisywanych uprzednio słupów smukłych. Za przyczynę tego zjawiska należy ponownie uznać większy udział przekroju betonowego w całym przekroju słupa. Wytrzymałość betonu rdzenia wyraźnie była większa, w wyniku przestrzennego stanu naprężenia, niż jednoosiowa wytrzymałość betonu przyjmowana do obliczania nośności plastycznej przekroju. W wyniku tej większej powierzchni betonu rdzenia o zwiększonej wytrzymałości na ściskanie, nośność przekroju betonowego dla słupów o cieńszym płaszczu wahała się w granicach od 39% do 60% całkowitej nośności przekroju (tab. 5.), zaś dla słupów o grubszym płaszczu – zaledwie od 29% do 44% tejże nośności (tab. 6.).

Wyniki badań nie wykazały istnienia związku pomiędzy przyczepnością betonowego rdzenia do stalowego płaszcza a nośnością sprowadzoną słupów CFST. Również zastosowanie betonu ekspansywnego nie przyniosło w prezentowanych badaniach zwiększenia nośności słupów. Wniosek ten jest potwierdzeniem wyników badań Abramskiego [5], który badał w tym aspekcie smukłe słupy CFST. Z kolei w badaniach Kilpatricka i Rangana [6] stwierdzono, iż przyczepność betonu i stali może wpływać na nośność słupów CFST jedynie przy bardzo niskich smukłościach. Badacze australijscy stwierdzili istnienie tego wpływu dla słupów o smukłości $\lambda=14$. W celu wyjaśnienia tej wątpliwości należałoby przebadać grupę krępych słupów CFST przy zastosowaniu betonu o większej ekspansji.

4. Propozycja praktycznej metody obliczania nośności słupów CFST

4.1. Opis metody

W opracowaniu praktycznej metody obliczania nośności słupów CFST autorzy wykorzystali analogię pomiędzy słupami tego typu a żelbetowymi słupami uzwojonymi. W obu typach słupów może mianowicie dojść do wzrostu wytrzymałości betonu rdzenia, wynikającego z powstania w nim trójosiowego stanu naprężeń ściskających. W pracach [5], [1] zaproponowano spójną metodę obliczeniową dla słupów CFST i uzwojonych, opartą na sposobie obliczania nośności słupów uzwojonych obowiązującym w normie projektowania konstrukcji betonowych [3]. Uzyskano dobrą zgodność wyników (rys. 5.).

W proponowanej metodzie obliczania nośności słup CFST traktuje się jako zwykły słupek żelbetowy o kołowym przekroju poprzecznym ze zbrojeniem pionowym w postaci płaszcza stalowego i rdzeniem betonowym charakteryzującym się, zwiększoną w stosunku do jednoosiowej, wytrzymałością betonu $f_{core,cd}$, określoną następującym wzorem, zaczerpniętym z [3]:

$$f_{core,cd} = f_{cd} + 2,3f_{yd}^* \rho_{s,core} \left(1 - \frac{8e_{tot}}{d_{core}} \right) \quad (1)$$

w którym:

$$\rho_{s,core} = \frac{A_{st}}{A_{core}} \quad ,$$

$$A_{st} = \pi(d_{core} + t)t \quad - \text{pole przekroju rury stalowej},$$

$$A_{core} = \frac{\pi d_{core}^2}{4} \quad - \text{pole przekroju betonowego rdzenia słupa},$$

$$f_{yd}^* \quad - \text{wartość obliczeniowa granicy plastyczności stali rury},$$

$$d_{core} \quad - \text{wewnętrzna średnica rury stalowej},$$

$$t \quad - \text{grubość ścianki rury},$$

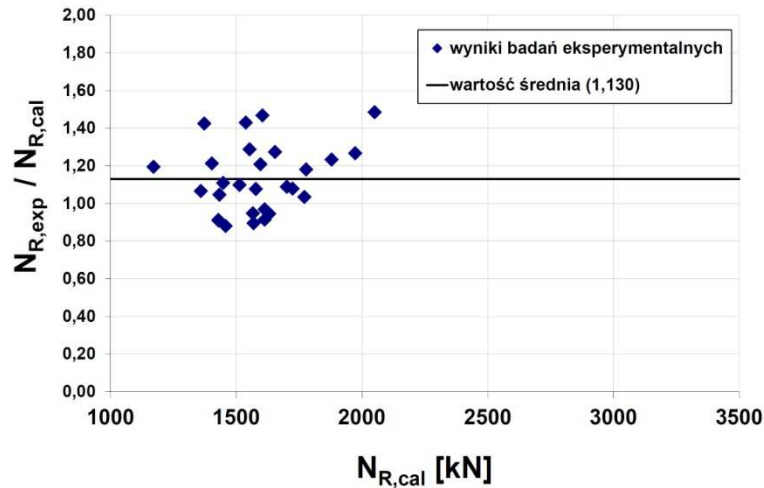
$$e_{tot} = e_o + e_{II} = \eta \cdot e_o \quad - \text{całkowity mimośród obciążenia}, \quad (2)$$

$$e_o \quad - \text{mimośród początkowy (bez uwzględnienia wpływu smukłości) siły podłużnej względem środka ciężkości przekroju betonu},$$

$$e_{II} \quad - \text{mimośród obciążenia wynikający z efektów drugiego rzędu},$$

$$\eta \quad - \text{współczynnik uwzględniający wpływ mimośrodu drugiego rzędu, dany wzorem:}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Rd}}{N_{crit}}} \geq 1,0 \quad (3)$$



Rys. 5. Relacja między nośnością eksperymentalną $N_{R,exp}$ a nośnością teoretyczną $N_{R,cal}$ obliczoną wg metody autorskiej dla 28 słupów CFST o różnych smukłościach ([5], [1])

Fig. 5. Relation between experimental ($N_{R,exp}$) and theoretically calculated ($N_{R,cal}$) load-carrying capacity for 28 CFST columns ([5], [1]). The calculations are executed with the use of the authors' proposal method

N_{Rd} w powyższym wzorze jest poszukiwaną (w procedurze iteracyjnej) nośnością słupa, zaś N_{crit} jest siłą krytyczną obliczaną zgodnie z wzorem:

$$N_{crit} = \frac{9}{l_0^2} \left[\frac{E_{cm} I_c}{2k_{lt}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_0}{h}} + 0,1 \right) + E_s I_s \right] \quad (4)$$

- w którym:
- l_0 - długość obliczeniowa słupa,
 - E_{cm} - sieczny moduł sprężystości betonu,
 - I_c - moment bezwładności przekroju betonu,
 - k_{lt} - współczynnik wyrażający wpływ oddziaływania długo-trwałego,
 - h - wysokość przekroju poprzecznego słupa, tj. średnica zewnętrzna przekroju poprzecznego,
 - E_s - moduł sprężystości stali,
 - I_s - moment bezwładności przekroju zbrojenia podłużnego względem osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju betonu.

Współczynnik k_{lt} wyrażający wpływ oddziaływania długotrwałego oblicza się ze wzoru:

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \cdot \phi(\infty, t_0) \quad (5)$$

w którym: $\frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}}$ - stosunek siły podłużnej wywołanej działaniem długotrwałej części obciążenia obliczeniowego do siły podłużnej wywołanej działaniem całkowitego obciążenia obliczeniowego,
 $\phi(\infty, t_0)$ - końcowy współczynnik pełzania betonu.

Do wzoru (4) należy podstawić wartość $\frac{e_o}{h}$ zależną od mimośrodu obciążenia, ale nie mniejszą niż:

$$\frac{e_o}{h} = 0,50 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 f_{cm} \quad (6)$$

$$\frac{e_o}{h} = 0,05 \quad (7)$$

przy czym wartość wytrzymałości średniej betonu f_{cm} podstawia się w MPa.

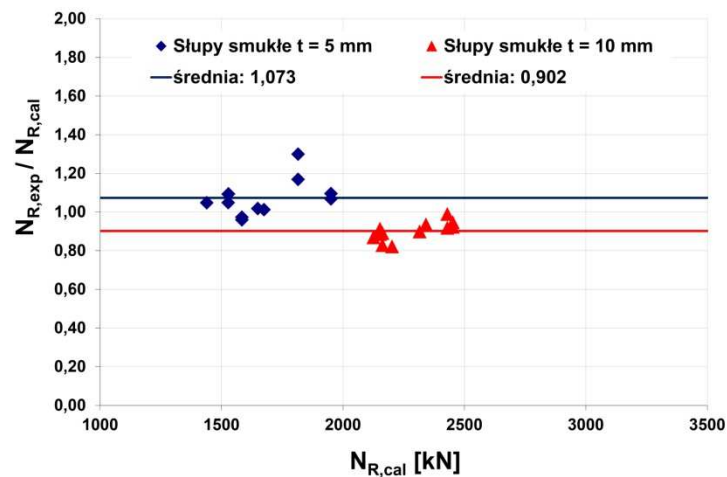
Procedura obliczania nośności zwykłych słupów żelbetowych, do których proponowana metoda nawiązuje, jest dobrze zweryfikowana przez lata stosowania polskiej normy projektowania konstrukcji betonowych [3] oraz norm ją poprzedzających.

4.2. Weryfikacja doświadczalna proponowanej metody

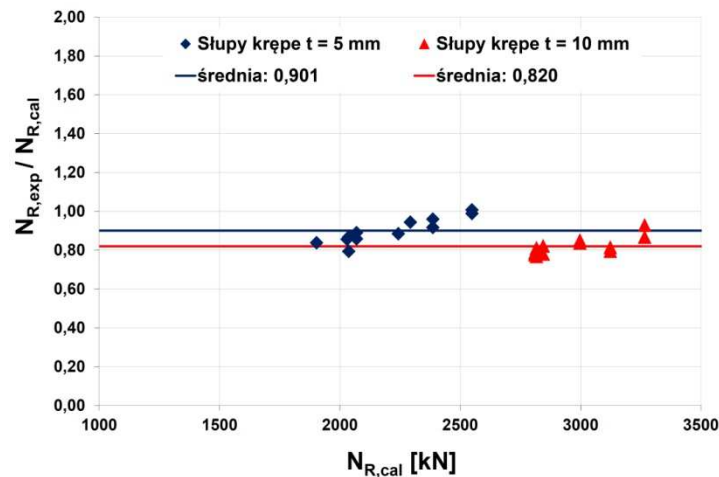
Przedstawioną wyżej metodę określenia nośności słupów CFST poddano weryfikacji na podstawie wyników badań opisanych w niniejszej pracy. Wzięto pod uwagę nośności eksperymentalne $N_{R,exp}$ 48 przebadanych słupów CFST (tab. 3-6). Obliczając nośności teoretyczne $N_{R,cal}$ słupów, w miejsce wartości obliczeniowych wytrzymałości stali i betonu występujących w powyższych wzorach wstawiono wytrzymałości średnie tych materiałów uzyskane w badaniach laboratoryjnych i zestawione w tabelach 3-6. Porównanie nośności eksperymentalnych i teoretycznych przedstawiono na rys. 6-7.

Jak wskazują wyniki, proponowana procedura okazała się być odpowiednia bez większych modyfikacji tylko dla słupów smukłych o cieńszej ścianie. W trzech pozostałych przypadkach metoda daje zawyżone, tj. niebezpieczne wyniki nośności.

Zasadniczą przyczyną tego przeszacowania nośności jest zbyt optymistyczne założenie metody, iż płaszcz słupa doznaje w stanie granicznym nośności odkształceń obwodowych powodujących uplastycznienie stali. Założenie to skutkuje tym, że we wzorze (1) na zwiększoną wytrzymałość betonu rdzenia $f_{core,cd}$ wstawiona jest granica plastyczności f_{yd} stali płaszcza. W efekcie uzyskuje się przesadnie duże wytrzymałości betonu rdzenia.



Rys. 6. Weryfikacja doświadczalna metody autorskiej dla smukłych słupów CFST
Fig. 6. Experimental verification for the slender CFST columns



Rys. 7. Weryfikacja doświadczalna metody autorskiej dla krępnych słupów CFST
Fig. 7. Experimental verification for the stub CFST columns

Dla przykładu w badanych słupach krępych o grubości ścianki $t=10$ mm przyrost wytrzymałości betonu rdzenia, przy założeniu osiągnięcia granicy plastyczności stali w kierunku obwodowym, wynosiłby około 80 MPa, prawie niezależnie od zastosowanej klasy betonu. Dla tych samych słupów krępych, lecz o grubości ścianki $t=5$ mm przyrost wytrzymałości betonu rdzenia wynosiłby o połowę mniej, 40 MPa. Na podstawie uzyskanych eksperymentalnie nośności można stwierdzić, że w omawianych badaniach do tak dużego zwiększenia wytrzymałości betonu rdzenia nie doszło. Nie prezentowana tu analiza odkształceń obwodowych płaszcza stalowego potwierdziłaby, iż w rurach o grubych ściankach nie doszło do uplastycznienia stali w kierunku obwodowym.

Warto zauważyć, że dla słupów smukłych uzyskano dużo lepszą zgodność proponowanej metody obliczeniowej z wynikami eksperymentu. Stało się tak za sprawą uzależnienia wytrzymałości betonu rdzenia $f_{core,cd}$ we wzorze (1) od mimośrodów II rzędu, będącego efektem smukłości słupa. W efekcie przyrost wytrzymałości betonu rdzenia wyznaczony nawet przy założeniu uplastycznienia stali w kierunku obwodowym wynosił w obliczeniach od kilkunastu MPa dla słupów o grubości płaszcza 5 mm do trzydziestu kilku MPa dla słupów o grubości płaszcza 10 mm.

Wydaje się, że w celu wykalibrowania proponowanej metody dla słupów CFST o płaszczech znacznej grubości należałoby do wzoru (1) na wytrzymałość betonu rdzenia $f_{core,cd}$ wstawić obok wytrzymałości f_{yd}^* stali płaszcza współczynnik redukcyjny o symbolu np. κ_s , uwzględniający rzeczywiste wyteżenie tegoż płaszcza w kierunku obwodowym. Wymagałoby to pogłębionej analizy rzeczywistego stanu odkształceń płaszcza badanych słupów.

5. Wnioski

Na podstawie wyników badań eksperymentalnych 48 słupów CFST o stosunkowo znacznych grubościach ścianek dokonano analizy uzyskanych nośności tychże słupów. Stwierdzono, iż w słupach dochodzi do zwiększenia wytrzymałości betonu rdzenia, wywołanego panującym w nim stanem trójosiowego ściskania. Ten pozytywny efekt widoczny był wyraźnie dla słupów krępych, zaś w wypadku słupów smukłych niwelowany był przez negatywny wpływ smukłości.

Zastosowanie betonu ekspansywnego w miejsce betonu zwykłego o tej samej wytrzymałości nie zmieniło efektywności słupów CFST. Podobnie nie stwierdzono wpływu stopnia przyczepności betonowego rdzenia od stalowego płaszcza na nośność słupa. Należałoby sprawdzić efektywność słupów CFST wykonanych z betonu ekspansywnego o lepszych parametrach ekspansji.

Metoda obliczania nośności słupów CFST zaprezentowana w pracy [1] daje zbyt duże wyniki nośności. W celu wykalibrowania metody i stosowania jej także dla słupów o grubych płaszczech należałoby uwzględnić w obliczeniach fakt, że w stali rury nie dochodzi do uplastycznienia w kierunku obwodowym.

Literatura

- [1] Abramski M., Korzeniowski P., Mikulski T.: The behaviour of concrete filled steel tubes under axial loading, Proceedings Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, Ustroń/Gliwice 2005.
- [2] EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [3] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Polski Komitet Normalizacyjny, 2002.
- [4] American Society for Testing and Materials: ASTM C469-87: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, ASTM Stand. B, vol. 4, pp. 1-5, 1987.
- [5] Abramski M.: Badania eksperymentalne własności osiowo ściskanych słupów CFST, praca doktorska, Politechnika Gdańska, 2006.
- [6] Kilpatrick A.E., Rangan B.V.: Influence of Interfacial Shear Transfer on Behavior of Concrete-Filled Steel Tubular Columns, ACI Structural Journal, vol. 96, no 4, pp. 642-648, 1999.

EXPERIMENTAL RESEARCH ON CFST COLUMNS WITH ORDINARY AND EXPANSIVE CONCRETE

Summary

The paper presents the results of the study on over 40 CFST columns. The analysis covered the results of applying the destructive force onto the columns in the following aspects: the thickness of the steel coat, the slenderness of the columns, the type of the concrete filling (the ordinary and the expansive) and its strength as well as the type of the load application (onto the core or onto the whole section). The effectiveness of the columns, understood as the ratio of the load bearing capacity of the experimental column versus the plastic load bearing capacity of the axially compressed columns' section, was analysed for both the ordinary concrete and the expansive concrete filled CFST columns. Finally, the original method of calculating the load bearing capacity of the CFST columns was evaluated for columns of the higher (over 6%) reinforcement ratios. The method differs significantly from the EC4 method.

Keywords: confined concrete, 3-axial state of stresses, expansive concrete, adhesiveness, axial compression, second order effects

Przesłano do redakcji: 06.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Przemysław BODZAK¹

ROZKŁAD SIŁ WEWNĘTRZNYCH W BELKACH ŻELBETOWYCH BEZ ZBROJENIA NA ŚCINANIE

W artykule przedstawiono wyniki badań na ścinanie belek żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Parametrem zmiennym była smukłość ścinania wynosząca odpowiednio 1,0; 1,5; 2,0 oraz 3,0. Badania pokazały, że pod wpływem ścinania następuje zmiana rozkładu sił wewnętrznych w strefie przypodporowej. Prowadzi to do zmniejszenia naprężeń ściskających w „ściskanej” części belki już we wstępnej w fazie formowania się krytycznej rysy ukośnej, która przecina oś zbrojenia w odległości d od podpory i jest to przekrój miarodajny do wymiarowania na ścinanie.

Słowa kluczowe: ścinanie, belki żelbetowe, smukłość ścinania, elementy bez zbrojenie poprzecznego

1. Wstęp

Zagadnienie nośności na ścinanie w elementach żelbetowych jest analizowane od ponad stu lat. Liczne badania wykazały, że w przypadku elementów bez zbrojenia poprzecznego, o nośności na ścinanie decydują nie tylko parametry związane z właściwościami fizycznymi zastosowanych materiałów. Istotny wpływ ma zarówno geometria samego elementu, jak i sposób, i schemat obciążenia. W tej ostatniej grupie tzw. smukłość ścinania jest jednym z ważniejszych czynników decydujących o nośności elementu [1, 2].

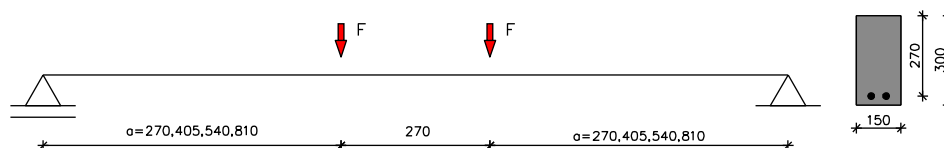
2. Program badań

Program badań własnych wzorowano w zakresie podstawowych założeń na badaniach przeprowadzonych w Stuttgarcie przez Leonhardta i Walthera [3]. Badania tych autorów koncentrowały się w głównej mierze na zagadnieniu nośności elementów, z tego względu nie prowadzono żadnych innych pomiarów, zarówno odkształceń betonu, jak również naprężeń w zbrojeniu głównym.

Jako element badawczy wybrano jednoprzęsłową belkę żelbetową o przekroju prostokątnym $0,15 \times 0,30$ m i wysokości użytecznej $d = 0,27$ m. Zbrojenie dolne stanowiły dwa pręty ze stali żebrowanej o średnicy 22mm – $\rho_L = 1,90\%$

¹ Przemysław Bodzak, Politechnika Łódzka Katedra Budownictwa Betonowego, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42-631-35-75, e-mail: pbodzak@p.lodz.pl

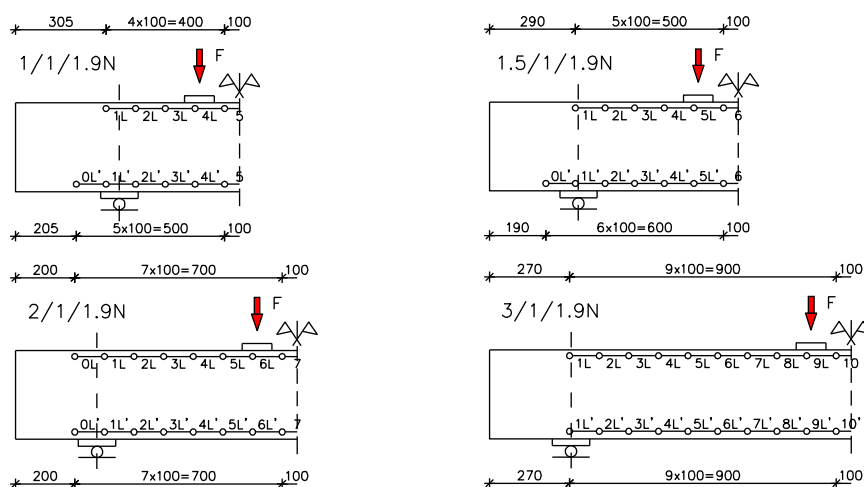
(AIII, $f_{yk} = 410\text{MPa}$). Belkę obciążano dwiema siłami skupionymi w rozstawie 0,27m. W celu uzyskania zróżnicowanych smukłości ścinania tzn. 1,0; 1,5; 2,0; 3,0, długość odcinka przypodporowego „a” wynosiła odpowiednio 0,27; 0,405; 0,54; 0,81m – rys. 1. Ze względu na brak zbrojenia poprzecznego nie zastosowano zbrojenia górnego w tych elementach. Przygotowując program badań założono, że elementy serii I zostaną wykonane z betonu o wytrzymałości $f_{c,cube} = 35\text{MPa}$, natomiast serii II z betonu o wytrzymałości nie większej niż 25MPa.



Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego dla normowych badań na ścinanie

Fig. 1. Test setup to determine the shear strength according to [1]

W trakcie badań mierzono odkształcenia betonu zarówno przy dolnej, jak i górnej krawędzi elementu, za pomocą nasadowego ekstensometru mechanicznego o bazie 100mm. Układ baz pomiarowych pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Schemat rozmieszczenia punktów pomiarowych

Fig. 2. Layout of measuring points

3. Wyniki badań

Badania elementów zostały wykonane po 28 dniach od daty betonowania. Zestawienie obciążeń rysujących (zarysowanie ukośne) oraz sił niszczących, a także wytrzymałość betonu przedstawiono w tabelicy 1.

Powstanie rys ukośnych w strefie przypodporowej nie zawsze było jednoznaczne ze zniszczeniem elementu, mimo braku zbrojenia poprzecznego. Jedynie przy smukłości ścinania $a/d = 3,0$ powstanie rysy ukośnej przy jednej z podpór prowadziło do wyczerpania nośności. Dla elementów o mniejszych smukłościach (1,0; 1,5 oraz 2,0) ukośne zarysowanie przy jednej z podpór nie oznaczało jeszcze zniszczenia. Przy kolejnych poziomach obciążenia rysa ukośna tworzyła się przy przeciwległej podporze i nawet takie zarysowanie nie było jednoznaczne z wyczerpaniem nośności, a zniszczenie następowało przy obciążeniu większym od obciążenia rysującego o 35% do 280%. Widok elementów po badaniu wraz z układem rys pokazano na rys. 3.

Tablica 1. Charakterystyka i wyniki badań elementów

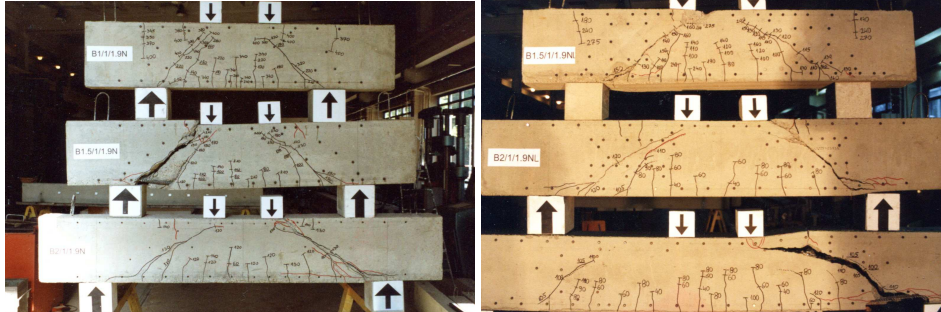
Table 1. Geometric data and cracking loads and shear capacity

Seria	Oznaczenie ¹⁾	a m	a/d	$F_{cr,L}$ kN	$F_{cr,R}$ kN	$f_{c, cube}$ MPa	F_u^{test} kN	τ_u^{test}/f_{ctm} MPa	M_u^{test}/M_{cal} %
I	1/1/1.9	0,27	1,0	150	170	37,0	540	2,41	104
	1.5/1/1.9	0,42	1,5	130	130	36,0	278	1,26	80
	2/1/1.9	0,54	2,0	120	120	37,0	168	0,75	65
	3/1/1.9	0,81	3,0	-	118	37,0	118	0,52	67
II	1.5/1/1.9L	0,42	1,5	140	120	34,0	284	1,34	82
	2/1/1.9L	0,54	2,0	120	130	31,0	155	0,75	58
	3/1/1.9L	0,81	3,0	115	-	31,0	115	0,55	64

¹⁾ Oznaczenie elementów (np. 3/7/1.9L) wg schematu $(a/d) / l / \rho_L$

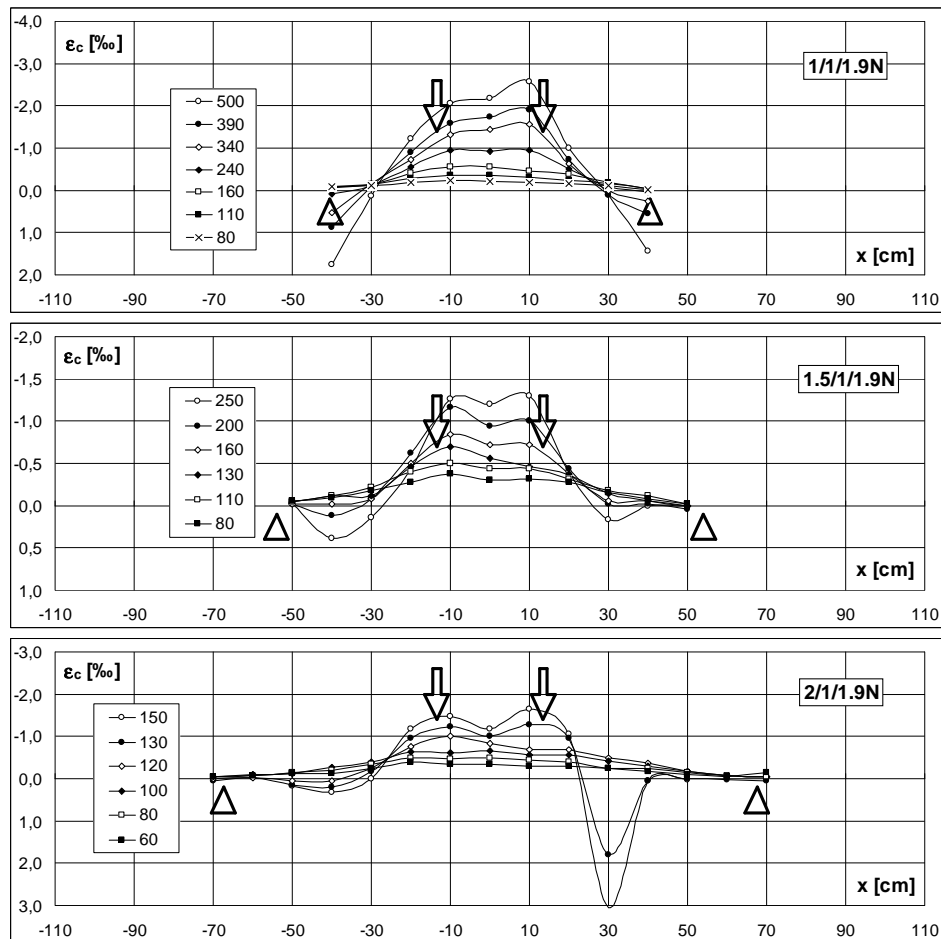
Pomiary odkształceń wykonywane były po każdym przyroście obciążenia. Na rys. 4. oraz 5. przedstawione zostały wykresy, ilustrujące odkształcenia betonu przy wybranych poziomach obciążenia jedynie wzdłuż górnej tzw. „ściskanej” krawędzi elementu. Zgodnie z oczekiwaniami w początkowej fazie obciążenia odkształcenia betonu są ujemne (ściskanie) i proporcjonalne do wartości momentu zginającego, tj. w tym przypadku od odległości od podpory.

Począwszy od obciążenia wynoszącego, w zależności od smukłości ścinania około 100-120 kN, na odcinku pomiędzy podporą a obciążeniem skupionym zasada ta zostaje zaburzona. Wykres naprężeń nie tworzy linii prostej pomiędzy podporą a punktem przyłożenia obciążenia, jak należałoby tego oczekiwać ze względu na liniową zmienność momentu na tym fragmencie belki. Przy kolejnych poziomach obciążenia, mimo jego wzrostu, naprężenia w strefie ściskanej nie przyrastają już proporcjonalnie. W następstwie tego przy „ściskanej” krawędzi belki odkształcenia maleją, od pewnego poziomu obciążenia występują nawet odkształcenia dodatnie (rozciąganie). Przy smukłości ścinania 1,0; 1,5 oraz 2,0 odkształcenia dodatnie pojawiają się przy górnej ściskanej krawędzi belki przy obu podporach. Wartości tych odkształceń dodatnich są znaczne, i w zależności od elementu, przekraczają nawet 2 ‰. Widoczne jest to w układzie rys (por. rys. 3.), które występują również przy górnej krawędzi elementu.



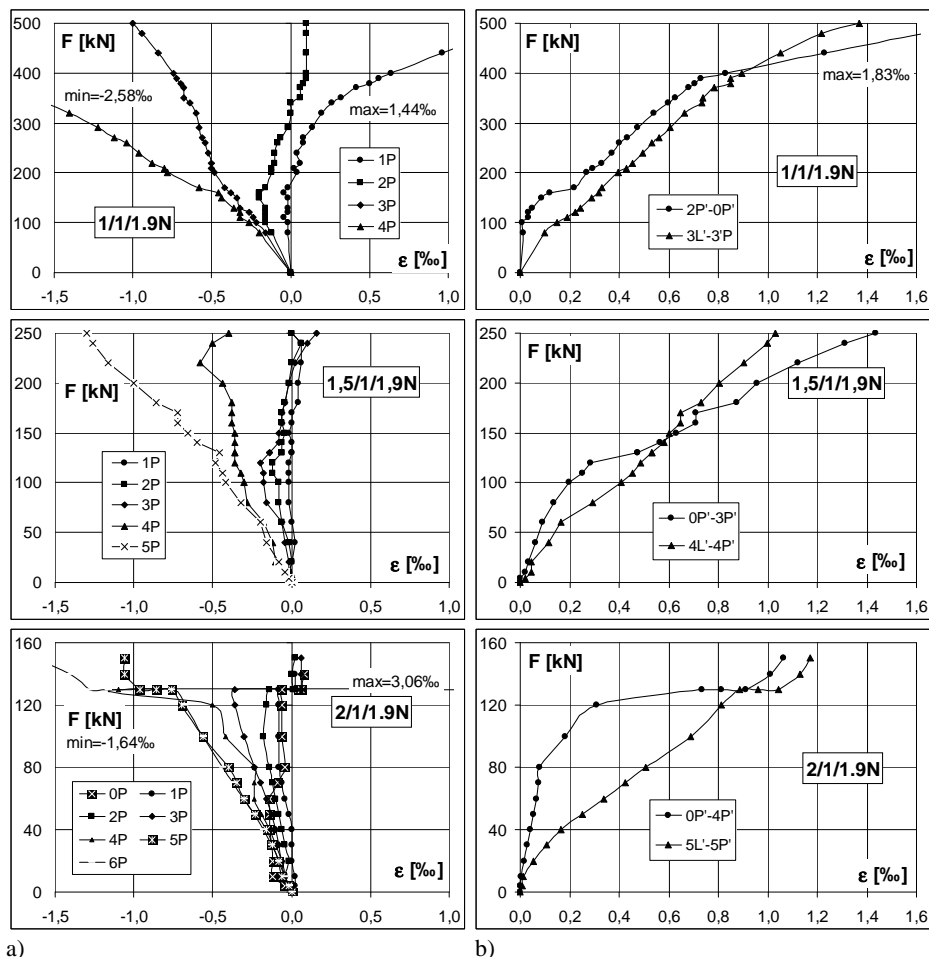
Rys. 3. Widok elementów serii I oraz II po zniszczeniu

Fig. 3. Tests elements of series I and II after failure



Rys. 4. Naprężenia ściskające wzdłuż górnej krawędzi belki – seria I

Fig. 4. Compression stress along upper edge of the beam – I series



Rys. 5. Seria I – naprężenia: a) ściskające przy górnej krawędzi belki b) średnie rozciągające
 Fig. 5. I series – compression: a) stress at the upper edge of the beam, b) average tension

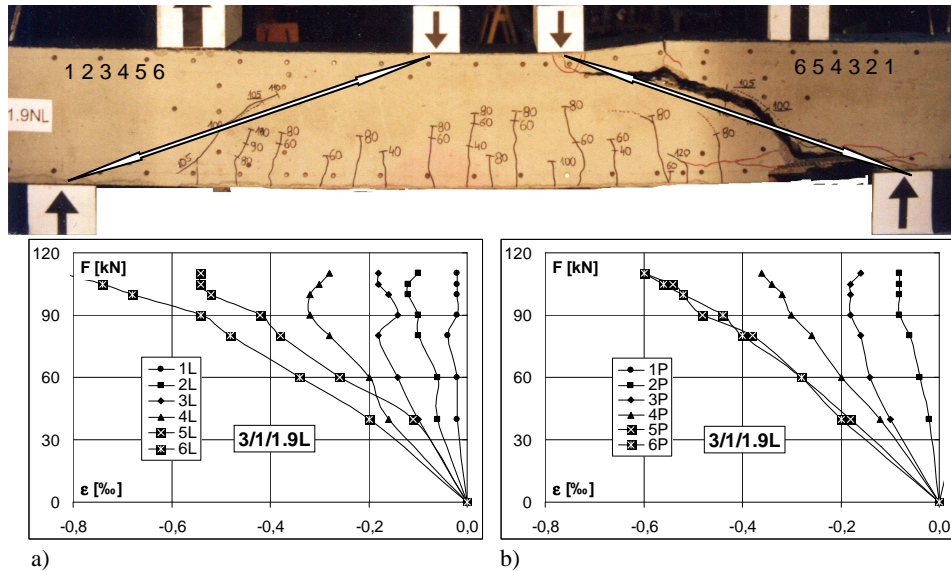
Jedynie elementy o smukłości ścinania 3,0 nie uległy w trakcie badania zarysowaniu przy górnej krawędzi, gdyż powstanie rys ukośnych prowadziło jednocześnie do wyczerpania nośności. Widoczne na rysunku 3. rysy przy górnej krawędzi elementu powstały w chwili zniszczenia równocześnie z rysami ukośnymi.

Na rysunku 5. przedstawiono zależności pomiędzy obciążeniem a odkształceniami pomierzonymi wzdłuż górnej i dolnej krawędzi belki po jednej stronie elementu – układ baz por. 2. Odkształcenia przy górnej krawędzi przedstawiono dla każdej bazy niezależnie (rys. 5a), natomiast odkształcenia przy dolnej krawędzi (rys. 5b) są to wartości średnie zarówno w części środkowej belki (5 baz), jak również na odcinku przypodporowym. Analizując wykresy odkształceń na poszczególnych bazach wzdłuż górnej krawędzi elementu można zauważyć, że przyrost obciążenia powoduje proporcjonalny wzrost odkształceń wzdłuż

wszystkich baz jedynie do obciążenia wynoszącego 100 kN tj. mniejszego o około $15 \div 30$ kN od obciążenia powodującego powstanie rys ukośnych. Taka zależność dotyczy wszystkich belek, również o smukłości ścinania $a/d = 3,0$. Po osiągnięciu tego „granicznego” poziomu obciążenia, odkształcenia wzdłuż niektórych baz nie zwiększają się mimo wzrostu obciążenia elementu i po kolejnym przyroście początkowo pozostają na stałym poziomie, następnie stopniowo zmniejszają się, a w niektórych przypadkach, bezpośrednio przed zarysowaniem, radykalnie maleją. Powstanie rys ukośnych prowadzi do raptownego przegrupowania sił wewnętrznych i nagłej zmiany znaku odkształceń co oznacza występowanie rozciągania zamiast ściskania. Obrazem zewnętrznym takiego nowego układu sił w belce są rysy występujące przy górnej krawędzi elementu.

Wielkości odkształceń wzdłuż dolnej krawędzi belki przeanalizowano jako wartości średnie, ponieważ rysy występujące w tej strefie intensywnie zaburzają obraz odkształceń i przez to naprężeń. Ze względu na znaczne skoki wartości na poszczególnych bazach, wynikające właśnie z powstałych rys, obraz byłby trudny do jednoznacznej analizy. W początkowej fazie badania przyrosty odkształceń są proporcjonalne do poziomu obciążenia, zarówno w części środkowej elementu, jak i na odcinku przypodporowym. Widoczna jest oczywiście różnica w wartościach odkształceń wynikająca z innych wartości średnich momentów zginających na obu fragmentach belki. Taka zależność jest prawdziwa jedynie do obciążenia około 100 kN. Począwszy od tej wartości siły przyrost odkształceń w strefie przypodporowej jest znacznie większy niż w części środkowej belki. Prowadzi to do sytuacji, w której odkształcenia w strefie przypodporowej są większe niż w części środkowej belki, co sugeruje, że element przekształca się stopniowo z ustroju belkowego w ściągowo-rozporowy.

Jak wspomniano wcześniej zjawisko stabilizacji odkształceń w strefie ściskanej mimo wzrostu obciążenia, a następnie ich stopniowego zmniejszania się, widoczne jest również w elementach o smukłości ścinania $a/d = 3,0$. Właśnie wyniki badań tych elementów zasługują na szczególną uwagę. Na rysunku 7. przedstawiono obraz zarysowania oraz wykresy odkształceń na bazach $1 \div 6$ wzdłuż krawędzi ściskanej elementu $3/1/1.9L$ dla obu stref przypodporowych. Proporcjonalny przyrost odkształceń na poszczególnych bazach widoczny jest do obciążenia wynoszącego około 90 kN przy podporze prawej oraz $80 \div 90$ kN przy podporze lewej. Przy kolejnym przyroście obciążenia zasada to zostaje wyraźnie zaburzona – por. baza 2P oraz 3P. Począwszy od obciążenia wynoszącego 100 kN zarówno po prawej jak i lewej stronie elementu tworzą się kolejne rysy „od zginania”, jednak nie są to rysy o kierunku prostopadłym do zbrojenia głównego. Ich pochylenie wskazuje na znaczne odchylenie kierunku naprężeń głównych i wpływ ścinania na kształtowanie się układu tych rys. Zaburza to swobodnie przekazywanie sił ściskających w ramach schematu ściągowego-rozporowego, zarówno ze względu na położenie rys, jak ich wnikanie na znaczną wysokość elementu. Konsekwencją tych zmian przy smukłości ścinania równej 3 jest stopniowa przebudowa klasycznego schematu ściągowo-rozporowego na schemat płaskiego łuku ze ściąganiem i sztywnymi strefami przypodporowymi.

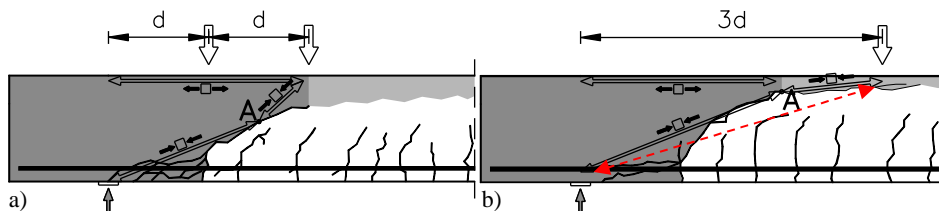


Rys. 6. Naprężenia ściskające przy górnej krawędzi belki 3/1/1.9L a) lewa, b) prawa część

Fig. 6. Compression stress at the upper edge of the beam 3/1/1.9L a) left, b) right part

Stabilność takiego układu uzależniona jest od miejsca przyłożenia obciążenia zewnętrznego – rys. 7. Dla smukłości ścinania $a/d=1$ belka mimo powstania rys jest w równowadze dzięki układowi ściągowo-rozporowemu i bezpośredniemu przekazywaniu obciążenia w kierunku podpory. Przy smukłości ścinania równej 2 (rys. 7a) obciążenie zewnętrzne znajduje się na granicy sztywnego bloku podporowego wydzielonego przez rysy ukośne, natomiast gdy smukłość ścinania jest większa od 2 obciążenie przyłożone jest na płaskiej części mało wyniosłego łuku – rys. 7 b. Powstanie rysy przecinającej krzyżulec ściskany prowadzi do stopniowej destabilizacji całego układu i zniszczenia elementu. Punkt obrotu „A” dla wydzielonych sztywnych elementów znajduje się na końcu rysy najbliższej podporze.

Należy przyjąć, że krytyczne rysy od ścinania przecinają oś zbrojenia w odległości $1d$ od podpory, a nie $0,5d$ jak wynika z [2, 3] i dla takiego przekroju należy prowadzić analizy obliczeniowe. Lokalizacja krytycznej rysy w odległo-



Rys. 7. Schemat belki bez zbrojenia na ścinanie przed zmieszczeniem

Fig. 7. RC beams without shear reinforcement before damage

ści d i wydzielenie sztywnego bloku podporowego o długości $2d$ pokrywa się ze wcześniejszymi obserwacjami dotyczącymi belek o różnych smukłościach i obciążonych w sposób jednorodny [4].

4. Wnioski

W elementach żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego przy obciążeniach mniejszych o 10 – 15% od obciążeń powodujących powstanie rys ukośnych, naprężenia w strefie ściskanej belek nie przyrastają już proporcjonalnie do wzrostu obciążenia, lecz stabilizują się lub stopniowo zmniejszają się. Jest to początkowa faza przebudowy rozkładu sił wewnętrznych poprzedzająca powstanie rysy ukośnej. W fazie bezpośrednio poprzedzającej zarysowanie ukośne następuje nawet zmiana znaku i przy krawędzi „ściskanej” występuje rozciąganie, co manifestuje się zarysowaniem tej części belki. Krytyczna rysa ukośna wydziela sztywny blok przypodporowy o długości $2d$ i przecina oś zbrojenia w odległości $1d$ od podpory, a nie $0,5d$. Właśnie dla przekroju oddalonego od podpory o „ d ” należy prowadzić analizy obliczeniowe stosując zalecenia Model Code 2010.

Literatura

- [1] Muttoni A., Fernández Ruiz M., Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width ACI Structural Journal, V. 105, No 2, Farmington Hills, USA, 2008, pp. 163-172.
- [2] fib Model Code for Concrete Structures 2010 October 2013, Ernst & Sohn.
- [3] Leonhardt F., Walther R., Schubversuche an einfeldigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Heft 151. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin 1962.
- [4] Bodzak P., Efekt tarczowy w żelbetowych elementach prętowych bez zbrojenia poprzecznego. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 11/2006, s. 226-229.

REDISTRIBUTION OF INTERNAL FORCES IN RC BEAM WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

Summary

The article presents comparison of experimental test results carried out on RC beams with different shear ratio and without shear reinforcement. According to this tests results in beams without transverse reinforcement the influence of shear is seen in the form of stress redistribution in the compression zone already before the diagonal cracking. This demonstrates in the form of stress reduction in the compression zone of the beam and in the subsequent load steps in the form of stretching and consequently cracking of “compression” part of the beam.

Keywords: shear, RC beams, shear ratio, RC beams without shear reinforcement

Przesłano do redakcji: 01.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Przemysław BODZAK¹
Łukasz SOWA²

WPŁYW SPOSOBU PODPARCIA SPRĘŻONYCH PŁYT KANAŁOWYCH Z WYPEŁNIONYMI KANAŁAMI NA ICH NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE

Norma dotycząca sprężonych płyt kanałowych, jako sposób zwiększenia wytrzymałości płyty na ścinanie, podaje możliwość uwzględnienia wypełnienia wnętrza kanałów betonem. Dotychczasowe wyniki badań wykazały, że nośność na ścinanie płyt kanałowych ulega znacznej redukcji, nawet o 50% w wyniku podparcia na podporach sprężystych. W artykule zaprezentowano wyniki badań eksperymentalnych, których celem było określenie wpływu wypełnienia przedskrajnych kanałów płyt opartych na podporze sztywnej i odkształcalnej na ich nośność na ścinanie.

Słowa kluczowe: ścinanie, płyty kanałowe, podpory sprężyste, płyty z wypełnionymi kanałami.

1. Wprowadzenie

Nośność na ścinanie sprężonych płyt kanałowych (HC) określa się w przekrojach zarysowanych oraz niezarysowanych w wyniku zginania na podstawie przepisów normowych [1] i [2]. Ze względu na technologię produkcji płyt (produkcja na długich torach naciągowych), ich zbrojenie składa się wyłącznie ze zbrojenia podłużnego tj. cięgien sprężających zlokalizowanych w dolnej części przekroju poprzecznego płyty. Taki sposób zbrojenia płyt powoduje, że ich nośność na ścinanie zależy głównie od wytrzymałości betonu zastosowanego do produkcji elementów. Dodatkowym czynnikiem wpływającym na nośność jest oczywiście sprężenie, które jednak w elementach strunobetonowych przekazywane jest nie od czoła elementu, ale na odcinku transmisji, czyli tym samym, na którym naprężenia ścinające mają największe wartości. W większości przypadków projektowych nośność na ścinanie typowych płyt HC jest wystarczająca. Niemniej jednak, występują sytuacje, w których nośność na ścinanie, limitowana nośnością rozciąganego krzyżulca betonowego w przekroju prefabrykowanym,

¹ Przemysław Bodzak, Politechnika Łódzka Katedra Budownictwa Betonowego, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42-631-35-75, e-mail: pbozak@p.lodz.pl

² Łukasz Sowa, Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, tel. 42-631-35-75, e-mail: lukasz.sowa@p.lodz.pl

jest zbyt mała. Wtedy norma [2] pozwala zwiększyć nośność płyty poprzez dodatkowe wypełnienie betonem monolitycznym wnętrza kanałów na długości, na której naprężenia ścinające przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie. Przyjęte w normie podejście zakłada, że nośność na ścinanie płyty kanałowej z wypełnionymi kanałami jest sumą dwóch nośności na ścinanie: prefabrykatu ($V_{Rd,c}$) oraz wypełnionych kanałów i jest określona jest wzorem (1).

$$V_{Rdt} = V_{Rd,c} + \frac{2}{3} n b_c d f_{ctd} \quad (1)$$

gdzie: n – liczba wypełnionych kanałów,

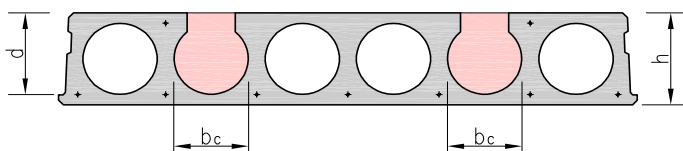
f_{ctd} – obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu wypełnienia,

b_c – szerokość kanałów określana wg rys. 1.

Norma [2] nie precyzuje jednak wielu zagadnień m. in.:

- które kanały należy wypełniać (skrajne, przedskrajne, środkowe),
- jakiej klasy beton należy zastosować do wypełnienia kanałów,
- czy istnieje górne ograniczenie nośności i czy powinno ono zależeć od wytrzymałości betonu stosowanego do wypełnienia kanałów,
- czy można uwzględnić wpływ zabetonowania wszystkich kanałów,
- czy i ewentualnie na jakich zasadach stosować należy redukcję nośności ze względu na sprężyste podparcie, jak to jest zalecane dla płyt typowych.

Dotychczasowe badania zarówno całych pól stropowych [3] i [4], jak i rozdzielonych elementów [6] wykazały, że oparcie płyt kanałowych na podporach sprężystych powoduje istotne zmniejszenie ich nośności na ścinanie w porównaniu z płytami opartymi na podporach sztywnych. Tego, czy wyniki te są również prawdziwe dla elementów z wypełnionymi kanałami, zarówno badania i zapisy normowe, jak i dodatkowe zalecenia [5] jednoznacznie nie precyzują.



Rys. 1. Przekrój płyty z wypełnionymi kanałami

Fig. 1. Cross section of the Hollow Core with filled hollows

Powszechnie, zarówno w praktyce projektowej, jak i wykonawczej np. ze względów transportowych (konstrukcja uchwytów transportowych) otwierane są kanały przedskrajne. Te otwarte kanały wykorzystywane są również do zakotwienia zbrojenia wymaganego z uwagi na oddziaływanie wyjątkowe.

Ponieważ, jak wykazano w pracach [6]-[7], wpływ na zmniejszenie nośności na ścinanie ma również nierównomierny rozdział siły tnącej na poszczególne żebra płyty, nie jest do końca jednoznaczne czy wypełnienie tych kanałów zwiększy nośność na ścinanie w stopniu przewidywanym przez przepis.

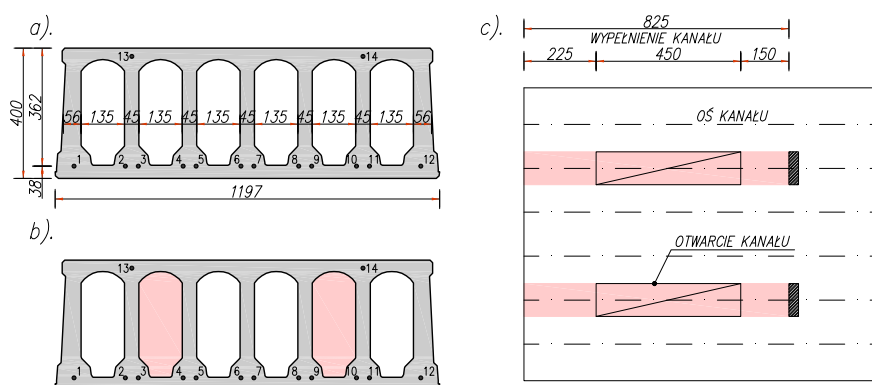
2. Opis programu badań

Problem nośności na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach sprężystych jest przedmiotem prac badawczych i analiz obliczeniowych prowadzonych w Katedrze Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej. Program badawczy obejmuje również zagadnienie nośności na ścinanie płyt z wypełnionymi kanałami. W odróżnieniu do badań prezentowanych w [3] i [4], w celu dokładnego opisu mechanizmu zniszczenia płyt, badania prowadzone są na wyizolowanych elementach badawczych, a pomiędzy poszczególnymi seriami badawczymi zakładano tylko jeden parametr zmienny.

2.1. Opis elementów

W niniejszym referacie prezentowane są wyniki badań płyt SP 400 z kanałami wypełnionymi betonem w drugiej fazie po dostarczeniu elementu na miejsce wbudowania. Płyty badane były na podporach sztywnych oraz na podporach sprężystych. Program doświadczalny obejmował badania 5 elementów w skali naturalnej. Szczegółowe wymiary przekroju poprzecznego płyt pokazano na Rys. 2a. Płyty wykonane były z betonu C50/60 a do wypełnienia kanałów użyto betonu klasy C30/37. Zbrojenie dolne płyt składało się z 12 cięgien średnicy 12,5 mm ze stali Y1860S7, a górne z 2 cięgien tej samej średnicy. Siła naciągu każdego cięgna wynosiła 104kN. Kanały otwarto od góry w świeżym betonie, zaraz po uformowaniu płyty. Wnętrza kanałów wypełniono w laboratorium stosując w tym celu beton towarowy.

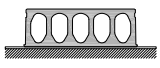


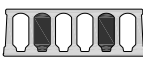
Wymiary elementów oraz konstrukcję stanowiska badawczego dobrano w taki sposób aby możliwe było zbadanie każdego elementu dwukrotnie. Dzięki



Rys. 2. Elementy badawcze

Fig. 2. Tested elements

temu, przy zastosowaniu 5 elementów, uzyskano 10 serii badawczych (rys. 3). Elementy podzielono na dwie grupy obejmujące badania na podporach sztywnych i podporach sprężystych. W każdej grupie wykonane zostały elementy bez wypełnionych kanałów i elementy z wypełnionymi przedskrajnymi kanałami (rys. 2b). Długość odcinka, na którym wypełniono kanały pokazano na rys. 2c.

					
	Oznaczenie	Siła niszcząca kN	Oznaczenie	Siła niszcząca kN	Ugięcie belki mm
	SP 400-0-1A SP 400-0-1B	495,0 477,0	SP 400-I-1A SP 400-I-1B	365,0 342,0	6,2 5,7
	SP 400-0-2A SP 400-0-2B	636,0 594,0	SP 400-I-2A SP 400-I-2B SP 400-I-2AA SP 400-I-2BB	516,0 528,0 447,0 516,0	8,6 8,3 7,3 8,7

Rys. 3. Program badawczy oraz wielkości obciążenia niszczącego uzyskanego w badaniu

Fig. 3. Research programme and failure load obtained from tests

2.2. Opis stanowiska badawczego

Stanowisko do badań płyt na podporze sztywnej (rys. 4a) przygotowano zgodnie z wymaganiami normy [2]. Rozpiętość obliczeniowa płyty wynosiła $4800\text{mm} = 12h$ (h - wysokość przekroju poprzecznego płyty) a odległość między osią podpory a punktem przyłożenia obciążenia $1000\text{mm} = 2,5h$. Obciążenie realizowano przy użyciu trzech siłowników hydraulicznych za pośrednictwem sztywnego trawersu (przekrój skrzynkowy na bazie HEB 120). W elementach badanych na podporze sprężystej, aby wyeliminować udział stalowego trawersu w przenoszeniu oddziaływań w kierunku poprzecznym, trawers został podzie-

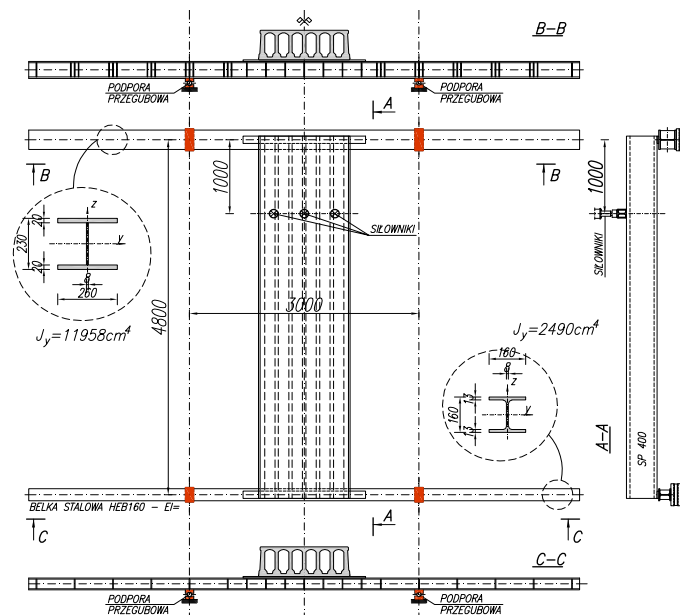


Rys. 4. Widok elementu na stanowisku badawczym a) podpora sztywna b) podpora sprężysta

Fig. 4. Elements view during tests a) non-flexible support b) flexible support

lony na trzy niezależne odcinki. Aby zapewnić równomierne przekazywanie obciążenia na płytę na całej jej szerokości, górną powierzchnię płyty w obszarze kontaktu trawersu z betonem, wyrównywano zaprawą o wysokiej wytrzymałości. Obciążenie przykładano po minimum 24 godzinach od wyrównania powierzchni. W serii II, obejmującej badanie elementów opartych na podporze odkształcalnej (rys. 4b), sprężystość podpory dobrano w taki sposób aby lokalne wygięcie kształtownika (belki podpierającej), mierzone pomiędzy dwoma skrajnymi punktami na szerokości podparcia płyty (1200mm), wynosiło około 2mm. Uzyskano to dzięki zastosowaniu, jako podpory pod płytę, blachownicy o przekroju dwuteowym i momencie bezwładności $J_y = 11958\text{cm}^4$ dla której przyjęto osiowy rozstaw podpór w odległości 3000mm.

Z uwagi na znacznie mniejszą wartość reakcji od płyty na przeciwległej podporze, przyjmując to samo kryterium odkształcenia (2mm na długości 1200mm), zastosowano oparcie na kształtniku HEB160 ($J_y = 2490\text{cm}^4$). Charakterystyczne wymiary stanowiska badawczego pokazano na rys. 5.



Rys. 5. Widok stanowiska badawczego z podporami sprężystymi

Fig. 5. Test setup on flexible supports

3. Wyniki badań

Wszystkie płyty, zarówno na podporach nieodkształcalnych jak i te na odkształcalnych zniszczyły się na ścinanie. W trakcie badań, w żadnym elemencie, nie zaobserwowano rys od zginania. Wartości obciążenia niszczącego dla poszczególnych płyt zestawiono na rys. 3. Widoki poszczególnych elementów po

zniszczeniu pokazano na rys. 6-7. Zniszczenie elementów na podporze nieodkształcalnej, zarówno dla wariantu z niewypełnionymi jak i wypełnionymi przedskrajnymi kanałami, nastąpiło w sposób nagły wraz z pojawieniem się rysy ukośnej od ścinania. W zależności od warunków podparcia obraz rysy niszczącej w poszczególnych elementach był nieco inny. W płytach bez wypełnionych kanałów, rysa ukośna tworzyła płaszczyznę łączącą linię przyłożenia obciążenia z krawędzią podpory (rys. 6a i 7a) i w każdym z żeber nachylona była pod tym samym kątem. W płytach opartych na podporach sprężystych, w żebrach skrajnych, rysa nachylona była pod kątem około 45° i kończyła się na linii przyłożenia obciążenia (rys. 6b). W pozostałych żebrach (żebra wypełnionych kanałów i żebro środkowe) rysa pochylona była znacznie łagodniej i łączyła punkt przyłożenia obciążenia z krawędzią podpory. Dla płyty z wypełnionymi kanałami i opartej na podporze sprężystej obraz zniszczenia był nieco inny niż pozostałych przypadkach. W pierwszej kolejności pojawiały się zarysowania pionowe dolnej półki skrajnego kanału oraz na styku środka z półką górną (rys. 8.). Taki obraz zarysowania wystąpił w obu skrajnych kanałach i został zaobserwowany w we wszystkich płytach tej serii. Po pojawieniu się zarysowania nie doszło do zniszczenia elementu a w badaniu nadal obserwowano przyrost obciążenia.

W wyniku zwiększenia obciążenia zarysowaniu ukośnemu uległo skrajne żebro płyty. Proces zarysowania nie był tak nagły jak w przypadku płyt na sztywnych podporach. Rysa w początkowej fazie miała nieznaczną szerokość i w miarę wzrostu obciążenia poszerzała się. W ostatnim etapie badania fragmenty skrajnych żeber powyżej rysy ukośnej wydzieliły się od płyty, a żebra środkowe oraz wypełnione kanały uległy zarysowaniu ukośnemu.

W przypadku płyt na sztywnych podporach wypełnienie kanałów powoduje wzrost nośności na ścinanie o 129 kN co odpowiada jedynie obliczeniowemu przyrostowi nośności i jest zdecydowanie mniejsze niż przyrost nośności wyznaczony na podstawie rzeczywistych wytrzymałości materiałów. W przypadku płyt na podporach sprężystych ten przyrost nośności po wypełnieniu kanałów jest nieznacznie większy i wynosi 148 kN, jednak i w ta wartość jest mniejsza niż wynikałoby z analizy przeprowadzonej dla rzeczywistych wytrzymałości



Rys. 6. Widok elementów opartych na podporze nieodkształcalnej po zniszczeniu a) niewypełnione kanały, b) wypełnione kanały

Fig. 6. Elements supported on non-flexible support - view after failure a) empty b) filled hollows



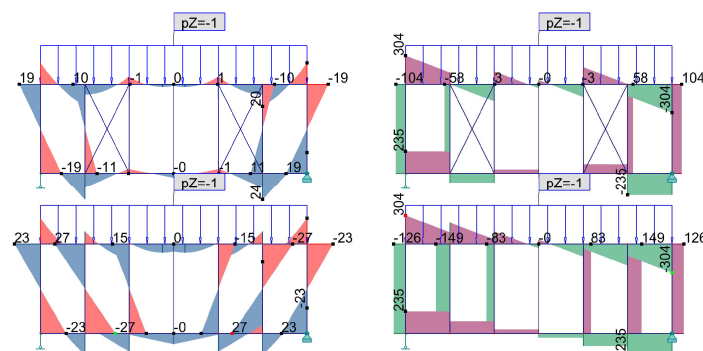
Rys. 7. Widok elementów opartych na podporze odkształcalnej po zniszczeniu a) niewypełnione kanały, b) wypełnione kanały

Fig. 7. Elements supported on flexible support - view after failure a) empty b) filled hollows



Rys. 8. Zarysowanie w obszarze skrajnego kanału w płytach serii SP 400-I

Fig. 8. Cracks in the area of the outermost hollow - SP 400-I series



Rys. 9. Układ sił w modelu Vierendeela płyty HC

Fig. 9. Vierendeel's model of HC slab

betonu w kanałach. Potwierdzone zostały również spostrzeżenia z pierwszej serii badawczej dotyczące redukcyjnego wpływu sprężystości podpór na nośność na ścinanie płyt kanałowych. Stwierdzono, że nośność płyty na podporach sprężystych, z wypełnionymi kanałami jest zbliżona do nośności takiej samej płyty bez wypełnienia kanałów badanej na podporach sztywnych.

Stopień wykorzystania nośności poszczególnych elementów przekroju poprzecznego płyty przeanalizowano stosując model uproszczony w formie belki *Vierendeela* z obciążeniem jednostkowym. Na podstawie tej analizy stwierdzono, że wypełnienie kanałów powoduje wzrost aż o 20% wielkości momentów zginających w płycie górnej i dolnej. Maksymalne momenty zginające występują w miejscach pojawienia się rys od czoła płyty.

4. Wnioski

Nośność na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach sprężystych jest mniejsza niż wynikałoby to z analizy normowej. Wypełnienie kanałów zwiększa tę nośność, jednak w stopniu znacznie mniejszym niż wynikałoby to z przepisów normowych. Nośność płyty w wypełnionych kanałami i opartej na podporach sprężystych jest zbliżona do nośności płyty na podporach sztywnych.

Literatura

- [1] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] PN-EN 1163+A3:2011 Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe.
- [3] Pajari M., Koukkari H.: Shear resistance of PHC slabs supported on beams I: Tests. *J. Struct. Eng.* 1998;1051-61.
- [4] Hegger J., Roggendorf T., Kerkeni N.: Shear capacity of prestressed hollow core slabs in slim floor constructions. *Engineering Structures* 31 (2009) 551-559.
- [5] FIB Bulletin no 6. Special design considerations for precast hollow core floors. International Federation for structural Concrete (fib) January 2000.
- [6] Bodzak P., Sowa Ł.: Badania sprężonych płyt kanałowych opartych na podporach sprężystych, 62 Konferencja Naukowo KILiW PAN i KN PZITB Bydgoszcz-Krynica 2016.
- [7] Bodzak P.: Wpływ sprężystego podparcia na nośność sprężonych płyt kanałowych, *Inżynieria i Budownictwo* nr 12/2016.

THE EFFECT OF THE SUPPORT TYPE ON SHEAR CAPACITY OF PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS WITH AND WITHOUT FILLED CORES

Summary

According to the Standard recommendation it is possible to take into account the filling of the hollow core in order to improve shear capacity. Recent test results showed that shear capacity of the hollow core slabs supported on flexible support are much lower in comparison with those resting on non-flexible supports. In the paper experimental tests results of the hollow core slabs with and without filling supported on non-flexible and flexible supports are presented.

Keywords: hollow-core slabs, flexible supports, filled core, shear

Przesłano do redakcji: 01.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Rafał KRZYWOŃ¹
Jacek HULIMKA²
Agnieszka JĘDRZEJEWSKA³

TECHNICZNE MOŻLIWOŚCI ZBROJENIA PIANOBETONOWYCH PŁYT FUNDAMENTOWYCH

Właściwości fizyczne pianobetonu sprawiają, że świetnie sprawdza się on jako grubowarstwowy podkład pod fundamenty płytowe. Teoretycznie mógłby pełnić również rolę warstwy konstrukcyjnej, jednak, głównie z uwagi na duży skurcz powodujący niebezpieczeństwo niekontrolowanego samodylatowania się płyty, niezbędne jest stosowanie kilcucentymetrowej grubości płyty wierzchniej z betonu zwykłego zbrojonego siatką z prętów stalowych. Alternatywnym rozwiązaniem jest wprowadzenie zbrojenia, najlepiej odpornego na korozję, w strukturę pianobetonu. Artykuł przedstawia badania pilotażowe płyt pianobetonowych o gęstości 800 kg/m³, zbrojonych rusztami kompozytowymi z włóknem węglowym CFRP i bazaltowym BFRP. Dzięki wprowadzeniu takiego zbrojenia uzyskano kilkukrotny wzrost nośności na zginanie oraz znaczny wzrost sztywności. Badania wykazały również, że nawet całkowite pęknięcie próbki spowodowane skurczem nie ogranicza jej nośności, a poprzeczne zebra siatki zapewniają wystarczającą jej przyczepność.

Słowa kluczowe: pianobeton, siatka CFRP, siatka BFRP, fundament płytowy, zbrojenie

1. Wstęp

Pianobeton znajduje zastosowanie w budownictwie głównie jako materiał wypełniający i wyrównujący. Po dodaniu piany technicznej, beton nawet kilkukrotnie zwiększa swoją objętość, dzięki czemu jego koszt jest znacznie niższy niż tzw. chudych betonów. Równocześnie poprawia się rozplýwalność, co sprawia, że materiał świetnie nadaje się do wypełniania wykopów czy kanałów. Wy-

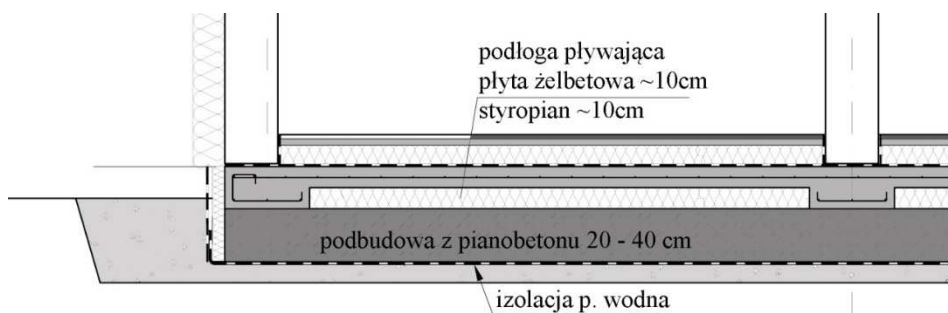
¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Rafał Krzywoń, Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice; tel. 322372262; rafal.krzywon@polsl.pl

² Jacek Hulimka, Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice; tel. 322371126; jacek.hulimka@polsl.pl

³ Agnieszka Jędrzejewska, Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice; tel. 322371598; agnieszka.jedrzejewska@polsl.pl

trzymałość około 1÷2 MPa pozwala na zastępowanie pianobetonem tradycyjnej podbudowy dróg i posadzek [1], przy czym odpada kosztowny proces ich zagęszczania. Drugą szczególną cechą pianobetonu jest dobra izolacyjność termiczna i akustyczna. Dzięki temu świetnie sprawdza się jako substytut styropianu lub szkła piankowego w warstwach podłóg pływających [2]. Rzadsze, choć znane autorom artykułu, są zastosowania pianobetonu w konstrukcji ścian, a nawet stropów budynków, głównie w budownictwie jednorodzinym [3-5].

Obydwie z wymienionych zalet pianobetonu sprawiły, że autorzy niniejszego artykułu kilka lat temu współtworzyli nowatorską koncepcję „ciepłego” fundamentu płytowego dla budynków pasywnych [6]. Ideą koncepcji jest „sandwichowa” konstrukcja płyty fundamentowej, w której rolę warstwy podkładowej i izolacyjnej pełni pianobeton. Przykład tego rozwiązania pokazano na rys. 1. Niestety, z uwagi na duże odkształcenia skurczowe pianobeton znacznie silniej niż beton zwykły ulega zarysowaniu w trakcie dojrzewania. Rysy skurczowe mogą prowadzić do niekontrolowanego samodylatowania się płyty pianobetonowej. Z tej przyczyny konieczne było wprowadzenie do konstrukcji fundamentu zbrojonej płyty żelbetowej, dodatkowo pogrubionej pod ścianami nośnymi. Takie rozwiązanie sprawdzilo się na budowie kilkunastu budynków w Polsce i na Słowacji, które do dnia dzisiejszego są z powodzeniem eksploatowane. Na rysunku 2. pokazano etapy wykonywania takiej płyty.

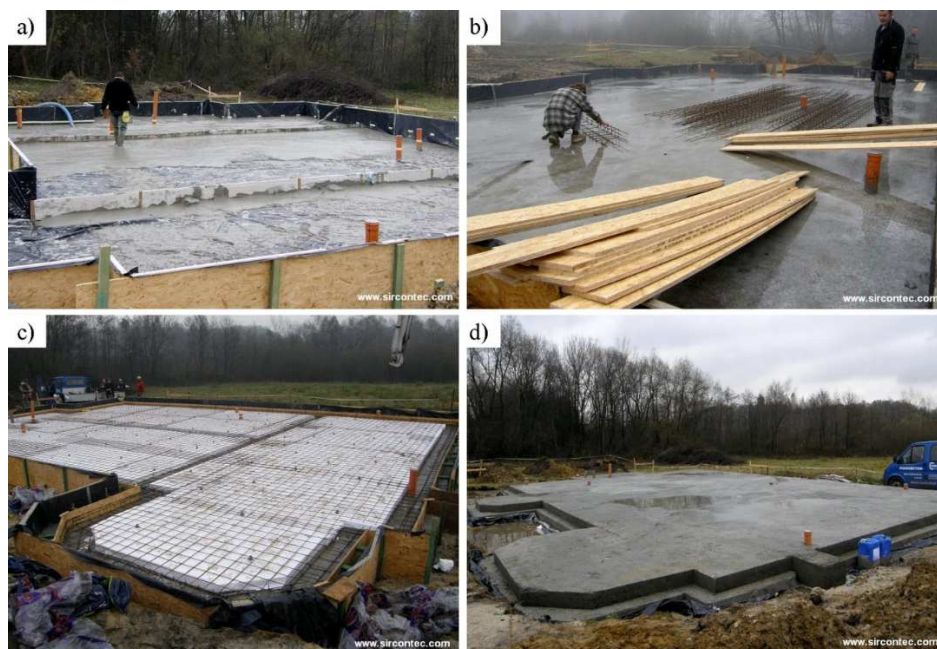


Rys. 1. Konstrukcja fundamentowej płyty pianobetonowej

Fig. 1. Structure of foam concrete foundation slab

Dodatkowa, wierzchnia płyta żelbetowa mocno komplikuje zadanie budowlane, a jej wykonanie jest kosztowne i pracochłonne. Niedogodność ta skłoniła autorów do poszukiwania rozwiązania pozwalającego wyeliminować konieczność jej zastosowania. Oczywiście modyfikacją było wprowadzenie zbrojenia w konstrukcję płyty pianobetonowej. Niestety, z uwagi na miejsce zastosowania, nie mogło to być zbrojenie stalowe, które łatwo ulega korozji. Dodatkowo, miękki pianobeton nie zapewnia wystarczającej przyczepności do prętów zbrojenia, toteż niezbędne jest wprowadzenie dodatkowych kotwiących elementów oporowych, np. w formie prętów prostokątnych. Rozwiązanie znaleziono podpa-

trując techniki wzmocnienia podłoży za pomocą dwukierunkowych georusztów. Dzięki sztywnym węzłom wzajemnie prostopadłe żebra rusztu mogą zapewnić wymaganą współpracę z pianobetonem, a oczko o przekroju przynajmniej 20 mm umożliwia poprawne ułożenie i rozptyw pianobetonu w deskowaniu. Niestety, typowe georuszty polipropylenowe mają relatywnie niski moduł sprężystości, w związku z czym mogą nie zapewniać wystarczającej ochrony przed rozwojem rys skurczowych. Alternatywą mogą być ruszty zbrojone włóknami wysokiej wytrzymałości, droższe, ale znacznie wytrzymalsze i sztywniejsze. Tego typu materiały ostatnio pojawiły się na rynku z przeznaczeniem do wzmocnienia podłoży, ale również do zbrojenia cienkich powłok betonowych, tynków i murów.



Rys. 2. Etapy wykonywania pianobetonowej płyty fundamentowej: a) układanie pianobetonu; b) wyrównywanie powierzchni; c) dodatkowe docieplenie i zbrojenie wierzchniej płyty żelbetonowej; d) gotowy fundament [7]

Fig. 2. Stages of foam concrete foundation slab execution: a) casting of foam concrete; b) surface levelling; c) additional insulation and reinforcement of top reinforced concrete slab; d) ready foundation [7]

Przedstawione w artykule badania dotyczą zginania modeli płyt pianobetonowych zbrojonych dwoma typami wysokowytrzymałych siatek kompozytowych (FRP – Fiber Reinforced Polymer). Analizowano wpływ zbrojenia na nośność i odkształcalność próbek zbrojonych w strefie rozciąganej.

2. Właściwości pianobetonu

Pianobeton jest szczególnym typem betonu komórkowego, w którym porowata struktura jest uzyskiwana po dodaniu piany technicznej. Jego właściwości zależą w głównej mierze od gęstości, która dla najlżejszych pianobetonów może wynosić około 300 kg/m^3 . Szczegółowy opis cech pianobetonu można znaleźć w pracach [4, 8-10].

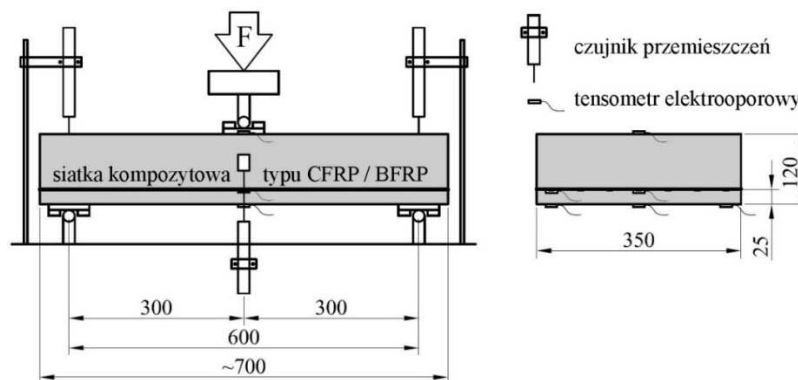
Właściwości wytrzymałościowe pianobetonu są głównie pochodną jego gęstości. Podobnie jak w przypadku betonów zwykłych, można je poprawić stosując dodatki włókien polipropylenowych [9] lub winylowych [11]. Z uwagi na dużą porowatość ułatwiona jest migracja wody w strukturze pianobetonu, przez co jest on podatny na przedwczesne wysychanie w trakcie wiązania, to zaś skutkuje niebezpieczeństwem wystąpienia znacznych odkształceń skurczowych. Można temu częściowo przeciwdziałać stosując wypełniacze, np. w formie kulek styropianowych.

Pomimo znacznej porowatości pianobeton cechuje zadowalająca mrozoodporność. Zachowuje on również dobrą odporność ogniową. Z uwagi na wysoką sorpcyjność nie stanowi wystarczającej ochrony dla stali zbrojeniowej, co ogranicza możliwość zastosowania typowego zbrojenia, zwłaszcza w środowiskach agresywnych.

3. Opis procedury badawczej

Badania objęły 23 modele płyt, w tym 5 referencyjnych, nie zawierających zbrojenia i po 9 modeli ze zbrojeniem w formie sztywnej siatki (rusztu) zbrojonej włóknem bazaltowym (BFRP) i sztywnej siatki z włóknem węglowym (CFRP). Badaniom zasadniczym towarzyszyły badania właściwości materiałowych.

Wszystkie badane modele zostały wykonane z jednego zarobu. Projektowana gęstość pianobetonu wynosiła 800 kg/m^3 i była dodatkowo kontrolowana dla każdej z próbek podczas badań. Mieszanka pianobetonowa została wykonana z cementu portlandzkiego, niewielkiej ilości żwiru, wody, piany technicznej, dodatku mikrowłókien polipropylenowych i superplastyfikatora. Próbkę dojrzewały w pomieszczeniu, w temperaturze około $+10^\circ\text{C}$. W pierwszej fazie wiązania modele okryto płytami styropianowymi w celu poprawy cieplno-wilgotnościowych warunków dojrzewania betonu. Główne parametry pianobetonu określono w badaniach próbek kostkowych i walcowych, które przeprowadzono równocześnie z badaniami zasadniczymi pierwszych płyt zginanych, tj. w wieku 54 dni od zabetonowania. Zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 12390-3:2009 [12], wytrzymałość na ściskanie $f_{c,cube}$ określono w badaniu sześciu kostek o wymiarach boku 120 mm (wyciętych z płyty); wytrzymałość słupową f_c oraz sieczny moduł sprężystości E_c oznaczono w badaniu sześciu walców $150 \times 300 \text{ mm}$. Uśrednione wyniki tych badań pokazano w tabeli 1.



Rys. 3. Schemat badania płyty

Fig. 3. Scheme of test set-up

Tabela 1. Określone w badaniach właściwości dojrzałego pianobetonu

Table 1. Properties of hardened foam concrete determined in laboratory tests

Wiek pianobetonu [dni]	f_c [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	E_c [GPa]
54	1,68	1,87	1,65

Siatki do zbrojenia modeli badawczych dobrano tak, aby zbliżona była siła zrywająca, z uwagi na zastosowany rodzaj włókien. Różni je natomiast geometria oraz wynikająca z typu zastosowanych włókien odkształcalność. Szczególne właściwości zastosowanych siatek zebrano w tabeli 2.

Tabela 2. Właściwości kompozytowych siatek zbrojeniowych

Table 2. Properties of composite reinforcing grids

	BSC220.220.260.100 [13]	C-GRID®C50-2.36×2.36 [14]
Rodzaj włókien	Ciągłe włókno bazaltowe	Włókno węglowe
Rozmiar oczka siatki	25 mm × 25 mm	60 mm × 60 mm
Szerokość rolki	1,0 m	1,2 m
Siła zrywająca	>50 kN/m	>54,17 kN/m
Wydłużenie przy zerwaniu	2,5 ± 1%	0,99%
Moduł sprężystości przy rozciąganiu	86÷94 GPa	234,5 GPa
Inne właściwości	Odporność korozyjna, niewielki ciężar, bardzo dobra przyczepność do betonu	Odporne w środowisku chemicznie agresywnym, łatwe w aplikacji, obojętne elektrycznie
Zalecane miejsca aplikacji	Płyty na sztywnym podłożu, tynki, betony osłonowe, ściany silosów i zbiorników, betony natryskowe, prefabrykaty małej architektury	Przemysł budowlany, zbrojenie zapraw, tynków, betony nie spełniające funkcji konstrukcyjnej

Badane modele płyty miały przekrój nominalny 120×350 mm. Siatkę umieszczono w odległości około 25 mm od dolnej powierzchni. Z uwagi na podatność siatki, uległa ona w trakcie betonowania niewielkim przemieszczeniom na wysokości przekroju, dlatego przed badaniem dokonywano kontrolnego pomiaru położenia siatki w elemencie. Płyty badano w teście trójpunktowego zginania, którego schemat pokazano na rysunku 3. Prędkość przyrostu obciążenia w trakcie całego testu była stała i wynosiła 0,05 kN/s. W trakcie badania mierzono ugięcia za pomocą przetworników przemieszczeń typu LVDT oraz odkształcenia górnej i dolnej powierzchni płyty w strefie środkowej za pomocą naklejanych tensometrów elektrooporowych o bazie 10 mm. Dodatkowo, bok próbki oznaczono siatką markerów umożliwiającą optyczną analizę odkształceń powierzchniowych; samo badanie utrwalono serią zdjęć poklatkowych o interwale 2 s.

4. Wyniki badań modeli zginanych

Podstawowym wskaźnikiem efektywności zastosowanego zbrojenia jest wartość siły niszczącej próbkę. Rezultaty badań w tym zakresie należy uznać za bardzo obiecujące. Zestawiono je w tabeli 3. Zgodnie z oczekiwaniami, największą nośność zanotowano dla próbek zbrojonych siatką z włókien węglowych. Najwyższa siła niszcząca wyniosła w tym przypadku 11,79 kN, natomiast średnia 9,20 kN. Skuteczność siatki bazaltowej okazała się nieco niższa – średnia siła niszcząca sięgnęła 8,74 kN. Co istotne, w obydwu przypadkach wzrost nośności w porównaniu do modeli bez zbrojenia jest ponad sześciokrotny.

Na rysunku 4. pokazano typowy przebieg badania elementu zbrojonego. W żadnym z testów nie doszło do zniszczenia w wyniku zerwania włókien siatki kompozytowej. W pierwszej fazie dochodziło do rozwarcia rys prostopadłych w strefie maksymalnego momentu zginającego. W modelach bez zbrojenia wystąpienie tych rys było równoznaczne z osiągnięciem nośności, natomiast w modelach zbrojonych rozciąganie w przekroju rysy przejmowały włókna siatki. Towarzyszyło temu powstawanie kolejnych rys prostopadłych, stopniowo przechodzących w ukośne w miarę zbliżania się do podpory. Ostatecznie, do zniszczenia dochodziło w wyniku rozwoju rysy ukośnej i poziomego ścięcia próbki przebiegającego w płaszczyźnie zbrojenia. Można zatem uznać, że poprzeczne włókna siatki spełniły swoją rolę jako zakotwienie dla włókien podłużnych, równocześnie jednak przyczyniły się do ścięcia poziomego w płaszczyźnie siatki.

Przyczyną wcześniejszego zniszczenia próbek zbrojonych siatką bazaltową był niższy moduł sprężystości włókien siatki. Tym samym, wskutek przyrostu krzywizny modelu, następował szybszy rozwój rys oraz szybszy przyrost naprężeń stycznych powodujących opisany wcześniej model zniszczenia. Pomimo niewielkiego stopnia zbrojenia, wynoszącego około 0,05%, wpływ zastosowanych siatek na sztywność zginania jest bardzo duży. Około 2,5-krotnie większy moduł sprężystości siatki węglowej w porównaniu do siatki bazaltowej pozwala zredukować ugięcia nawet do 40%. Jest to spowodowane bardzo niskim modu-

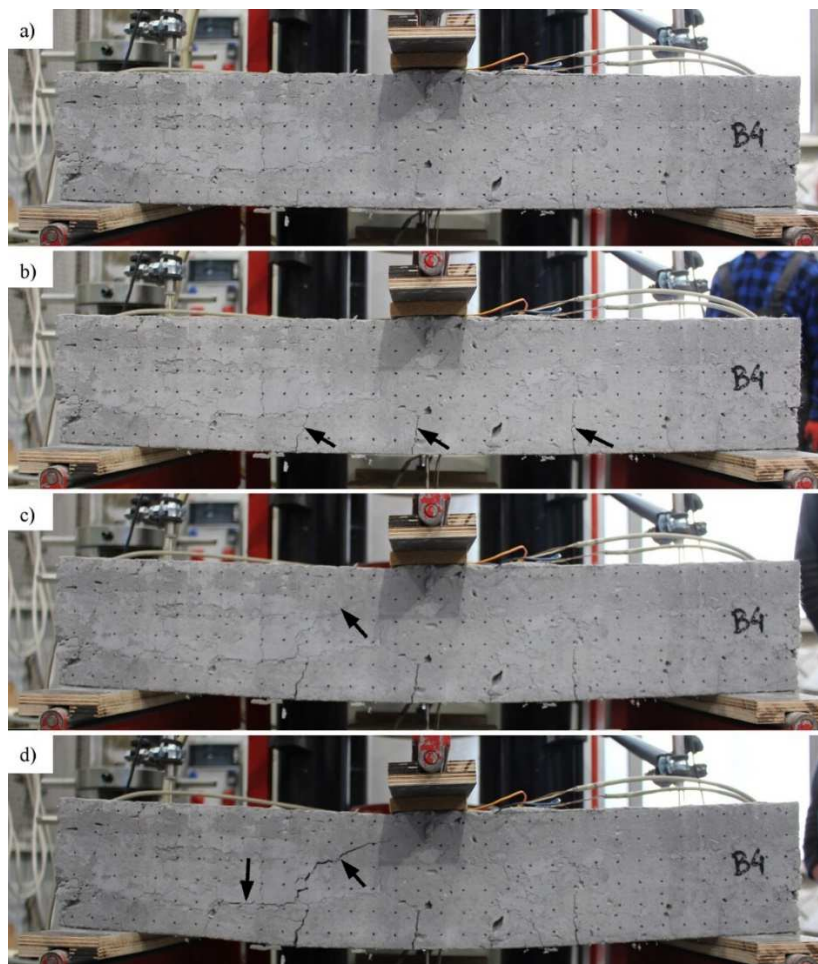
łem sprężystości samego pianobetonu. Określone w badaniach $E_c = 1,65$ GPa jest wartością prawie dwudziestokrotnie niższą niż w typowym betonie zwykłym i ponad stukrotnie niższą niż moduł sprężystości włókien siatki węglowej.

Tabela 3. Wybrane wyniki badań płyt pianobetonowych

Table 3. Chosen results of foam concrete slabs tests

Model	Rodzaj zbrojenia	Gęstość pianobetonu [kg/m ³]	Siła niszcząca [kN]	Ugięcie w chwili zniszczenia [mm]
FC_1	brak	778	0,95	0,98
FC_2		793	1,20	1,13
FC_3		778	1,27	1,39
FC_4		752	1,68	0,58
FC_5		752	1,46	0,41
średnia		771	1,31	0,90
BC_1	siatka bazaltowa	763	9,20	10,25
BC_2		798	7,93	6,04
BC_3		809	9,24	8,31
BC_4		779	8,42	11,44
BC_5		743	7,42	7,84
BC_6		787	9,36	8,11
BC_7		769	8,93	9,32
BC_8		729	8,08	16,1
BC_9		781	10,16	12,19
średnia		773	8,75	9,96
CC_1	siatka węglowa	767	11,79	7,46
CC_2		774	10,75	7,91
CC_3		744	9,96	6,57
CC_4		742	9,94	6,95
CC_5		772	6,61	5,41
CC_6		776	8,37	8,38
CC_7		768	9,77	3,81
CC_8		724	7,99	11,26
CC_9		731	7,58	6,19
średnia		755	9,20	7,10

Jeden z badanych modeli (BC_7) uległ zarysowaniu skurczowemu na wskroś w strefie środkowej, czyli w strefie maksymalnego momentu zginającego. Zbrojenie pozostało jedynym elementem zespajającym obie części modelu. Pomimo tego określona w badaniu nośność nie odbiega od nośności pozostałych tego typu próbek. Rezultat ten dowodzi, że wprowadzenie zbrojenia nie zapobiega całkowicie powstawaniu rys skurczowych, jednakże wystarczająco skutecznie zszywa te rysy. Należy również podkreślić, że liczba rys skurczowych obserwowanych na próbkach zbrojonych była znacząco niższa niż na modelach referencyjnych, zbrojonych jedynie rozproszonym mikrowłóknem polipropylenowym.



Rys. 4. Typowy przebieg badania modelu zbrojonego: a) początek badania – widoczne zarysowania skurczowe; b) rozwój rys prostopadłych; c) początek rozwoju rysy ukośnej; d) zniszczenie w wyniku ścięcia modelu w płaszczyźnie zbrojenia

Fig. 4. Typical process of reinforced model test: a) beginning of the test – visible shrinkage cracks; b) development of vertical cracks; c) initiation of slanting crack development; d) failure due to shear in the plane of reinforcing grid

5. Podsumowanie

Opisane badania niewątpliwie potwierdziły wysoki potencjał siatek kompozytowych do zbrojenia płyt pianobetonowych. Zarówno w przypadku nośności jak i sztywności zginania zanotowano znaczący, bo nawet kilkukrotny wzrost wyników w odniesieniu do referencyjnych modeli bez zbrojenia.

Poprzeczne włókna siatki dobrze spełniają swoją rolę, zapewniając wystarczającą przyczepność, z drugiej jednak strony, z uwagi na stosunkowo niewielką grubość w przekroju, przyczyniają się one do zniszczenia mającego formę ściecia próbki w płaszczyźnie siatki.

Zbrojenie kompozytowe skutecznie zszywa rysy prostopadłe, w tym skurczowe, dzięki czemu ewentualne, pierwotne zarysowanie nie wpływa znacząco na nośność płyty.

W żadnym z badanych modeli nie doszło do zniszczenia poprzedzonego zerwaniem włókien zbrojenia. Zauważalne znaczenie, z punktu widzenia nośności płyty, ma natomiast odkształcalność siatki kompozytowej. Dowodzi tego wyższa nośność modeli zbrojonych sztywniejszą siatką węglową. Należy jednakże podkreślić, że również siatka bazaltowa doskonale spełnia swoją rolę, zwłaszcza na tle wyników badań modeli referencyjnych.

Zastosowanie siatki węglowej do zbrojenia wielkopowierzchniowej płyty fundamentowej, z uwagi na wysoki koszt, jest obecnie ekonomicznie nieuzasadnione. Ponad trzykrotnie tańsza siatka bazaltowa stanowi już znacznie atrakcyjniejszą alternatywę. Innym rozwiązaniem może być zastosowanie tańszych siatek szklanych lub typowych georusztów polipropylenowych. Takie badania autorzy planują w najbliższej przyszłości, choć należy podkreślić, że w świetle już poznanych wyników, niewątpliwie istotną wadą najtańszych georusztów jest ich duża odkształcalność.

Przedstawione rezultaty badań dowodzą skuteczności zbrojenia pianobetonu, otwierając przed tym materiałem nowe obszary zastosowań, w tym również jako jednorodnych płyt fundamentowych. Rozwiązania w tym zakresie wymagają rozwiązania problemu technicznego związanego ze stabilizacją dość wiotkiego zbrojenia w trakcie układania mieszanki pianobetonowej w wykopie.

Podziękowania

Próbki do badań powstały przy współpracy i dzięki pomocy technicznej firmy AKCES BK sp. z o.o. w Czechowicach Dziedzicach.

Literatura

- [1] Decký M., Drusa M., Zgútová K., Blaško M., Hájek M., Scherfel W.: Foam concrete as new material in road constructions. *Procedia Engineering*, 2016, s. 161, 428-433.
- [2] Kadela M., Kozłowski M.: Foamed concrete layer as sub-structure of industrial concrete floor. *Procedia Engineering*, 161, 2016, s. 468-476.
- [3] Singh G.B.: Site Produced Cellular Lightweight Concrete - a Boon for Housing. 2005, <http://eco-web.com/edi/050113.html> (dostęp 04.03.2017).
- [4] Mugahed Amran Y.H., Farzadnia N., Abang Ali A.A.: Properties and applications of foamed concrete; a review. *Constr. Build. Mater.*, 101, 2015, s. 990-1005.
- [5] Othuman Mydin M.A., Wang Y.C.: Structural performance of lightweight steel-foamed concrete-steel composite walling system under compression, *Thin Wall Struct.*, 49, 2011, s. 66-76.

- [6] Hulimka J., Krzywoń R., Knoppik-Wróbel A.: Use of foamed concrete in the structure of passive house foundation slab. Proc. 7th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM2011, Wyd. Pol. Krakowskiej, 2011, s. 221-222+CD.
- [7] Płyty fundamentowe z PBG, <http://www.sircontec.sk/page.php?id=826> (dostęp 04.03.2017).
- [8] Narayanan N., Ramamurthy K.: Structure and properties of aerated concrete; a review. Cement Concrete Comp., 22, 2000, s. 321-329.
- [9] Jones M. R., Mccarthy A.: Preliminary views on the potential of foamed concrete as a structural material. Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 1, 2005, s. 21-31.
- [10] Ramamurthy K., Kunhanandan Nambiar E.K., Indu Siva Ranjani G.: A classification of studies on properties of foam concrete. Cement Concrete Comp., 31, 2009, s. 388-396.
- [11] Byun K.J., Song H.W., Park S.S., Song Y.C.: Development of structural lightweight foamed concrete using polymer foam agent. ICPIIC-98 1998.
- [12] PN EN 12390-3:2009 Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens.

TECHNICAL POSSIBILITIES OF FOAM CONCRETE FOUNDATION SLABS REINFORCEMENT

Summary

Due to its physical properties foam concrete is a perfect material for construction of thick base for slab foundations. Theoretically, it could be also used as a structural layer, however, mainly due to significant shrinkage and resulting risk of self-division of slab it is necessary to apply a few-centimetre thick top slab made of OPC reinforced with steel bars. Alternatively, reinforcement – preferably corrosion-resistant – can be introduced into the structure of foam concrete. The paper presents pilot tests of foam concrete slabs of 800 kg/m³ density reinforced with composite grids made of carbon and basalt fibres. Thanks to application of such reinforcement flexural capacity of the slabs was increased almost 9 times in addition to an important increase in stiffness. The tests have also shown that even complete rupture of the specimen caused by shrinkage does not impair its load-bearing capacity and transverse ribs of the grid provide its sufficient anchorage.

Keywords: foam concrete, CFRP grid, BFRP grid, slab foundation, reinforcement

Przesłano do redakcji: 28.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Janusz PĘDZIWIATR¹

METODY OBLICZEŃ EFEKTÓW DRUGIEGO RZĘDU – UWAGI I PORÓWNIANIA

W przypadku, gdy wymiaruje się smukłe słupy, może zachodzić konieczność uwzględnienia w obliczeniach statycznych efektów drugiego rzędu. Oznacza to, że siły wyznaczone przy założeniu zeszywnienia konstrukcji należy powiększyć o wartości wynikające z przemieszczeń. W praktyce sprowadza się to do wyznaczenia przyrostu momentu lub mimośrodru działania siły. Inżynier projektant ma do dyspozycji trzy metody obliczeniowe i staje przed problemem wyboru i oceny zastosowanej metody. W pracy omówiono ogólnie te metody i przedstawiono porównania otrzymywanych wyników. Okazało się, że w wielu sytuacjach różnice pomiędzy rezultatami są znaczne. Ogólnie można stwierdzić, że zastosowanie metody nominalnej sztywności prowadzi do przyjmowania znacząco większych wartości przyrostów momentu. Szczególnie ma to miejsce, gdy smukłość słupa jest duża i towarzyszy temu wysokie wyteżenie betonu w przekroju. Do podobnych konkluzji dochodzi się uwzględniając wpływ pełzania na efekty drugiego rzędu.

Słowa kluczowe: efekty drugiego rzędu, nominalna krzywizna, nominalna sztywność, metoda ogólna, porównania wyników

1. Wprowadzenie

W sytuacji, gdy projektuje się budynki, w których architekci stosują smukłe słupy, znaczenia nabierają efekty drugiego rzędu. Oznacza to, że w analizie statycznej oraz wymiarowaniu należy uwzględniać wpływ przemieszczeń na wartości sił wewnętrznych. Norma [1] dopuszcza trzy sposoby obliczeń – metodę ogólną, metodę nominalnej sztywności oraz metodę nominalnej krzywizny. Opis metody ogólnej podany w normie sprowadza się jedynie do przedstawienia ogólnych wymagań i zaleceń. Projektowanie z jej wykorzystaniem jest tak naprawdę każdorazowo autorskim opracowaniem. Metoda nominalnej sztywności i nominalnej krzywizny są traktowane w normie jako praktycznie równorzędne metody przybliżone. W części krajów nie ma takiego wyboru a w MC2010 [2] jako jedyna opisana jest metoda nominalnej krzywizny.

¹ Janusz Pędziwiatr, Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Katedra Konstrukcji Betonowych, ul. Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław; janusz.pedziwiatr@pwr.edu.pl

Sam opis tych metod jest dosyć ogólny i pozostawia czytelnikowi sporo wątpliwości. W zasadzie w Polsce w miarę szczegółowy opis podstaw tych metod i ich źródeł można znaleźć w [3]. Nawet jednak tam nie przedstawiono w sposób bezpośredni informacji istotnych dla bardziej wnikliwego inżyniera projektanta.

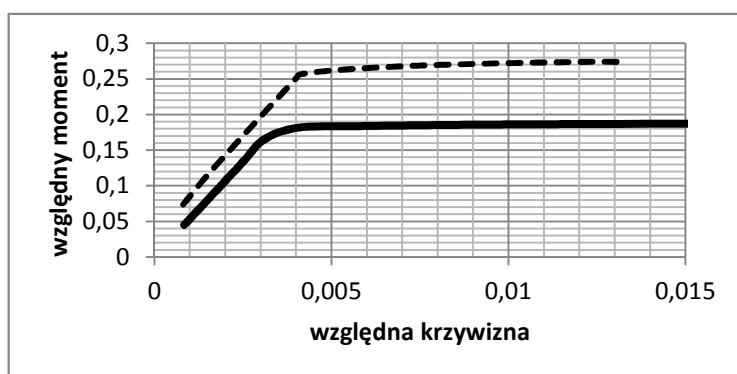
W artykule postarano się o częściowe wypełnienie tych luk a w szczególności pokazanie różnic w otrzymywanych z tych metod wyników oraz źródeł tych rozbieżności.

2. Metody obliczeń

2.1. Metoda ogólna

Istotą metody jest jak najściślejsze połączenie zależności geometrycznych – przemieszczenia i krzywizny z wartościami statycznymi – momentem zginającym i siłą osiową. Oznacza to, że należy spełnić warunki wynikające z równania różniczkowego odkształconej osi pręta przy uwzględnieniu aktualnych wartości odkształceń w przekroju tego słupa. Norma zaleca przy tym, aby uwzględniać wpływ takich zjawisk jak pełzanie i zarysowanie.

W praktyce jest to procedura mocno skomplikowana. Bardziej szczegółowe wytyczne dotyczące sposobu postępowania można znaleźć w [3] oraz [4]. Projektowanie z wykorzystaniem tej metody wymaga każdorazowo sporządzenia dla określonej wartości siły osiowej N_{Ed} , stopnia zbrojenia, geometrii przekroju itp. zależności pomiędzy krzywizną a momentem zginającym. Przykład takich krzywych pokazano na rys. 1. Linia ciągłą zaznaczono zależność dla $n_{Ed} = 0$ (czyste zginanie) a przerywaną dla $n_{Ed} = 0.2$. Gdy rośnie wartość n_{Ed} , to zaczyna się obserwować znaczący przyrost sztywności.



Rys. 1. Typowy wykres zależności względnego moment-względna krzywizna dla $n_{Ed} = 0$ i $n_{Ed} = 0.2$ dla sumarycznego stopnia zbrojenia 2%

Fig. 1. Typical relative moment-relative curvature diagram for constant axial load $n_{Ed} = 0$ i $n_{Ed} = 0.2$ and a steel ratio 2%

W praktyce procedura postępowania polega na wyborze w konstrukcji słupa kilku punktów, w których sprawdzane są warunki równowagi i zgodności odkształceń oraz zależności pomiędzy nimi. Istotą metody jest proces iteracyjny i w konsekwencji analiza numeryczna analogiczna do metody różnic skończonych, gdzie równania różniczkowe zastępuje się równaniami różnicowymi.

2.2. Metoda nominalnej sztywności

Istotą tej metody jest założenie, że efekty drugiego rzędu można oszacować opisując je jako szereg kolejnych przyrostów mimośrodów działania siły i towarzyszące temu przyrosty momentu zginającego. Ostateczną wartością mimośrodu jest suma tego ciągu a kryterium jego zbieżności jest warunek, że $N_{Ed}/N_B < 1$. Stosuje się przy tym dodatkowe współczynniki, gdyż w istocie ciąg ten nie jest ciągiem ściśle geometrycznym – szczególnie gdy podparcia nie są przegubowe. Wzór zamieszczony w normie jest praktycznie tożsamy z zależnościami prezentowanymi w [5].

Bezwymiarowy przyrost momentu określa zależność:

$$\delta = \frac{\beta}{\frac{N_{Ed}}{N_B} - 1} \quad (1)$$

gdzie: $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$ – siła wyboczeniowa (krytyczna),

β - współczynnik zależny od przebiegu momentów w słupie

Występująca w tych wzorach sztywność EI jest sztywnością nominalną, którą można zapisać w odniesieniu do przekroju prostokątnego symetrycznie zbrojonego w następujący sposób:

$$EI = \frac{bd^3}{12} E_{cm} \left[\frac{K_c}{1.2} (1 + \alpha)^3 + 6\alpha_e \rho (1 - \alpha)^2 \right] \quad (2)$$

gdzie: $\alpha = a/d$

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$ a pozostałe oznaczenia są zgodne z normą.

Po wstawieniu (2) do (1) otrzymuje się:

$$\delta = \frac{\beta}{\frac{\pi^2 E_{cm}}{\lambda^2 f_{cd} n_{Ed}} \cdot \frac{\left[\frac{K_c}{1.2} (1 + \alpha)^3 + 6\alpha_e \rho (1 - \alpha)^2 \right] (1 + \alpha + 2\rho\alpha_e)}{\left((1 + \alpha)^3 + 6\rho(1 - \alpha)^2 \alpha_e \right)} - 1} \quad (3)$$

gdzie: $n_{Ed} = N_{Ed} / f_{cd} bd$ - względna wartość siły osiowej.

Wzór określający nominalną sztywność jest formułą empiryczną, w której istotne znaczenie ma współczynnik K_c określony następującym wzorem:

$$K_c = \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} n_{Ed} \frac{\lambda}{170}}{1 + \varphi_{ef}} \leq 0.2 \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}}{1 + \varphi_{ef}} \quad (4)$$

Występujące tu ograniczenie (dla dużych smukłości i sił) ma istotny wpływ na otrzymywane rezultaty.

2.3. Metoda nominalnej krzywizny

Metoda ta określana jest często jako addytywna, gdyż jej istota sprowadza się do zwiększenia początkowej wartości momentu o iloczyn wartości siły i dodatkowego ugięcia e_2 wynikającego z krzywizny pręta. Zakłada się przy tym, że krzywizna ta odpowiada sytuacji, w której w obu stalach osiągnięty został poziom odkształceń odpowiadający uplastycznieniu $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ i stosunek $a/d \approx 0.1$. Sytuacja taka występuje, gdy $n_{Ed} = n_{bal}$, to znaczy, jeżeli wartość siły odpowiada maksymalnemu momentowi granicznemu. Warto przy tym zauważyć, że norma zaleca przyjmować $n_{bal} = 0.4$, chociaż dla betonów klasy nie większej niż C50/60 – dosyć powszechnie stosowanych, powinno to być $n_{bal} = 0.5$. Ostateczna postać wzoru na ugięcie e_2 , uwzględniająca wartość siły n_{Ed} oraz efekty pełzania ma postać:

$$e_2 = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d} \frac{l_0^2}{c} \frac{n_u - n_{Ed}}{n_u - n_{bal}} \left[1 + \varphi_{ef} \left(0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \right] \quad (5)$$

Wyrażenie w nawiasie uwzględnia efekty pełzania ustalone empirycznie a n_u jest względną wartością maksymalnej siły, którą może przenosić osiowo ściskany przekrój.

W celu porównywania obu metod wygodnie jest przedstawić normowy wzór w poniższej postaci

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} e_2 = N_{Ed} e_0 + N_{Ed} e_2 = N_{Ed} e_0 \left(1 + \frac{e_2}{e_0} \right) \quad (6)$$

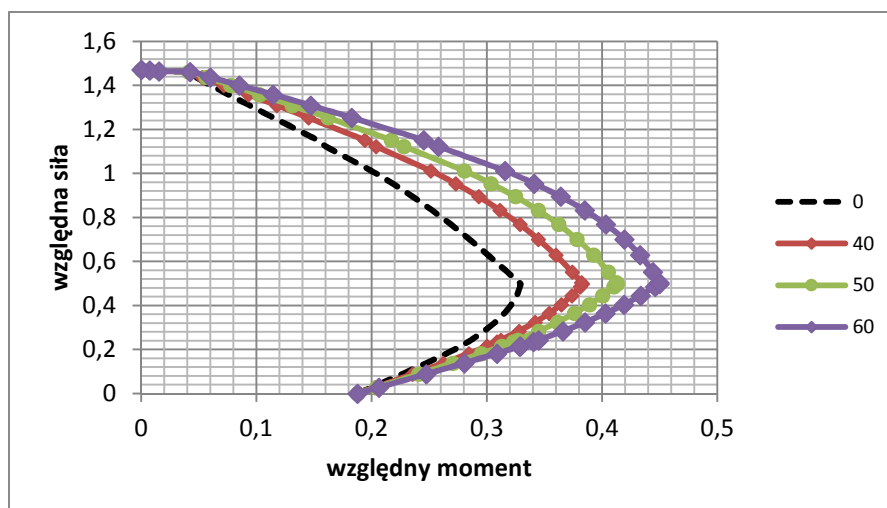
Przyrost momentu opisuje więc zależność

$$\delta = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45e_0d} \frac{l_0^2}{c} \frac{n_u - n_{Ed}}{n_u - n_{bal}} \left[1 + \varphi_{ef} \left(0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \right] \quad (7)$$

3. Porównania wyników obliczeń

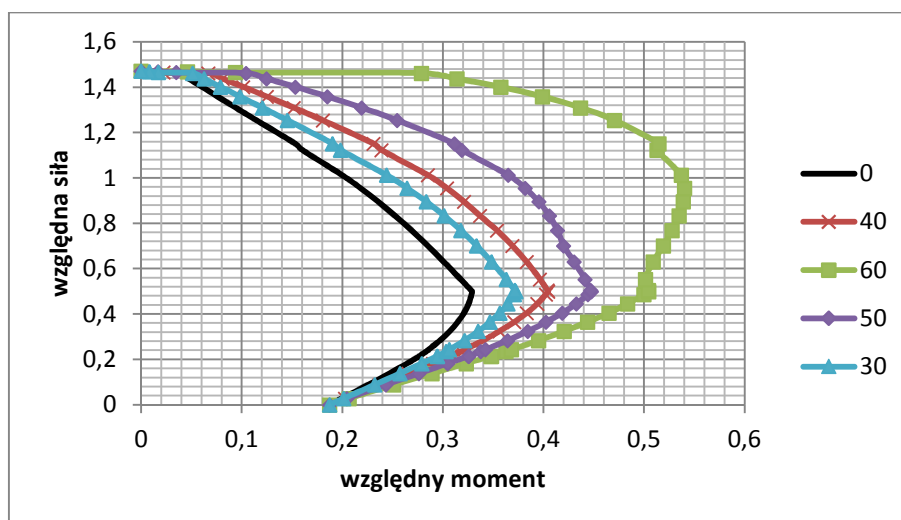
3.1. Obciążenia doraźne

Porównania wyników obu przybliżonych metod prowadzono w układzie współrzędnych bezwymiarowych, co umożliwiło analizy w ogólnej postaci. W pierwszej kolejności ograniczono się do efektów doraźnych, przyjmując $\varphi_{ef} = 0$. Szczegółowe obliczenia wykonano dla betonu C30/37 stali „500” ograniczając się do przekroju prostokątnego i $a/d = 0.1$. Zmiennymi parametrami był stopień zbrojenia (zbrojenie symetryczne) oraz smukłość. Na rys. 2. pokazano przyrosty momentów obliczone metodą nominalnej krzywizny przy stopniu zbrojenia $\rho_1 = \rho_2 = 1\%$. Krzywą początkową, będącą krzywą graniczną, zaznaczono linią przerywaną. Widać, że ze wzrostem smukłości wartości momentów regularnie wzrastają. Zgodnie z intuicyjnymi oczekiwaniami największe względne przyrosty mają miejsce w sytuacji, gdy zdecydowana większość przekroju jest już ściśkana. Gdy $\lambda = 40$, maksymalny przyrost momentu wynosi 27%, a dla kolejnych wartości λ - odpowiednio 42 i 61%. Inaczej sytuacja przedstawia się, gdy dokona się analizy efektów drugiego rzędu korzystając z metody nominalnej sztywności. Zostały one pokazane na rys. 3. Regularny kształt krzywych występuje jedynie do poziomu $\lambda = 40$. Przy większych wartościach smukłości wyraźny jest znaczący przyrost momentów. Dotyczy on sytuacji, gdy w przekroju dominuje ściśkanie. Bardzo charakterystyczne jest to, że im większy jest zasięg strefy ściśkanej, tym przyrosty momentów są większe. Przekłada się to bezpośrednio na różnice w wynikach pomiędzy oba metodami.



Rys. 2. Efekty przyrostu momentu w funkcji smukłości słupa – metoda nominalnej krzywizny

Fig. 2. The effects of bonding moment increasing up to slenderness – the method of nominal curvature



Rys. 3. Efekty przyrostu momentu w funkcji smukłości słupa – metoda nominalnej sztywności

Fig. 3. The effects of bonding moment increasing up to slenderness – the method of nominal stiffness

Wybrane rezultaty tych porównań przedstawiono w tab. 1. We wszystkich przypadkach większe wartości otrzymuje się korzystając z metody nominalnej sztywności. Przy niewielkich wartościach smukłości ($\lambda = 30$) różnice w otrzymanych wynikach są nieznaczne. Gdy smukłość jest większa ($\lambda = 50$), poważniejsze różnice występują począwszy od $n_{Ed} = 0.895$. Przy jeszcze większych smukłościach zjawisko to można zaobserwować już począwszy od $n_{Ed} = 0.364$. Dla większych wartości względnej siły osiowej n_{Ed} różnice stają się już bardzo znaczne i sięgają 100%. Ta ostatnia wartość dotyczy sytuacji, gdy cały przekrój jest ściskany.

Przedstawione tu różnice mają swoje źródło w strukturze zależności zastosowanych w we wzorach obu metod. W przypadku metody nominalnej sztywności wprowadzone jest ograniczenie dotyczące maksymalnej wartości K_c - wzór (4). Powoduje ono, że dla odpowiednio dużych wartości n_{Ed} począwszy od $\lambda = 40$ przestaje ona rosnąć i przyjmuje stałą wartość. Gdyby nie było tego ograniczenia różnice pomiędzy wynikami byłyby mniejsze.

Z drugiej strony w metodzie nominalnej krzywizny występuje współczynnik $\frac{n_u - n_{Ed}}{n_u - n_{bal}} \leq 1$ korygujący początkową wartość krzywizny. Ze wzrostem wartości siły n_{Ed} ponad n_{bal} uwzględnia się zmniejszenie początkowej krzywizny. Jest to zgodne z rzeczywistością, gdyż im większa część przekroju staje się ściskana tym krzywizna staje się mniejsza.

Te dwa przeciwstawnie działające współczynniki są podstawowym źródłem różnic w wynikach.

Tabela 1. Porównanie przyrostów wartości momentów obliczonych zgodnie z metodą nominalnej sztywności (N. Sz.) oraz nominalnej krzywizny (N. K.) dla stopnia zbrojenia równego 1%

Table 1. Comparison of bending moment increments calculated according to the nominal stiffness method (N. Sz.) and the nominal curvature method (N. K.) for steel percentage 1%

n_{Ed}	$\lambda = 30$			$\lambda = 50$			$\lambda = 60$		
	N. Sz.	N. K.	różnica	N. Sz.	N. K.	różnica	N. Sz.	N. K.	różnica
	m_{Ed}			m_{Ed}			m_{Ed}		
0.215	0.295	0.290	2%	0.308	0.300	3%	0.348	0.329	6%
0.243	0.306	0.301	2%	0.322	0.312	3%	0.368	0.345	7%
0.283	0.322	0.314	2%	0.340	0.328	4%	0.395	0.366	8%
0.364	0.347	0.337	3%	0.371	0.354	5%	0.444	0.403	10%
0.405	0.357	0.345	3%	0.383	0.364	5%	0.465	0.419	11%
0.486	0.371	0.358	4%	0.402	0.381	6%	0.500	0.446	12%
0.499	0.372	0.359	4%	0.405	0.383	6%	0.505	0.450	12%
0.553	0.363	0.349	4%	0.397	0.374	6%	0.501	0.444	13%
0.630	0.348	0.334	4%	0.383	0.360	7%	0.509	0.433	18%
0.701	0.334	0.318	5%	0.369	0.345	7%	0.519	0.419	24%
0.833	0.301	0.285	6%	0.337	0.311	8%	0.535	0.385	39%
0.895	0.284	0.268	6%	0.321	0.293	10%	0.539	0.364	48%
1.012	0.244	0.229	7%	0.285	0.251	13%	0.537	0.315	70%
1.123	0.198	0.185	7%	0.239	0.204	17%	0.513	0.258	99%

Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla przekrojów, które są zbrojone symetrycznie a ich stopień zbrojenia wynosi $\rho_1 = \rho_2 = 0.25\%$. Wybrane wyniki przedstawiono w tab. 2. Ogólny wniosek jest tożsamy z wcześniej sformułowanym – zastosowanie metody nominalnej sztywności prowadzi do wyników większych niż te, które otrzymuje się korzystając z metody nominalnej krzywizny.

Tabela 2. Porównanie przyrostów wartości momentów obliczonych zgodnie z metodą nominalnej sztywności (N. Sz.) oraz nominalnej krzywizny (N. K.) dla stopnia zbrojenia równego 0.25%

Table 2. Comparison of bending moment increments calculated according to the nominal stiffness method (N. Sz.) and the nominal curvature method (N. K.) for steel percentage 0.25%

n_{Ed}	$\lambda = 40$			$\lambda = 50$		
	N. K.	N. Sz.	różnica	N. K.	N. Sz.	różnica
	m_{Ed}			m_{Ed}		
0.098	0.104	0.111	6%	0.110	0.120	9%
0.131	0.122	0.132	9%	0.129	0.145	13%
0.214	0.161	0.183	14%	0.173	0.207	20%
0.283	0.189	0.220	17%	0.205	0.253	24%
0.533	0.241	0.288	20%	0.269	0.342	27%
0.678	0.223	0.271	22%	0.251	0.325	29%
0.770	0.202	0.248	23%	0.228	0.326	43%
0.815	0.188	0.232	23%	0.213	0.322	51%
0.949	0.135	0.176	30%	0.154	0.277	80%

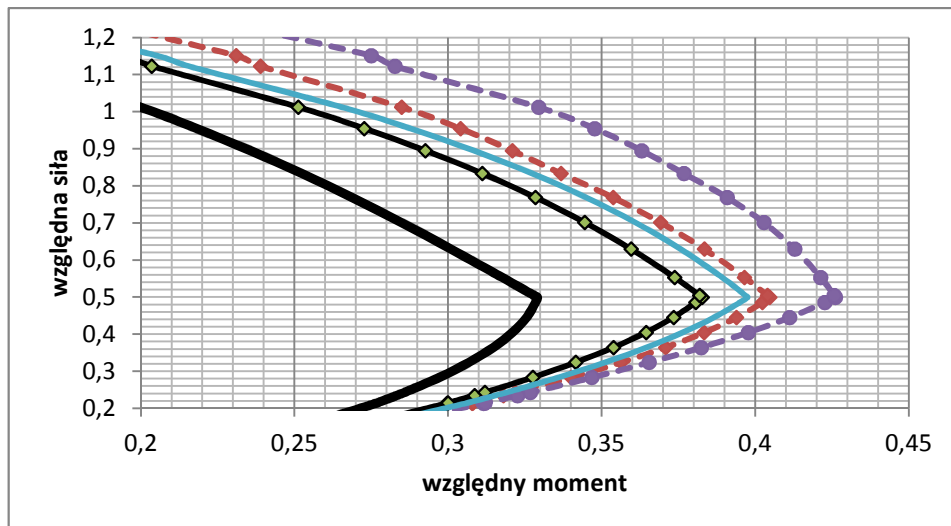
zny. Warto zwrócić uwagę, że znaczące różnice występują tu wcześniej, tzn. przy mniejszych wartościach n_{Ed} . Wynika to z tego, że w metodzie nominalnej sztywności rola zbrojenia jest istotniejsza. Struktura wzoru określającego nominalną sztywność jest tak skonstruowana, że wpływ betonu jest mocno ograniczony wartością współczynnika K_c .

3.2. Obciążenia długotrwałe

Sposób uwzględnienia wpływu pełzania w obu metodach jest różny. W metodzie nominalnej sztywności jest on uwzględniony przez współczynnik K_c . Jego forma prowadzi do stwierdzenia, że spadek sztywności wywołany pełzaniem jest równy stosunkowi $\frac{1}{1+\varphi_{ef}}$. Przekłada się to na zmniejszenie wartości

siły N_b , a tym samym na przyrost wartości momentu drugiego rzędu. W metodzie nominalnej krzywizny uwzględnienie pełzania jest wyrażone przez zastosowanie współczynnika w postaci $\left[1 + \varphi_{ef} \left(0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right)\right]$.

Na rys. 4. przedstawiono wybrane rezultaty obliczeń. Linie ciągłe odpowiadają wynikom otrzymanym z metody nominalnej krzywizny dla $\lambda = 40$ odpowiednio dla obciążeń doraźnych i odpowiadających $\varphi_{ef} = 1.2$. W odniesieniu do metody nominalnej sztywności zastosowano linie przerywane. Grubą linią zaznaczona jest krzywa graniczna. Bez wnikania w szczegóły można stwierdzić, że



Rys. 4. Zmiany wartości momentów w funkcji smukłości

Fig. 4. Changes of bending moment due to slenderness

uwzględnienie pełzania zwiększa jeszcze różnice pomiędzy wynikami otrzymanymi z tych metod. Spowodowane jest to różnicą pomiędzy zastosowanymi w tym celu współczynnikami (korzystny wpływ uwzględnienia smukłości).

4. Uwagi końcowe i wnioski

W pracy przedstawiono porównania wyników obliczeń momentów zginających wykonanych dwoma przybliżonymi metodami, które są zamieszczone w obowiązującej normie. Z formalnego punktu widzenia projektant, obliczając wydzielone słupy, może korzystać z dowolnej z nich. Nie byłoby problemów, gdyby otrzymane w ten sposób wyniki niewiele się od siebie różniły.

W celu pełniejszej analizy wyników otrzymanych z wykorzystaniem obu metod za podstawę wykorzystano krzywe graniczne (interakcji) w funkcji bezwymiarowych parametrów $m_{Ed} = n_{Ed}e/d$ oraz n_{Ed} . Dzięki temu można zilustrować, dla założonych parametrów materiałowych i różnych stopni zbrojenia, wartości przyrostu momentu dla dowolnych wartości n_{Ed} . Główną zmienną staje się wtedy wartość smukłości λ . W celu osiągnięcia bardziej przejrzystych wyników obliczenia wykonano osobno dla obciążeń doraźnych i długotrwałych.

Można wtedy zauważyć, że dobra zgodność wyników uzyskanych z obu metod ma miejsce wtedy, gdy wartości $n_{Ed} < n_{bal}$ a przy tym smukłości nie przekraczają wartości rzędu 50. Podstawowe źródło różnic (większe wartości otrzymywane z metod nominalnej sztywności) sprowadza się do czysto empirycznej postaci współczynnika K_c , który określa udział betonu w wartości nominalnej sztywności.

Jest on ograniczony do maksymalnej wartości równej $K_c \leq \sqrt{\frac{f_{ck}}{20} \frac{0.2}{1 + \phi_{ef}}}$. Oznacza to,

że dla dużych wartości n_{Ed} , gdy większość przekroju jest ściskana nie uwzględnia się zwiększenia sztywności. Jest to mocno konserwatywne podejście i można znaleźć w literaturze inne rozwiązania bardziej „optymistyczne” np. [6]. W rzeczywistości wzrost wartości siły, którą może przenieść słup n_{Rd} wynika z faktu, że jego strefa ściskana, a więc nie podlegająca zarysowaniu, ulega zwiększeniu. Idealnie osiowo ściskany słup nie ma żadnej krzywizny.

Na tym właśnie założeniu skonstruowany jest w metodzie nominalnej krzywizny współczynnik $\frac{n_u - n_{Ed}}{n_u - n_{bal}} \leq 1$. Użycie go jest równoznaczne z założeniem, że

krzywizna zmienia się liniowo od maksymalnej – dla sytuacji, gdy $n_{Ed} = n_{bal}$ do zera przy $n_{Ed} = n_u$, czyli gdy m_{Ed} maleje od wartości maksymalnej do zera. Użycie tego współczynnika jest określone w MC2010 jako obliczenia na drugim (dokładniejszym) poziomie. Z drugiej strony są prace [7], które wskazują, że celowe może być przyjmowanie większej wartości początkowej krzywizny dla $n_{Ed} = n_{bal}$. Zamiast przyjmować do obliczeń wartości odkształceń w stali sugerują, że lep-

szym rozwiązaniem jest oparcie wyliczenia krzywizny na podstawie odkształceń w betonie, które mogą być większe – 3.5‰. To prowadziłoby do przyrostu wartości mimośrodków drugiego rzędu.

Konkludując można stwierdzić, że pomimo tego, iż metoda nominalnej sztywności ma „lepsze” podstawy teoretyczne, to należy raczej rekomendować projektantom korzystanie z metody nominalnej krzywizny.

Ograniczenie stosowania do przekrojów symetrycznie zbrojonych można pominać. Ma ono w istocie znaczenie, przy wyznaczaniu krzywizny dla $n_{Ed} = n_{bal}$. Po przekroczeniu tej wartości siły rolę zaczyna pełnić omawiany już współczynnik korygujący krzywiznę.

Literatura

- [1] PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2008.
- [2] fib Bulletin 56: Model Code 2010.
- [3] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
- [4] CEB/FIP manual of Buckling and instability, The Construction Press, London 1978.
- [5] Pędziwiatr J.: Wybrane problemy dotyczące analizy efektów II rzędu w odniesieniu do słupów wydzielonych, 55 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2009, str. 257-264.
- [6] Bonet J., Romero M., Miguel P.: Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending. Engineering Structures 2011, str. 881-893.
- [7] Barros H., Silva V., Ferreira C.: Second order effects in slender concrete columns – reformulation of the Eurocode 2 method based on nominal curvature. Engineering Structures 2010, str. 3989-3993.

THE METHODS FOR CALCULATIONS OF SECONDARY EFFECTS – REMARKS AND COMPARISONS

Summary

It is necessary to take into account the secondary effects during dimensioning of slender columns. It means that forces in a structure must be increased by values caused by its displacements. In practice it leads to calculations of additional bending moment or eccentricity. There are three methods in the code and an engineer must choose one of them and be able to check the results. In this paper these methods were generally described and compared. It is possible to state that the use of the nominal stiffness methods leads to significantly higher results for additional moments. It is particularly valid for high values of slenderness and of relative axial forces. Similar conclusions may be drawn when influence of creep is taken into account.

Keywords: secondary order effects, nominal curvature, nominal stiffness, general method, results comparisons

Przesłano do redakcji: 15.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Sebastian KOŁODZIEJ¹
Jakub MARCINOWSKI²

BADANIA DOŚWIADCZALNE STATECZNOŚCI MAŁO WYNIOSŁYCH, STALOWYCH POWŁOK SFERYCZNYCH OBCIĄŻONYCH CIŚNIENIEM

Cienkie powłoki stalowe w postaci wycinka sfery obciążone ciśnieniem zewnętrznym wykazują tendencje do utraty stateczności w fazie poprzedzającej wy-czerpanie nośności plastycznej. Zjawisko wyboczenia powłok sferycznych było przedmiotem badań wielu autorów, a wyniki dotychczasowych badań teoretycznych i doświadczalnych zostały wykorzystane w zaleceniach projektowych wydanych w 2008 roku przez ECCS [9]. W pracy przedstawiono badania eksperymentalne wykonane na specjalnie w tym celu zaprojektowanym stanowisku badawczym. Próbkę do badań zostały wykonane techniką wyoblania z blach przeznaczonych do głębokiego tłoczenia. Zinventaryzowano geometrię początkową każdej z powłok za pomocą skanowania 3D i wykonano badania materiałowe stali użytej do wykonania powłok. Ciśnienie wymuszano za pomocą kompresora powietrza, a pomiary przemieszczeń były wykonywane przy zastosowaniu optycznego systemu pomiarowego Pontos-Aramis. Rejestrowano formy deformacji całej powłoki w trakcie stopniowego wzrostu ciśnienia także po utracie stateczności. Wszystkie dane pomiarowe rejestrowano automatycznie za pomocą dwóch komputerów. Wynikiem każdego z eksperymentów była nieliniowa ścieżka równowagi w postaci zależności ciśnienia od wybranego parametru przemieszczeniowego. W artykule zaprezentowano porównanie otrzymanych wartości ciśnień krytycznych z wynikami symulacji numerycznych wykonanych systemem COSMOS/M dla geometrii nominalnej oraz porównanie z wartościami nośności wyboczeniowych wynikających z zapisów EDR5th ECCS [9] oraz z propozycji przedstawionej w pracy [3].

Słowa kluczowe: eksperyment, wyboczenie, powłoka stalowa, wycinek sfery, obciążenie ciśnieniem

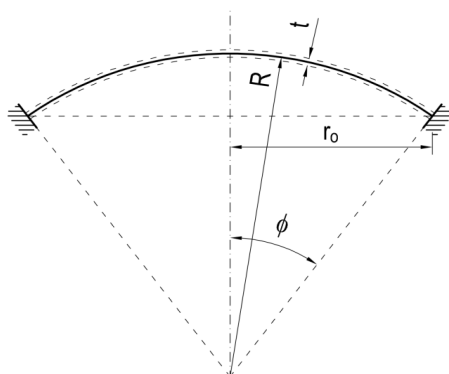
¹ Sebastian Kołodziej, CadPro Biuro Projektów i Ekspertyz Budownictwa, ul. Zacisze 17, 65-775 Zielona Góra, tel. +48 68 453 35 96, e-mail: sebastian.kolodziej@cadpro.pl

² Autor do korespondencji / corresponding author: Jakub Marcinowski, Instytut Budownictwa, Uniwersytet Zielonogórski, ul. Prof. Z. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra, tel. +48 68 328 25 27, e-mail: j.marcinowski@ib.uz.zgora.pl

1. Wprowadzenie

Powłoki stalowe w kształcie wycinka sfery (por. rys. 1.) spotykane są w praktyce inżynierskiej jako dachy zbiorników i silosów. Powłoki tego kształtu stosowane są jako zakończenia walcowych zbiorników ciśnieniowych, a także występują w instalacjach przemysłowych w przemyśle chemicznym i rafineryjnym. Spotkać je też można w podwodnych i nawodnych jednostkach pływających oraz jako części samolotów i obiektów kosmicznych. Przypadek obciążenia ciśnieniem zewnętrznym jest dość często spotykany w praktyce i na ogół ma wpływ decydujący na poprawne projektowanie takich powłok. Maksymalną nośność powłoki sferycznej obciążonej ciśnieniem determinuje sprężysta lub sprężysto-plastyczna nośność wyboczeniowa. Można ją oszacować na podstawie istniejących zaleceń projektowych EDR opublikowanych przez ECCS (por. [9]). Zapisy tych zaleceń są bardzo zachowawcze i powłoki projektowane na ich podstawie nie spełniałyby warunków projektu ekonomicznego. Projektant może wykorzystać ogólne zalecenia EN 1993-1-6 i podjąć próbę oszacowania nośności wyboczeniowej powłoki sferycznej na podstawie analizy GMNIA, jednakże pod warunkiem, że będzie w stanie ustalić kształt i wartość typowych imperfekcji spodziewanych w danym procesie produkcyjnym.

Badania doświadczalne stateczności powłok sferycznych obciążonych ciśnieniem były realizowane przez zespoły badaczy w wielu krajach. Najstarsze,



Rys. 1. Przekrój próbki powłoki sferycznej

Fig. 1. Cross section of the examined spherical cap

dobre udokumentowane badania zostały opublikowane przez Kaplana i Funga w raporcie NACA w 1954 roku (por. [6]). Kolejne, również często cytowane wyniki badań stateczności powłok sferycznych były publikowane w latach sześćdziesiątych dwudziestego wieku (por. prace [1], [5], [7], [8], [10]). Na przełomie XX i XXI wieku ekspery-

mentalne badania stateczności powłok sferycznych realizował Błachut, a ich wyniki publikował w wielu pracach i prezentował na konferencjach (por. [2]).

Badania prezentowane w tej pracy zostały zrealizowane na specjalnie zaprojektowanym i wykonanym stanowisku badawczym. Do przygotowania stanowiska badawczego oraz wykonania powłok do badań pomocnym okazały się współczesne obrabiarki klasy CNC. Pozwalają one wykonać elementy komory ciśnieniowej oraz same powłoki sferyczne z dużą dokładnością. Najnowocze-

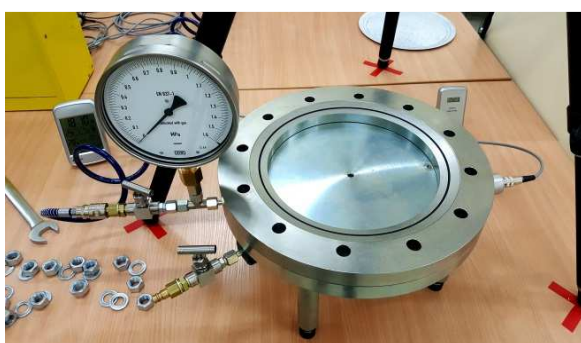
śnieszsze techniki pomiarowe pozwalają precyzyjnie zinwentaryzować faktyczną geometrię oraz rejestrować przemieszczenia we wszystkich fazach deformacji powłoki poddanej działaniu ciśnienia. Oba te czynniki stwarzają możliwość realizacji badań eksperymentalnych na poziomie nie osiągalnym przez badaczy realizujących podobne badania w latach minionych. Pozostająca w dyspozycji autorów aparatura pomiarowa oraz możliwości techniczne wykonania powłok przez profesjonalną firmę skłoniły autorów do podjęcia badań nad nośnością wyboczeniową stalowych powłok sferycznych w postaci wycinka sfery sztywno zamocowanego na obwodzie i poddanych działaniu ciśnienia zewnętrznego.

Głównym celem realizowanych badań jest weryfikacja doświadczalna istniejących propozycji szacowania nośności wyboczeniowej i ewentualne wnioski dotyczące ich korekty. Badania doświadczalne powłok sferycznych o ściśle ustalonej geometrii i znanych parametrach materiałowych stwarzają też okazję do numerycznej symulacji przeprowadzonych eksperymentów z możliwością precyzyjnego dostrojenia modelu obliczeniowego. Doświadczenia zdobyte przy okazji numerycznego modelowania przebiegów eksperymentów będą mogły być wykorzystane w modelowaniu zjawiska utraty stateczności stalowych powłok sferycznych spotykanych w praktyce inżynierskiej.

Realizacja badań eksperymentalnych bardzo wielu powłok o różnej smukłości względnej stworzyła też możliwość obserwacji form deformacji towarzyszących utracie stateczności nieobserwowanych wcześniej przez innych badaczy. Potwierdza to prawdziwość opinii wyrażonej w pracy [4]: „przebieg wyboczenia powłoki sferycznej jest najbardziej tajemniczy”.

2. Opis stanowiska badawczego

Program badań obejmował przebadanie stalowych powłok sferycznych o promieniu $r_0 = 250$ mm oraz promieniu powierzchni wewnętrznej $R_w = 500$ mm. Próbkę zostały wykonane z blachy stalowej (stal gatunku DC-04) o grubościach nominalnych wynoszących $t = 0,50; 0,80; 1,00; 1,50$ mm i nazwane odpowiednio S050.xx; S080.xx; S100.xx; S150.xx (xx oznacza kolejny numer próbki danej serii). Badane elementy wykonano metodą wyoblania (ang. spinning metal forming). W celu eliminacji naprężeń rezydualnych, powstałych

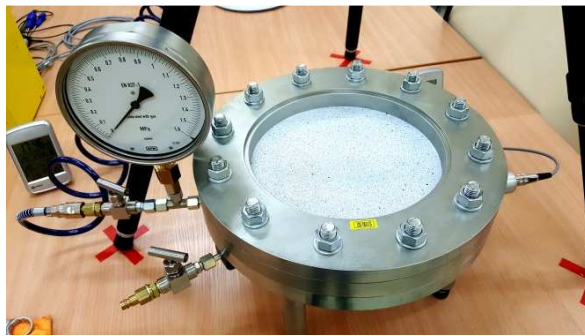


Rys. 2. Aparat badawczy. Płyta denna i dolny pierścień

Fig. 2. The test stand. Base plate and lower ring

w procesie plastycznego formowania próbek, wykonane elementy zostały poddane wyżarzaniu odprężającemu w temperaturze 400 °C, a następnie próbki poddano procesowi skanowania laserowego 3D w celu identyfikacji rzeczywistej geometrii.

Główną część stanowiska badawczego stanowiła komora ciśnieniowa pokazana na rys. 2-5. Specyfikację poszczególnych części komory ciśnieniowej pokazano na rys. 4. Badane próbki (1) były mocowane w dwóch pierścieniach, dolnym (3) oraz górnym (2), które połączone wraz z kołową płytą denną (4), za pomocą 12 śrub M16 klasy 10.9 (6), tworzyły zamkniętą komorę (7), do której wprowadzano sprężone powietrze. Do płyty dennej zamocowano 4 podpory (13) z możliwością regulacji wysokości. Po

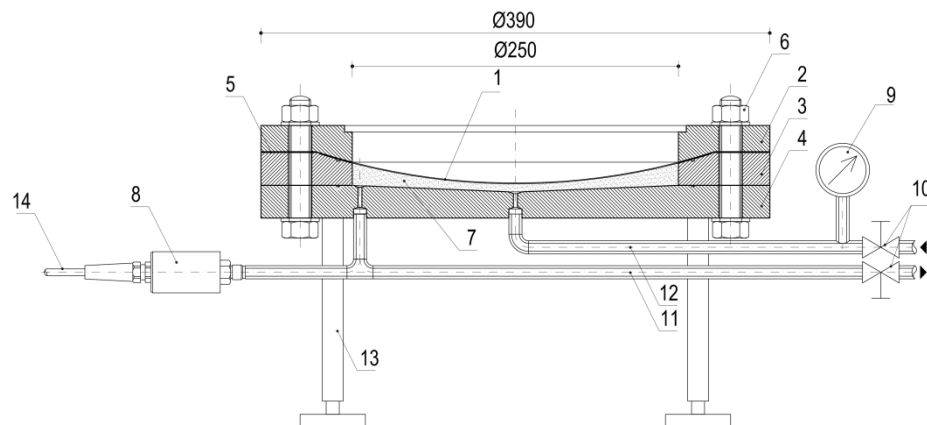


Rys. 3. Aparat badawczy z zamontowaną próbką

Fig. 3. The test stand with the installed specimen

między pierścieniem górnym (2) a dolnym (3) montowano pierścień dystansowy (5) z blachy o grubości odpowiadającej grubości badanej próbki (1). W celu wyeliminowania możliwości przesuwu poziomego badanej próbki (1) względem pierścieni mocujących (2) i (3), zastosowano klejenie klejem epoksydowym, o deklarowanej wytrzymałości na ścinanie, wynoszącej 19 MPa. Klejono powierzchnie wspólne (16) (por. rys. 5.) pierścieni i badanych próbek. W tak skonstruowanej komorze ciśnieniowej zrealizowane warunki brzegowe zapewniają

między pierścieniem górnym (2) a dolnym (3) montowano pierścień dystansowy (5) z blachy o grubości odpowiadającej grubości badanej próbki (1). W celu wyeliminowania możliwości przesuwu poziomego badanej próbki (1) względem pierścieni mocujących (2) i (3), zastosowano klejenie klejem epoksydowym, o deklarowanej wytrzymałości na ścinanie, wynoszącej 19 MPa. Klejono powierzchnie wspólne (16) (por. rys. 5.) pierścieni i badanych próbek. W tak skonstruowanej komorze ciśnieniowej zrealizowane warunki brzegowe zapewniają



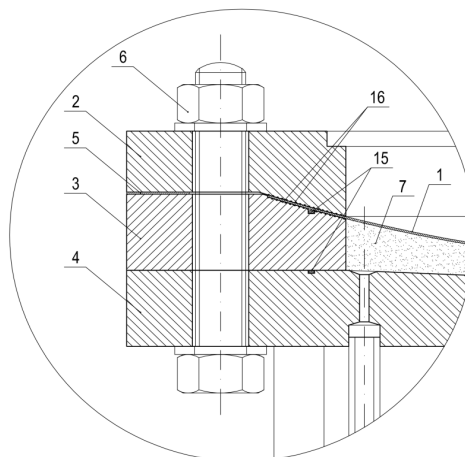
Rys. 4. Przekrój przez aparat badawczy

Fig. 4. The cross section of the test stand

pełne utwierdzenie na krawędzi badanych próbek i tylko taki schemat podparcia powłok przewidziano w prezentowanych badaniach. Sprężone powietrze doprowadzono kanałem (12) poprzez zawór iglicowy 1/8" (10). Szczelność komory (7) zapewniały zastosowane uszczelki typu o-ring, umieszczone w wyfrezowanych rowkach (15) w płycie dennej (4) i pierścieniu dolnym (3) (por. rys. 5.). Upust ciśnienia realizowany był poprzez kanał (11) zakończony iglicowym zaworem spustowym 1/8" (10). Pomiar ciśnienia realizowany był przez tensometryczny przetwornik ciśnienia CL1A (8) (por. rys. 4.) o klasie dokładności 0,2, z którego sygnał wychodzący przewodem (14) rejestrowany był poprzez system ESAM Traveller Static z próbkowaniem 40 Hz. Dodatkowo, bezpośrednio przy aparacie badawczym zainstalowano kontrolny manometr zegarowy (9) o zakresie pomiarowym do 1,6 MPa.

Pomiar deformacji realizowany był bezkontaktowym optycznym systemem pomiaru deformacji 3D ARAMIS firmy GOM. Przemieszczenia rejestrowane były z próbkowaniem 4 Hz. Poprawność wyników otrzymywanych z systemu ARAMIS zweryfikowano indukcyjnym czujnikiem przemieszczenia, uprzednio skalibrowanym przy pomocy śruby mikrometrycznej.

Na rys. 6. przedstawiono widok ogólny stanowiska badawczego z opisanym wyżej aparatem badawczym oraz aparaturą pomiarową.



Rys. 5. Szczegół aparatu badawczego

Fig. 5. Detail of the pressure chamber



Rys. 6 .System pomiaru przemieszczeń ARAMIS

Fig. 6. Displacements measurement system ARAMIS

3. Realizacja badań eksperymentalnych. Wyniki

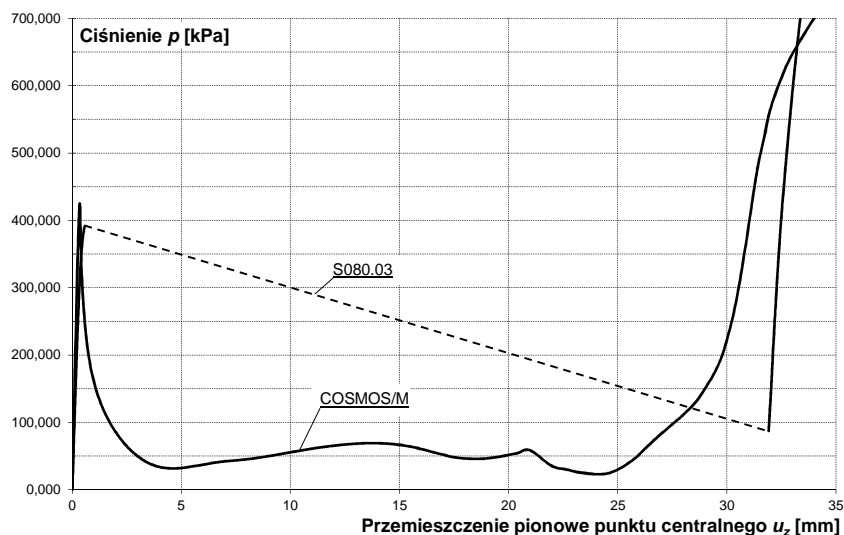
Badania realizowano na stanowisku pokazanym na rys. 7. Po zamontowaniu próbki pomiarowej (powłoki) w pierścieniach oporowych na warstwach kleju, skręcano całość 12 śrubami. Dopiero po 24 godzinach stanowisko było gotowe do badań gdyż tyle czasu trwało całkowite twardnienie kleju. Po przygotowaniu aparatury pomiarowej otwierano zawory dopływowy oraz odpływowy zapewniając w ten sposób powolny przepływ swobodny powietrza przez komorę (7). Po jednoczesnym zainicjowaniu systemu rejestracji przemieszczeń oraz systemu rejestracji ciśnienia, zamykano zawór odpływowy inicjując w ten sposób eksperyment. Stopniowy wzrost ciśnienia doprowadzał do gwałtownego wybożenia powłoki, któremu towarzyszył silny efekt dźwiękowy. Ciśnienie gwałtownie spadało z powodu nagłego wzrostu objętości w komorze (7). Kontynuowano przebieg eksperymentu do fazy pełnego wypełnienia powłoki doprowadzając ciśnienie do wartości przekraczającej wartość wywołującą wybożenie.



Rys. 7. Widok ogólny stanowiska pomiarowego

Fig. 7. The general view of the testing rig

Na rys. 8. przedstawiono przebieg ścieżki równowagi wyznaczonej w eksperymencie na próbce S080.03. Pokazano na nim także symulację numeryczną wykonaną systemem COSMOS/M dla powłoki o nominalnej geometrii i dla parametrów materiałowych zgodnych z certyfikatem przedstawionym przez dostawcę blach. W eksperymencie nie osiągnięto wartości ciśnienia granicznego otrzymanej w analizie numerycznej. Przyczyną tych rozbieżności są imperfekcje geometryczne, których w analizie numerycznej nie uwzględniono oraz najpraw-



Rys. 8. Ścieżka równowagi powłoki S080.03 otrzymana eksperymentalnie oraz wynik analizy wykonanej programem COSMOS/M

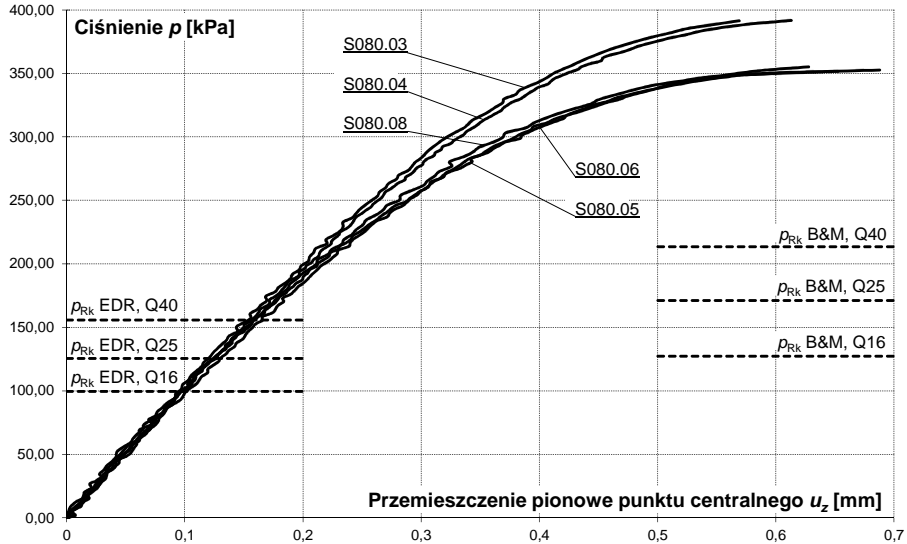
Fig. 8. Experimental equilibrium path for the shell S080.03 and the path obtained numerically by means of COSMOS/M system

dopodobniej rozbieżności w parametrach materiałowych nominalnych i faktycznych. Będą one zbadane w przyszłości i kolejne symulacje numeryczne będą wykonane z uwzględnieniem faktycznej geometrii i rzeczywistych parametrów materiałowych blachy wyżarzanej.

Na rys. 9. pokazano przebieg ścieżek równowagi w zakresie poprzedzającym moment utraty stateczności dla pięciu zbadanych próbek serii S080. Na rys. 10. pokazano wyniki dla pięciu próbek serii S100. Zgodność otrzymanych wyników w ramach każdej z serii można uznać za zadowalającą, pamiętając o fakcie odstępstw od założonej geometrii w przypadku każdej z badanych powłok.

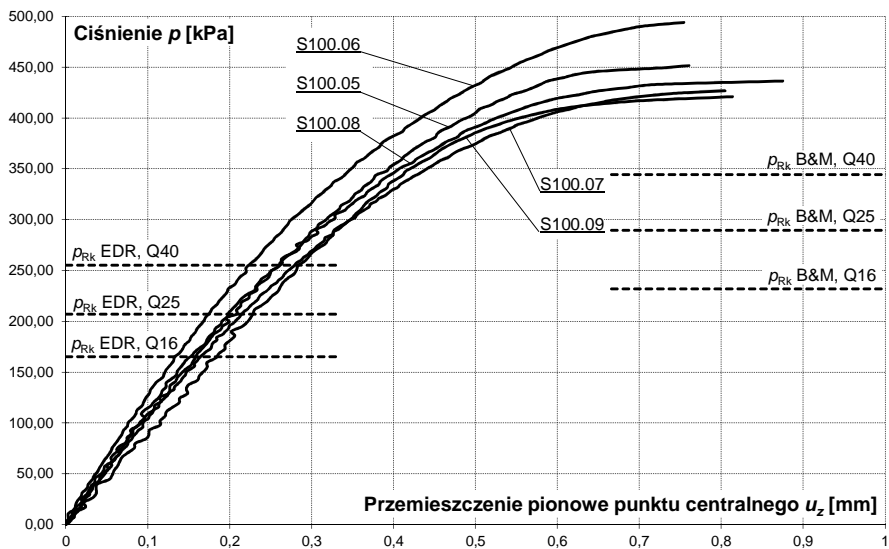
Na rysunkach 9-10 pokazano także poziomy ciśnienie granicznych wynikające z zapisów EDR5th (por. [9]) oraz z propozycji zawartych w pracy [3].

Otrzymane w eksperymencie wartości ciśnień krytycznych znacznie przekraczają graniczne wartości proponowane w pracach [9] (p_{RK} EDR) i [3] (p_{RK} B&M), dla każdej z trzech klas jakości wykonania (Q40; Q25; Q16). Tendencja ta dotyczy także powłok o innych grubościach poddanych badaniom w tej serii eksperymentów.



Rys. 9. Ścieżki równowagi powłok serii S080 w zakresie poprzedzającym wyboczenie

Fig. 9. Equilibrium paths for shells of S080 series in the prebuckling range



Rys. 10. Ścieżki równowagi powłok serii S100 w zakresie poprzedzającym wyboczenie

Fig. 10. Equilibrium paths for shells of S100 series in the prebuckling range

4. Podsumowanie i wnioski

Prezentowane w pracy wyniki badań stateczności stalowych powłok mało wyniosłych potwierdziły w sposób nie budzący wątpliwości bardzo konserwatywny charakter zapisów zaleceń projektowych wydanych przez ECCS (por. [9]) a także propozycji zawartej w [3]. Wprawdzie precyzja z jaką zostały wykonane badane powłoki z dużym nadmiarem spełnia tolerancje zdefiniowane dla powłok o najwyższym parametrze jakości wykonania (tj. $Q = 40$, por. [9]), jednakże stwierdzony w badaniach niemal 120÷150% zapas nośności wyboyczeniowej powinien skłonić autorów tych zapisów do ich modyfikacji.

Optyczny system rejestracji przemieszczeń Pontos-Aramis okazał się bardzo efektywny w przeprowadzanych badaniach. Jego główną zaletą był brak ingerencji materialnej w powierzchnię badanego obiektu oraz możliwość rejestracji pełnego pola przemieszczeń z częstotliwością czterech obrazów na sekundę, co pozwoliło precyzyjnie śledzić przebieg deformacji w miarę wzrostu ciśnienia.

Zrealizowane badania wzbogacą dość skromną bazę wyników badań eksperymentalnych stateczności powłok sferycznych obciążonych ciśnieniem i będą mogły posłużyć do modyfikacji istniejących zaleceń projektowania powłok sferycznych ze względu na kryterium stateczności.

Symulacje numeryczne wykonane przy założeniu braku imperfekcji geometrycznych oraz dla parametrów materiałowych wynikających z certyfikatów, potwierdzają zbyt dużą sztywność powłok w fazie przedwyboyczeniowej w stosunku do sztywności rejestrowanych w eksperymentach. Koniecznym jest uwzględnienie faktycznej geometrii początkowej zarejestrowanej dla każdej z powłok w skanowaniu 3D. Symulacje numeryczne z uwzględnieniem faktycznej geometrii oraz faktycznych parametrów materiałowych będą wykonane wkrótce i zostaną zaprezentowane w kolejnej publikacji.

Literatura

- [1] Adam H.P., King P.A.: Experimental Investigation of the Stability of Monocoque Domes Subjected to External Pressure. *Experimental Mechanics*, 5, 1965, pp. 313-320.
- [2] Blachut J.: Shallow spherical caps under external pressure. XXI International Congress of Theoretical and Applied Mechanics. Warsaw, Poland, August 15-21, 2004.
- [3] Błażejowski P., Marcinowski J.: Buckling capacity curves for pressurized spherical shells. In: *Recent Progress in Steel and Composite Structures: proceedings of the XIII International Conference on Metal Structures - ICMS 2016*. Zielona Góra, Poland, 2016. London: Taylor & Francis Group, 2016, s. 401-406.
- [4] Deml M., Wunderlich W.: Direct evaluation of the "worst" imperfection shape in shell buckling, *Comp. Meth. Appl. Mech. Eng.* 149, 1997, pp. 201-222.
- [5] Homewood R.H., Brine A.C., Johnson A.E.Jr.: Experimental Investigations for the Buckling Instability of Monocoque Shells. *Proc. Soc. Experimental Stress Analysis* 18, 1961, pp. 88-96.

- [6] Kaplan, A. & Fung, Y. C.: A nonlinear theory of bending and buckling of thin elastic shallow spherical shells. U. S. N. A. C. A. Technical Note 3112, 1954.
- [7] Krenzke M.A., Kiernan T.J.: Elastic Stability of Near-Perfect Shallow Spherical Shells. AIAA Journ. 1, 1963, pp. 2855-2857.
- [8] Krenzke M.A., Kiernan T.J.: Tests of Stiffened and Unstiffened Machined Spherical Shells Under External Hydrostatic Pressure. Structural Mechanics Laboratory Research and Development Report, August 1963, Report 1741.
- [9] Rotter J. M., Schmidt H.: Buckling of Steel Shells. European Design Recommendations 5th Edition. Published by ECCS, 2008.
- [10] Seaman L.: The Nature of Buckling in Thin Spherical Shells. Watertown Arsenal Laboratories, Monograph Series No 46, 1962.

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF BUCKLING OF STEEL, PRESSURISED SPHERICAL SHELLS

S u m m a r y

Thin steel shells in a form of spherical segment loaded by external pressure show a tendency to sudden buckling for a lower pressure than their plastic resistance. The buckling phenomenon of spherical shells was subject of investigations of many authors and hitherto results of theoretical and experimental research were used in European Design Recommendations published in 2008 by ECCS [9]. Experimental investigations performed on the deliberately designed and fabricated stand were presented in this paper. Specimens were manufactured by a metal spinning technique from steel sheets used usually to a deep drawing and stamping of metal objects. The actual shape of every specimen was determined by 3D scanning technique. Material investigations of steel sheets were performed as well. The pressure was exerted by the air compressor and displacement measurements were accomplished by optical measurement system Pontos-Aramis. Forms of deformations of the whole specimen were registered precisely at every step of pressure exertion till the final postbuckling stage. All measured data were registered automatically by means of two computers. The result of every experiment was presented in the form of equilibrium path as the relationship of the pressure p as a function of the chosen displacement parameter. The comparison of critical pressures obtained in experiments with results received in preliminary numerical simulations done by COSMOS/M was presented in the paper. Experimental results were compared also with buckling resistances proposed in [9] and [3].

Keywords: experiment, buckling, steel shell, spherical segment, external pressure

Przesłano do redakcji: 20.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r

Antoni BIEGUS¹
Dariusz CZEPIŻAK²

OBCIĄŻENIE IMPERFEKCYJNE ELEMENTÓW WYŁĘŻONYCH ZNAKOZMIENNĄ WZDŁUŻNIE SIŁĄ OSIOWĄ

W modelu oceny obciążeń imperfekcyjnych q_d stężeń i płatwi w PN-EN 1993-1-1 przyjęto jako bezpieczne założenie, że stężany element jest ściskany siłą stałą na jego długości. Założenie to nie jest poprawne, gdyż rozkład siły osiowej zmienia się na długości stężanego elementu - jest on paraboliczny i znakovzmienny (występuje ściskanie i rozciąganie). Powoduje to generowanie przez stężany pręt oddziaływań imperfekcyjnych odmiennych od obciążenia q_d wg PN-EN 1993-1-1. Przedmiotem pracy są badania obciążeń imperfekcyjnych stężanego pasa górnego dźwigarów dachowych połączonych sztywno ze słupami. Siła osiowa w stężanym pasie zmienia się parabolicznie na jego długości, z rozciągającej w strefie podporowej, w ściskającą w strefie środkowej. Jest to znakovzmiennie wzdluznie obciazenie paraboliczne. Wartości sił osiowych rozciągających w strefie przypodporowej N_{hog} i ściskających w strefie środkowej N_{sag} zależą m.in. od charakterystyk sztywnościowych rygla dachowego, słupów i ich połączeń ze sobą. W pracy wykonano analizy parametryczne obciążeń imperfekcyjnych oraz wytężenia płatwi i stężeń w funkcji sił osiowych N_{hog} i N_{sag} w stężanym elemencie. Celem prezentowanych analiz jest określenie rzeczywistego obciążenia imperfekcyjnego i jego wpływu na wytężenia płatwi i stężeń w różnych, realnych sytuacjach projektowych.

Słowa kluczowe: obciążenie imperfekcyjne, znakovzmienna wzdluznie siła osiowa, stężany element, płatew, stężenie

1. Wprowadzenie

Według PN-EN 1993-1-1 [1] w analizie globalnej prętowych konstrukcji stalowych uwzględnia się zastępcze imperfekcje geometryczne w postaci wstępnych wygięć łukowych (rys. 1a) jej np. słupów ram lub/i stężanych pasów dźwi-

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Antoni Biegus, Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Ładowego i Wodnego, Katedra Konstrukcji Metalowych, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław; tel. 71 320 37 66; antoni.biegus@pwr.edu.pl

² Dariusz Czepizak, Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Ładowego i Wodnego, Katedra Konstrukcji Metalowych, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław; tel. 71 320 23 67; dariusz.czepizak@pwr.edu.pl

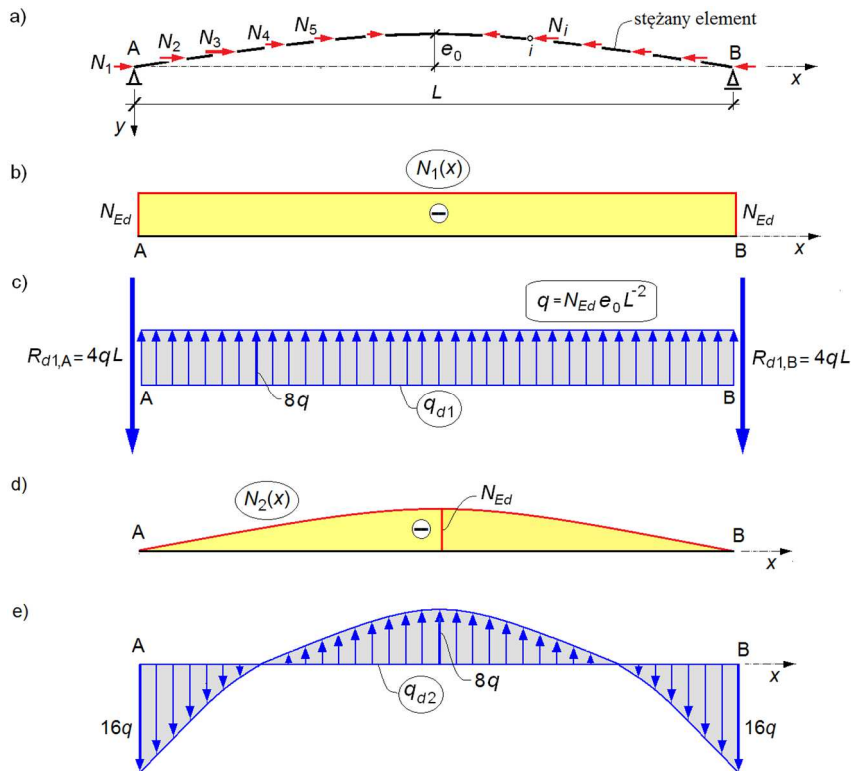
garów dachowych. W obliczeniach zastępuje się je równoważnymi obciążeniami imperfekcyjnymi q_{d1} oraz $R_{d1,A}$ i $R_{d1,B}$ (rys. 1c) wyznaczanymi ze wzorów:

$$q_{d1} = 8N_{Ed,max} \frac{e_0}{L^2} \quad (1)$$

$$R_{d1} = R_{d1,A} = R_{d1,B} = -4N_{Ed,max} \frac{e_0}{L} \quad (2)$$

gdzie:

$N_{Ed,max}$ – siła osiowa w stężonym elemencie,
 e_0 – strzałka wstępnego wygięcia stężonego elementu,
 L – rozpiętość stężonego elementu.



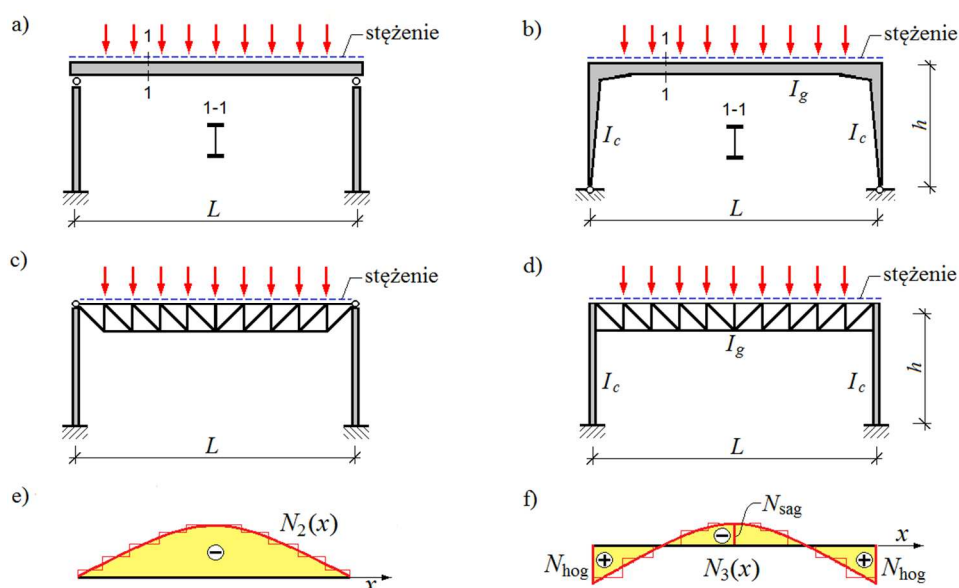
Rys. 1. Schemat: a) stężonego elementu, b) stałej wzdłużnie siły osiowej w elemencie, c) obciążenia imperfekcyjnego elementu ściskanego stałą siłą osiową, d) zmiennej parabolicznie siły osiowej w elemencie, e) obciążenia imperfekcyjne elementu ściskanego zmienną parabolicznie siłą osiową

Fig. 1. Scheme of: a) member to be restrained, b) uniform distribution of the axial force, c) imperfection force of the uniformly compressed member, d) parabolically variable axial force in the member, e) imperfection force of the compression member under parabolically variable axial force

Imperfekcyjne przęślowe równomiernie rozłożone obciążenie $q_{d1} = \text{const}$ wg (1) i reakcje podporowe R_{d1} wg (2) wyznaczono zakładając, że element jest ściskany stałą na długości siłą osiową $N_1(x) = N_{Ed,max} = \text{const}$ (rys. 1b). To założenie spełniają słupy ram, gdyż są ściskane siłą nie zmieniającą się wzdłużnie.

W analizie stężeń, które zapewniają stateczność boczną pasów górnych dźwigarów dachowych, wpływ ich wstępnego wygięcia (w płaszczyźnie połąci dachu) wg PN-EN 1993-1-1 [1] uwzględnia się korzystając również z (1) i (2). W tym modelu obliczeniowym [2], [3], [4] pomimo, iż siła osiowa zmienia się na długości stęzanego elementu (np. jak na rys. 1d), przyjęto jako bezpieczne założenie, że jest on ściskany stałą na długości siłą osiową $N_1(x) = \text{const}$.

Należy stwierdzić, że w przypadku obciążeń imperfekcyjnych stęzanych pasów górnych dźwigarów dachowych (rys. 2a-d) założenie $N_1(x) = \text{const}$ nie jest poprawne. Nie odpowiada ono bowiem rzeczywistości, nierównomiernemu rozkładowi siły osiowej na długości stęzanego elementu. Zazwyczaj siła osiowa na długości elementu zmienia się parabolicznie lub skowo-parabolicznie (rys. 2e, f), a także może być znakozmienna (rys. 2f; występuje ściskanie i rozciąganie). Jak udowodniono w [5], [6], [7], [8], to pozornie bezpieczne założenie o stałej sile osiowej $N_1(x) = \text{const}$, może prowadzić do zaniżenia oceny wyężenia płatwi oraz stężeń. Stanowi to zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji obliczonych na obciążenia imperfekcyjne $q_{d,1}$ (1) oraz $R_{d,1}$ (2) wg PN-EN 1993-1-1 [1].



Rys. 2. Schematy: a), c) rygli dachowych połączonych przebubowo ze słupami, b), d) rygli dachowych połączonych sztywno ze słupami, e), f) rozkład siły osiowej w stęzanym pasie górnym rygla dachowego

Fig. 2. Schemes of: a), c) roof rafters to columns pin joint, b), d) roof rafters to columns rigid joint, e), f) distribution of the axial force in the restrained upper flange of the roof rafter

W przypadku np. pełnościennego rygla dachowego, podpartego przegubowo i obciążonego równomiernie (rys. 2a), siła osiowa w stężanym pasie górnym $N_2(x)$ ma rozkład paraboliczny (rys. 2e). Dla takiej siły osiowej (rys. 2e), rozkład obciążenia imperfekcyjnego $q_{d2}(x)$ (rys. 1e) [7], jest też zmienny na długości pasa - jest on nierównomierny i znakozmienny. Obciążenie imperfekcyjne $q_{d2}(x)$ różni się zasadniczo od obciążenia q_{d1} , czego skutkiem są istotne różnice w ocenie bezpieczeństwa płatwi i stężenia [6], [7] w stosunku do obliczonego wg [1].

Na rys. 2b i d pokazano schematy statyczne układów poprzecznych hal stalowych, w których rygiel dachowy jest połączony sztywno ze słupami. Rozkłady siły osiowej $N_3(x)$ w stężanych pasach górnych rygli dachowych pokazano na rys. 2f. W tym przypadku siła osiowa zmienia znak na długości stężanego pasa, z rozciągającej w strefie przypodporowej, na ściskającą w strefie środkowej.

W przypodporowej strefie stężany pas górny rygla dachowego o schemacie jak na rys. 2b, d jest rozciągany (rys. 2f). Powszechnie uważa się, że imperfekcje geometryczne elementów rozciąganych nie są istotne w ocenie nośności konstrukcji [3], [4]. Tymczasem, jak wykazano w [5], [6] wstępnie wygięty element rozciągany generuje identyczne oddziaływanie imperfekcyjne q_{d1} , jak element ściskany. Gdy jest on rozciągany siłą wzdłużnie stałą, to jego oddziaływanie imperfekcyjne oblicza się jak dla elementu ściskanego tj. wg (1) i (2).

Przedmiotem pracy są badania identyfikacyjne obciążeń imperfekcyjnych stężanego pasa górnego rygli dachowych sztywno połączonych ze słupami (rys. 2b, d). Ich stężany pas jest obciążony siłą osiową, która zmienia się długości parabolicznie i znakozmiennie - z rozciągającej w strefie podporowej, w ściskającą w strefie środkowej. Jest to znakozmienne wzdłużnie obciążenie paraboliczne. Wartości rozciągających sił osiowych w strefie przypodporowej N_{hog} i ściskającej siły w strefie środkowej N_{sag} stężanego elementu zależą od momentu bezwładności I_g i rozpiętości L rygla dachowego, momentu bezwładności I_c i wysokości h słupa i podatności połączenia rygla ze słupem (rys. 2b, d). W pracy wykonano analizy parametryczne obciążeń imperfekcyjnych oraz wyteżenia płatwi i stężeń w zależności od sił osiowych N_{hog} i N_{sag} w stężanym elemencie.

2. Oddziaływanie imperfekcyjne wstępnie wygiętego, stężanego elementu obciążonego znakozmienną wzdłużnie siłą osiową

Wzdłużną zmienność siły osiowej $N(s)$ stężanego elementu zdefiniowano parametryczną funkcją paraboliczną (rys. 3.), którą opisuje zależność:

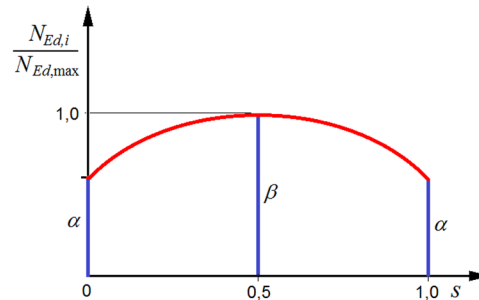
$$N(s) = N_{Ed,max} [\alpha(1-2s)^2 - 4\beta s(s-1)] \quad (3)$$

gdzie:

$N_{Ed,max}$ – wartość bezwzględna ekstremalnej siły osiowej w elemencie,
 α , β – bezwymiarowe współczynniki siły osiowej (rys. 3.) odpowiednio na lewym i prawym końcu oraz w środku stężanego elementu, które

przyjmuj wartości z przedział $\langle -1, 1 \rangle$; (warto „+” - ściskanie, warto „-” - rozciąganie),
 $s = x/L$ – poozienie względne (rys. 3.), analizowanego przekroju, na du-
 gości stezanego elementu, które przyjmuje wartości z przedział $\langle 0, 1 \rangle$.

Rys. 3. Schemat oznaczenia wzdluznej zmienności siły osiowej w stezanym elemencie
 Fig. 3. Scheme of notation of distribution of the axial force within the length of the member to be restrained



Przyjęta funkcja zmienności siły osiowej (3) umożliwia analiz oddziaływań
 wa imperfekcyjnych q_{di} , R_{di} stezanych element obciazonych:

- stałą na długości si ściskającą $N_1(x) = \text{const}$ (wg modelu w [1]),
- stałą na długości si rozciągającą $N_1(x) = \text{const}$,
- zmienną wzdluznie si osiową $N_2(x)$ o rozkładzie parabolicznym, która nie zmienia znaku np. w przypadku pasa górnego rygla dachowego o schemacie belki przegubowo podpartej (rys. 1d, 2e) oraz
- zmienną wzdluznie si osiową $N_3(x)$ o rozkładzie parabolicznym, która zmienia znak (występuje rozciąganie i ściskanie), np. w przypadku pasa górnego rygla o schemacie belki obustronnie podatnie zamocowanej (rys. 2f), a ponadto pozwala wyjasnic mechanizmy powstawania oddziaływań
 imperfekcyjnych wstępnie wygiętych, stabilizowanych element, które są rozciągane.

Wstępną, łukową imperfekcj geometryczną stezanego elementu przyjęto w postaci paraboli, którą opisuje zaleno:

$$y(s) = 4e_0s(1 - s), \quad (4)$$

gdzie:

$$e_0 - \text{strzałka wstępnej łukowej imperfekcji } e_0 = L/500.$$

W [6] wyprowadzono wzory ogólne na imperfekcyjne przęsłowe obciazenie $q(s)$ i reakcje podporowe R_d elementu obciazonego zmienną wzdluznie si osiową o dowolnym rozkładzie $N_{Ed}(0) \neq N_{Ed}(1)$. Jeśli wzdluzna zmienno siły osiowej $N_3(s)$ w stezanym elemencie jest jak na rys. 2f, imperfekcyjne przęsłowe obciazenie $q_{d3}(s)$ i reakcje podporowe $R_{d3,A}$, $R_{d3,B}$ oblicza się ze wzor:

$$q_{d3}(s) = 8 \frac{e_0}{L^2} N_{Ed,max} \left[3\alpha(1 - 2s)^2 - 2\beta(6s^2 - 6s + 1) \right] \quad (5)$$

$$R_{d3} = R_{d3,A} = R_{d3,B} = -4\alpha \frac{e_0}{L} N_{Ed,max} \quad (6)$$

Wykonano badania parametryczne oddziaływań imperfekcyjnych $q_{d3}(s)$, $R_{d3}(s)$ stężanych elementów, które są wyteżone wzdłużnie zmiennymi schematami rozkładu siły osiowej $N_3(s)$. Bezwymiarowe współczynniki α , β analizowanych schematów wzdłużnych zmienności siły osiowej $N_3(s)$ w stężanych elementach podano w tab. 1.

Tabela 1. Parametry α , β analizowanych schematów rozkładów siły podłużnej $N_3(s)$

Table 1. Parameters α , β of considered schemes of distribution of the axial force $N_3(s)$

Nr schematu	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
α	1	-1	-1	-1	-1	-0,75	-0,5	-0,25	0	-1
β	1	0,25	0,5	0,75	1	1	1	1	1	-1

Schemat 1 dotyczy elementu ściskanego siłą osiową stałą na jego długości (wg modelu w [1]).

Schemat 10 odpowiada stężanemu elementowi, który jest rozciągany siłą osiową stałą na jego długości.

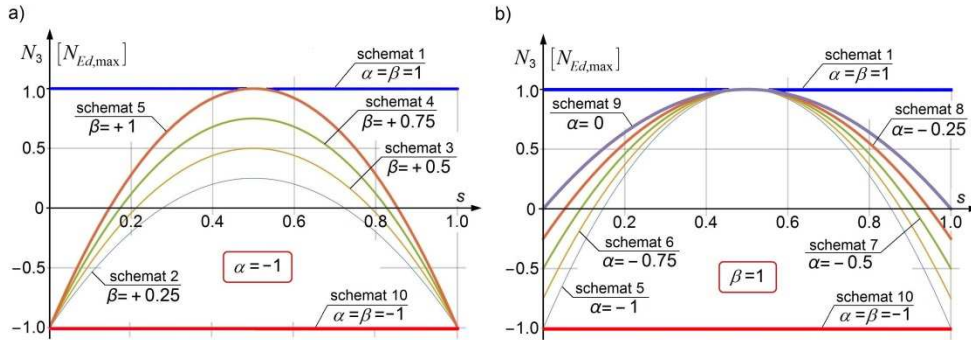
Schematy 2-9 rozpatrują parabolicznie zmienne oraz znakozmienne rozkłady siły osiowej w stężanych elementach jak na rys. 2f. Uwzględniają one zmienność wartości rozciągających sił osiowych w strefie przypodporowej N_{hog} (parametr α) i ściskającej siły w strefie środkowej N_{sag} (parametr β).

Analizowane schematy wzdłużnej zmienności siły osiowej $N_3(s)$ w stężanych elementach przedstawiono na rys. 4. Rozkłady obciążenia imperfekcyjnego $q_{d3}(s)$ i reakcji podporowych R_{d3} stężanych elementów w funkcji α , β odpowiadające badanym schematom sił osiowych $N_3(s)$ pokazano na rys. 5-6.

Z analizy otrzymanych rezultatów badań parametrycznych wynika, że parabolicznemu rozkładowi siły osiowej $N_3(s)$ w stężanym elemencie, odpowiada paraboliczny rozkład obciążenia imperfekcyjnego $q_{d3}(s)$ (porównaj rys. 4-5).

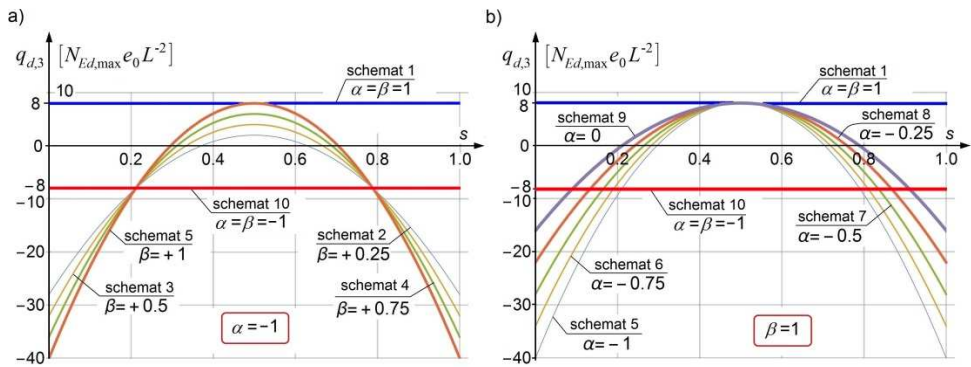
Obciążenie imperfekcyjne $q_{d3}(s)$ analizowanych schematów wzdłużnego wyteżenia stabilizowanych prętów jest liniową funkcją bezwymiarowych parametrów siły osiowej α , β . Reakcja podporowa R_{d3} nie zależy od parametru β . W przypadku schematów 5-9 jest ona liniową funkcją parametru α (rys. 6b), zaś dla schematów 1-5 jej wartość jest stała i wyznacza się ją ze wzoru (2).

Obciążenie imperfekcyjne stężanego elementu składa się z przęsłowego obciążenia $q_{d3}(s)$ (rys. 5.) oraz reakcji podporowych R_{d3} (rys. 6). Obciążenie $q_{d3}(s)$ wraz z reakcjami podporowymi R_{d3} tworzą samorzównoważony układ oddziaływań. W przypadku schematu 9 ($\alpha = 0$; stężany pas rygla dźwigara dachowego przegubowo podpartego - rys. 2 a, c) reakcja podporowa $R_{d3} = 0$. Wtedy obciążenie imperfekcyjne $q_{d3}(s)$ jest samorzównoważone na długości przęsła.



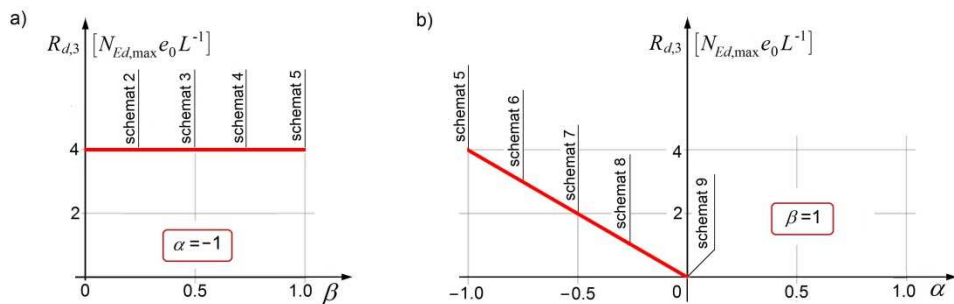
Rys. 4. Rozkład siły podłużnej $N_3(s)$ w stężonym elemencie w funkcji parametrów α, β

Fig. 4. Distributions of the axial force $N_3(s)$ in restrained members as a function of parameters α, β



Rys. 5. Rozkłady obciążenia imperfekcyjnego $q_{d3}(s)$ stężonych elementów w funkcji parametrów α, β

Fig. 5. Distributions of the equivalent imperfection force $q_{d3}(s)$ in restrained members as a function of parameters α, β



Rys. 6. Reakcje podporowe R_{d3} stężonych elementów w funkcji parametrów α, β

Fig. 6. Support reactions R_{d3} in restrained members as a function of parameters α, β

Prześłowe obciążenie imperfekcyjne $q_{d3}(s)$ (rys. 5) jest zmienne (nierównomierne) na długości stężanego elementu, a także wzdłużnie znakozmienne.

W strefach przypodorowych stężanych elementów występują największe obciążenia imperfekcyjne $q_{d3}(0) = q_{d3}(1)$ (rys. 5). Obciążenia imperfekcyjne $q_{d3}(0,5)$ w strefie środkowej stężanych elementów mają przeciwny zwrot, a także i są od nich mniejsze (rys. 5). Na przykład dla schematu 3 ($\alpha = -1, \beta = 0,5$) obciążenie imperfekcyjne w strefie podporowej $q_{d3}(0) = q_{d3}(1) = 32q$ (gdzie $q = N_{Ed,max}e_0L^{-2}$) jest aż ośmiokrotnie większe od obciążenia imperfekcyjnego w środku rozpiętości stężanego elementu $q_{d3}(0,5) = 4q$ (rys. 5a). Ponadto podporowe obciążenie $q_{d3}(0) = q_{d3}(1) = 32q$ jest cztery razy większe od obciążenia imperfekcyjnego $q_{d1} = 8q$ wg [1].

Porównanie obciążeń q_{d1} i $q_{d3}(s)$ jednoznacznie wskazuje, że występują zasadnicze rozbieżności oszacowań wg PN-EN 1993-1-1 [1] i analizowanego modelu oddziaływań imperfekcyjnych. Różnice te są o charakterze zarówno jakościowym, jak i ilościowym. Ma to istotne znaczenie w ocenie wyężenia zarówno płatwi, jak i połaciowych stężeń poprzecznych dachów hal.

Sumaryczne przeszłowe obciążenie imperfekcyjne $q_{d3,m}(s)$ oraz reakcje podporowe $R_{d3,m}$ od m stężanych elementów, z uwzględnieniem odkształcenia stężenia, wyznacza się ze wzoru:

$$q_{d3,m}(s) = 8 \left[3\alpha(1-2s)^2 - 2\beta(6s^2 - 6s + 1) \right] \frac{e + \delta_{q,w}}{L^2} \sum_{j=1}^m N_{Ed,max,j} \quad (7)$$

$$R_{d3,m} = -4\alpha \frac{e + \delta_{q,w}}{L} \sum_{j=1}^m N_{Ed,max,j} \quad (8)$$

gdzie:

$\delta_{q,w}$ – ugięcie stężenia w środku rozpiętości od obciążeń imperfekcyjnych q_{d3} i wszystkich obciążeń zewnętrznych, uzyskane z analizy I rzędu (gdy w analizie ustroju stosuje się teorię II rzędu, to można przyjąć $\delta_{q,w} = 0$),

m – liczba stężanych elementów,

e – imperfekcja sumaryczna stężanych m elementów, która wynosi:

$$e = \frac{L}{500} \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (9)$$

Prześłowe obciążenie $q_{d3}(s)$ przekazuje się na płatwie pośrednie i okapowe, reakcje podporowe R_{d3} zaś wyężają płatwie okapowe.

Imperfekcyjne siły osiowe w płatwiach okapowych $F_{d3,A,m} = F_{d3,B,m}$ i w płatwiach pośrednich $F_{d3,i,m}$ od m stężanych pasów dźwigarów dachowych oblicza się ze wzorów:

$$F_{d3,A,m} = F_{d3,B,m} = R_{d3,m} + \int_0^{0.5a/L} q_{d3}(s) ds =$$

$$= 4 \frac{e + \delta_{q,w}}{L} \left(\frac{a}{L} - 1 \right) \left[\alpha \left(\frac{a}{L} - 1 \right)^2 - \beta \left(\frac{a}{L} - 2 \right) \frac{a}{L} \right] \sum_{j=1}^m N_{Ed,j}$$
(10)

$$F_{d3,i,m} = \int_{s_j - 0.5a/L}^{s_j + 0.5a/L} q_{d3}(s) ds =$$

$$= 8a \frac{e + \delta_{q,w}}{L^2} \left[\alpha \left(\frac{a^2}{L^2} + 3(1 - 2s_i)^2 \right) - \beta \left(2 + \frac{a^2}{L^2} - 12s_i + 12s_i^2 \right) \right] \sum_{j=1}^m N_{Ed,j}$$
(11)

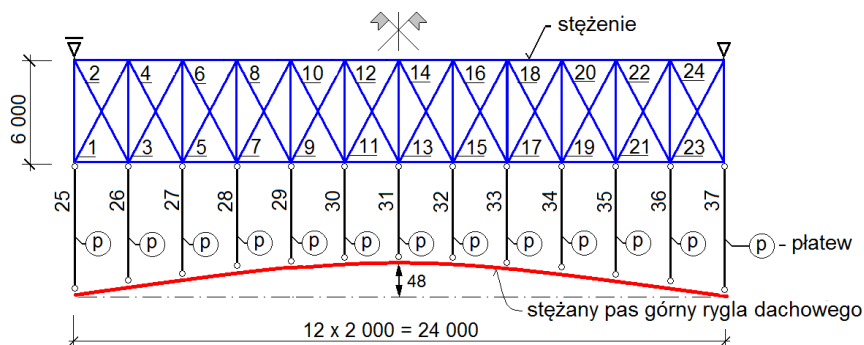
gdzie: a – rozstaw płatwi.

W badanych schematach 2-9 (tab. 1), o parabolicznych rozkładach siły osiowej w stężanych elementach, wszystkie imperfekcyjne siły osiowe w płatwiach pośrednich $F_{d3,i,m}$ mają zmienne wartości. Również ich zwroty zmieniają się na długości stężanego elementu. W przypadku modelu wg [1] imperfekcyjne siły osiowe w płatwiach pośrednich $F_{d1,i,m}$ są jednakowe i mają ten sam zwrot.

3. Analiza parametryczna wyężenia płatwi i stężeń od wyięcia stężanego pasa górnego dźwigara dachowego

Schemat analizowanej konstrukcji dachowej pokazano na rys. 7. [8]. Dane:

- pełnościenny rygiel dachowy (rys. 2b) o rozpiętości $L = 12 \times 2 \text{ m} = 24 \text{ m}$,
- maksymalna siła osiowa w stężanym pasie górnym rygla $N_{Ed,max} = 163,64 \text{ kN}$,
- krzyżulce stężenia są prętami wiotkimi i nie przenoszą sił ściskających.



Rys. 7. Schemat stężenia dachowego

Fig. 7. Scheme of roof bracing

Analizowano siły osiowe w płatwiach i krzyżulcach stężenia od obciążeń imperfekcyjnych generowanych przez 1 stabilizowany pas górny rygla dachowego. Rozpatrzono 10 schematów zmienności siły osiowej w stężonym pasie górnym rygla dachowego. Wartości sił osiowych w krzyżulcach stężenia oraz płatwiach badanych schematów 1-10 zestawiono w tab. 2. W górnej części tab. 2. podano parametry α , β analizowanych schematów 1-10. W kolumnie 1 tab. 2. podano numer pręta analizowanej konstrukcji dachowej (numerację prętów pokazano na rys. 7.), w wierszu 5 podano zaś numerację kolumn w tab. 2.

Przeanalizowano siły osiowe w płatwiach i krzyżulcach stężenia obliczone wg modeli w których przyjęto:

- stałą na długości osiową siłę ściskającą w elemencie - wg schematu 1 ($\alpha = 1$, $\beta = 1$); od oddziaływań imperfekcyjnych q_{d1} i R_{d1} – kolumna 2 w tab. 2.,
- zmienne parabolicznie i znakozmienne rozkłady siły osiowej na długości stężanego elementu wg:
 - schematu 2 ($\alpha = -1$, $\beta = 0,25$),
 - schematu 3 ($\alpha = -1$, $\beta = 0,50$),
 - schematu 4 ($\alpha = -1$, $\beta = 0,75$),
 - schematu 5 ($\alpha = -1$, $\beta = 1$),
 - schematu 6 ($\alpha = -0,75$, $\beta = 1$),
 - schematu 7 ($\alpha = -0,50$, $\beta = 1$),
 - schematu 8 ($\alpha = -0,25$, $\beta = 1$),
 - schematu 9 ($\alpha = 0$, $\beta = 1$; stężany pas rygla dachowego przegubowo podpartego - wg rys. 2 a, c);
 od oddziaływań imperfekcyjnych q_{d3} i R_{d3} – kolumny 3-10 tab. 2.,
- stałą na długości osiową siłę rozciągającą w elemencie - wg schematu 10 ($\alpha = -1$, $\beta = -1$); od obciążeń q_{d1} i R_{d1} – kolumna 11 w tab. 2.

Wykonane obliczenia sił wewnętrznych w płatwiach i krzyżulcach stężenia oraz ich analiza pozwalają sformułować następujące wnioski:

1. Uwzględnienie w modelu obliczeniowym parabolicznego, rzeczywistego rozkładu siły osiowej w stężonym elemencie skutkuje w stosunku do modelu zalecanego w PN-EN 1993-1-1 [1] zasadniczymi zmianami zarówno jakościowymi, jak i ilościowymi obciążeń imperfekcyjnych oraz sił osiowych w płatwiach i krzyżulcach stężenia.
2. Przyjęcie w analizie (patrz kol. 3-10 w tab. 2.) parabolicznego, znakozmiennego rozkładu siły osiowej w stężonym elemencie powoduje w stosunku do oceny wytężenia wg modelu w PN-EN 1993-1-1 [1] (kolumna 2 w tab. 2):
 - wzrost sił osiowych $F_{d,26}$ w płatwiach przedokapowych 26 dla schematów 2-9, który wynosi od 218,3% (dla schematu 5) do 9,2% (dla schematu 9),
 - wzrost sił osiowych $F_{d,27}$ w płatwiach 27 dla schematów 2-7, który wynosi od 68,3% (dla schematu 5) do 1,4% (dla schematu 7),
 - zmniejszenie sił osiowych $S_{d,i}$ we wszystkich krzyżulcach stężenia,

Tabela 2. Siły osiowe w krzyżulcach stężenia oraz płatwiach przy różnych modelach obciążenia imperfekcyjnego [kN]

Table 2. Axial forces in bracing diagonals and purlins for different models of imperfection force [kN]

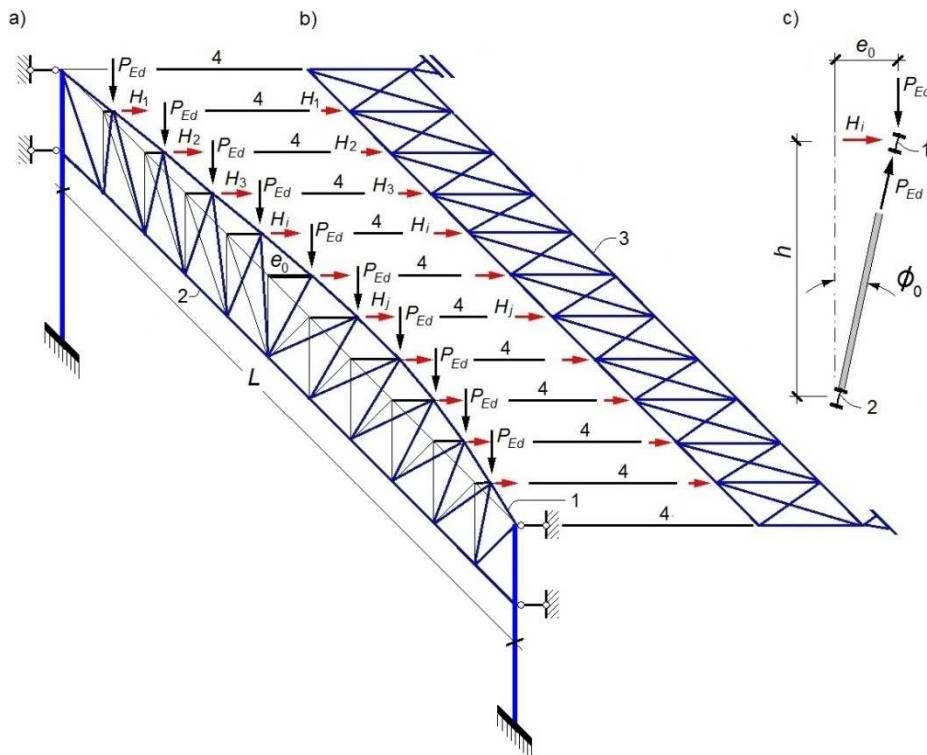
Nr schematu	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
α	1	-1	-1	-1	-1	-0,75	-0,50	-0,25	0	-1
β	1	0,25	0,50	0,75	1	1	1	1	1	-1
Nr pręta	Siły osiowe w krzyżulcach stężenia i płatwiach przy różnych schematach obciążenia imperfekcyjnego									
Siły osiowe w krzyżulcach stężenia $S_{d,i}$ [kN]										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	-1,265	0	0	0	0	0	0	0	-0,202	0
2	0	-1,012	-0,962	-0,911	-0,861	-0,595	-0,330	-0,064	0	-1,265
3	-1,035	0	0	0	0	-0,016	-0,162	-0,307	-0,453	0
4	0	-0,469	-0,356	-0,243	-0,129	0	0	0	0	1,035
5	-0,805	0	0	-0,124	-0,257	-0,326	-0,394	-0,463	-0,531	0
6	0	-0,141	-0,008	0	0	0	0	0	0	0,805
7	-0,575	-0,019	-0,138	-0,257	-0,375	-0,400	-0,425	-0,450	-0,475	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,575
9	-0,345	-0,059	-0,140	-0,221	-0,302	-0,307	-0,313	-0,318	-0,323	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,345
11	-0,115	-0,028	-0,056	-0,085	-0,113	-0,114	-0,114	-0,114	-0,114	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,115
Siły osiowe w płatwiach $F_{d,i}$ [kN]										
25	-1,200	0,960	0,913	0,865	0,817	0,565	0,313	0,060	-0,192	1,200
26	0,218	-0,516	-0,575	-0,635	-0,694	-0,580	-0,466	-0,352	-0,238	-0,218
27	0,218	-0,311	-0,330	-0,348	-0,367	-0,294	-0,221	-0,147	-0,074	-0,218
28	0,218	-0,152	-0,139	-0,125	-0,112	-0,071	-0,030	0,012	0,053	-0,218
29	0,218	-0,038	-0,002	0,034	0,070	0,088	0,107	0,125	0,144	-0,218
30	0,218	0,030	0,080	0,129	0,179	0,184	0,189	0,194	0,198	-0,218
31	0,218	0,053	0,107	0,161	0,215	0,216	0,216	0,216	0,217	-0,218
Oznaczenie znaku sił osiowych: (+) – ściskanie, (-) – rozciąganie										

- zmniejszenie sił osiowych $F_{d,i}$ w płatwiach w części środkowej dachu; np. w przypadku schematu 3 w płatwi 31 usytuowanej w środku rozpiętości zmniejszenie to wynosi 51%,

3. Wykonane obliczenia i analizy zidentyfikowały odmienną niż wg modelu w [1] redystrybucję sił osiowych w płatwiach i krzyżulcach stężenia.

4. Oddziaływanie imperfekcyjne od skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy oraz analiza wyężenia płatwi i stężeń

W obliczeniach wg [1] analizuje się stężane pasy górne jako wstępnie wygięte pręty, które są „wyzolowane” z kratownicy (niepołączone wykratowaniem z pasami dolnymi). Taki model obliczeniowy nie odzwierciedla zachowania się i wyężenia rzeczywistej kratownicy, tj. skręcenia jej płaszczyzny głównej o kąt ϕ_0 , w wyniku wyięcia pasa o strzałce e_0 (rys. 8.).



Rys. 8. Schemat: a) skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy, b) obciążenia stężenia, c) wyięcia pasa górnego; 1 – pas górny kratownicy, 2 – pas dolny kratownicy, 3 – stężenie, 4 – płatwę

Fig. 8. Scheme of: a) torsion of the truss main plane, b) loads of bracing system, c) bow of the bottom chord; 1 – truss upper chord, 2 – truss bottom chord, 3 – lateral bracing system, 4 - purlin

Na rysunku 8a pokazano wyięcie o strzałce e_0 pasa górnego kratownicy w płaszczyźnie połąci dachu. Jego następstwem jest skręcenie płaszczyzny głównej kratownicy, gdyż pas górny jest krzywoliniowy, a pas dolny jest prostoliniowy. Dlatego oprócz imperfekcji wyięcia osi pasa górnego $y(s)$, występuje imperfekcja skręcenia o kąt $\phi_0(s)$ płaszczyzny głównej kratownicy. W efekcie działania w węzłach górnych i pionowych obciążeń $P_{Ed,i}$ na skręconą o kąt $\phi_0(s_i)$

kratownicę powstają poziome siły imperfekcyjne H_i . Przekazują się one na płatwie i stężenie (rys. 8b), powodując ich dodatkowe wyężenie.

Przyjmując jednakowe siły pionowe P_{Ed} oraz paraboliczne wyięcie pasa górnego wg (4), poziome imperfekcyjne siły $H_{i,m}$ w węźle i , od stężanych m kratownic, oblicza się ze wzoru [5], [7]:

$$H_{i,m} = 4 \sum_{j=1}^m P_{Ed,j} (e + \delta_{q,H,w}) \frac{s_i(1-s_i)}{h_i} \quad (12)$$

gdzie:

h_i – wysokość konstrukcyjna kratownicy w węźle i ,

$\delta_{q,H,w}$ – ugięcie stężenia w środku rozpiętości od obciążeń q_d i H oraz wszystkich obciążeń zewnętrznych (np. wiatru W), uzyskane z analizy I rzędu (gdy stosuje się teorię II rzędu, to można przyjąć $\delta_{q,H,w} = 0$).

Rozkład imperfekcyjnych sił poziomych od skręcenia płaszczyzny głównej kratownicy H_i zmienia się na jej długości. W analizowanym przypadku jest on paraboliczny, zgodny z przyjętym wyięciem osi stężanego elementu $y(s)$. Największe oddziaływania H_i są w środku rozpiętości kratownicy, gdy $y(0,5) = e_0$.

W celu ilościowej oceny oddziaływań imperfekcyjnych od skręcenia płaszczyzny głównej dźwigara dachowego na wyężenie płatwi i stężenia wykonano obliczenia przedstawione w tab. 3 i 4.

Schemat analizowanej konstrukcji pokazano na rys. 7-8. Stężanym prętem (rys. 7.) jest pas górny kratownicy (rys. 8a) o rozpiętości $L = 12 \times 2 \text{ m} = 24 \text{ m}$ i wysokości $h = 2,2 \text{ m}$. Rozkład sił osiowych w stężanym pasie górnym przyjęto wg schematu 3 ($\alpha = -1$, $\beta = 0,5$), a maksymalna siła osiowa $N_{Ed,max} = 163,64 \text{ kN}$. Krzyżulce stężenia (rys. 7.) są prętami wiotkimi i nie przenoszą sił ściskających.

W tabelach 3-4 podano siły osiowe w płatwiach i krzyżulcach stężenia od obciążeń imperfekcyjnych generowanych przez 1 stężaną kratownicę. W ich wierszach 3 i 4 podano siły w płatwiach i krzyżulcach stężenia odpowiednio od oddziaływań q_{d3} wg schematu 3 oraz od oddziaływań sił poziomych H .

Tabela 3. Siły osiowe w płatwiach od obciążenia q_{d3} wg schematu 3 i sił H [kN]

Table 3. Axial forces in purlins due to load q_{d3} according to scheme 3 and forces H [kN]

Nr pręta		25	26	27	28	29	30	31
Siły osiowe od obciążeń [kN]	q_{d1}	-1,200	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
	q_{d3}	0,913	-0,575	-0,330	-0,139	-0,002	0,080	0,107
	H	0	0,067	0,121	0,164	0,194	0,212	0,218
	$q_{d3} + H$	0,913	-0,508	-0,209	0,025	0,192	0,292	0,325
$(q_{d3} + H) / q_{d1}$		0,761	2,330	0,959	0,115	0,881	1,339	1,490
Oznaczenie znaku sił osiowych: (+) – ściskanie, (-) – rozciąganie								

Sumaryczne oddziaływanie $q_{d3} + H$ (wiersz 5 w tab. 3 i 4) powoduje w stosunku do obciążenia q_{d1} (wiersz 1 w tab. 3 i 4) wg PN-EN 1993-1-1 [1]:

- wzrost sił osiowych w płatwi przyokapowej o 133% i płatwi środkowej o 49%,
- zmniejszenie sił osiowych w płatwi okapowej o 23,9%,
- zmniejszenie sił w krzyżulcach w strefie przypodporowej stężenia,
- wzrost sił w krzyżulcach w strefie środkowej stężenia (od 18,4% do 48,7%).

Tabela 4. Siły osiowe w krzyżulcach stężenia od obciążenia q_{d3} wg schematu 3 i sił H [kN]

Table 4. Axial forces in bracing diagonals due to load q_{d3} according to scheme 3 and forces H [kN]

Nr pręta		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Siły osiowe od obciążeń [kN]	q_{d1}	-1,265	0	-1,035	0	-0,805	0	-0,575	0	-0,345	0	-0,115
	q_{d3}	0	-1,012	0	-0,469	0	-0,141	-0,019	0	-0,059	0	-0,028
	H	-0,914	0	-0,843	0	-0,716	0	-0,543	0	-0,338	0	-0,115
	$q_{d3} + H$	0	-0,048	-0,487	0	-0,707	0	-0,681	0	-0,479	0	-0,171
$(q_{d3} + H)/q_{d1}$	0		0,471	1,000	0,878	1,000	1,184		1,388		1,487	

Oznaczenie znaku sił osiowych: (+) – ściskanie, (-) – rozciąganie

5. Wnioski

Wykonane analizy jednoznacznie wskazują, że model obliczeniowy oddziaływań imperfekcyjnych q_{d1} i R_{d1} wg [1] nie odzwierciedla zachowania się i wyęźnienia konstrukcji rzeczywistej. Jego stosowanie daje nieprawidłowe oszacowanie sił osiowych w płatwiach i prętach stężenia, które może prowadzić do błędnej oceny ich bezpieczeństwa. Wynika to z braku uwzględnienia w tym modelu rzeczywistego, parabolicznie zmiennego, a także często znakozmiennego rozkładu siły osiowej w stężanym elemencie i skręcenia dźwigara dachowego.

Jeśli rozkłady siły osiowej w stężanym pręcie są paraboliczne i znakozmienne (jak w analizowanych schematach 2-9) to ich przęsłowe obciążenia imperfekcyjne q_{d3} są nierównomierne i znakozmienne. Mogą one być zdecydowanie większe od obciążenia q_{d1} wg [1]. Na przykład dla schematu 3, w strefie podporowej obciążenie $q_{d3}(0) = q_{d3}(1) = 32q$ (gdzie $q = N_{Ed, \max} e_0 L^{-2}$) jest czterokrotnie większe od obciążenia imperfekcyjnego $q_{d1} = 8q$ wg [1].

Przyjęcie w modelu obliczeniowym rzeczywistego, wzdłużnie zmiennego parabolicznie rozkładu siły osiowej w stężanym elemencie skutkuje w stosunku do modelu wg [1] zasadniczymi zmianami schematów i parametrów oddziaływań imperfekcyjnych. Porównanie obciążeń q_{d1} i $q_{d3}(s)$ oraz reakcji podporowych R_{d1} i R_{d3} jednoznacznie wskazują, że występują zasadnicze różnice oszacowań tych oddziaływań. W konsekwencji powoduje to odmienne wyęźnienie płatwi i stężeń. Oddziaływania $q_{d3}(s)$ i R_{d3} mogą powodować nie tylko wzrost, ale i odmienny rozkład sił osiowych w płatwiach pośrednich w porównaniu z obliczonymi wg

[1]. W podanej w pkt 3 analizie parametrycznej wyężenia płatwi i krzyżulców stężeń wykazano, że może to stanowić niepoprawną ocenę ich bezpieczeństwa.

Powszechnie uważa się, że w analizach wyężenia konstrukcji prętowych istotne są obciążenia imperfekcyjne elementów ściskanych. W pracy wykazano, że stężane elementy rozciągane (schemat 10), a także rozciągane strefy stężanych prętów (schematy 2-9) generują takie same oddziaływania imperfekcyjne jak elementy ściskane. Ich wartości mogą być większe od obliczonych wg [1].

Podane w pkt 2. wzory na $q_{ds}(s)$ i R_{ds} dotyczą ciągłej, parabolicznej funkcji opisującej rozkład siły osiowej w stężanym pasie dźwigara pełnościennego (rys. 2a, b). W przypadku kratownic (rys. 2c, d) rozkład siły osiowej w stężanym pasie jest „skokowo”-paraboliczny (rys. 2e, f) i wtedy należy go aproksymować odpowiednim ciągłym rozkładem parabolicznym. Imperfekcyjne oddziaływania pasów górnych kratownic można też wyznaczać metodą równoważenia sił w węzłach łukowego (wstępnie wyiętego) elementu stężanego [8].

W celu wyjaśnienia fizyki wyężania konstrukcji i powstawania sił imperfekcyjnych w analizowanych modelach rozdzielano je na siły od wyięcia stężanego pasa i od skręcenia płaszczyzny głównej dźwigara. Skutki tych obciążeń sumują się. W określaniu sumarycznych sił imperfekcyjnych można stosować analizę nieliniową (wg teorii II rzędu) prętowego modelu obliczeniowego 3D, uwzględniając rzeczywiste sztywności prętów oraz węzłów badanej konstrukcji.

Zaproponowana metoda oceny obciążeń imperfekcyjnych z uwzględnieniem rzeczywistego rozkładu siły osiowej w stężanym pręcie i skręcenia dźwigara dachowego pozwala analizować w sposób uściślony wyężenie płatwi i stężeń. Przedstawione ilościowe i jakościowe różnice proponowanych modeli obliczeniowych w stosunku do oceny wg [1] są znaczne. Dlatego należałoby rozważyć wprowadzenie (po dokonaniu dodatkowych analiz GMNA) odpowiednich korekt dotyczących analizowanego zagadnienia w nowelizacji PN-EN 1993-1-1.

Literatura

- [1] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa, 2006.
- [2] Gardner M., Nethercot D., in: H. Gulvanessian (Eds.) Designers Guide to EN 1993-1-1: Eurocode 3 Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Building, Thomas Telford Limited, London, 2005.
- [3] Taylor J.C, et al, Interim Guidance on the Use of Eurocode 3: Eurocode 3 Part 1-1: for European Design of Steel Building Structures, The Steel Construction Institute, Ascot, 1995.
- [4] Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L.: The Behavior and Design of Steel Structures to EC3, Taylor and Francis, London-New York, 2008.
- [5] Biegus A., D. Czepizak D.: Global geometrical imperfections for refined analysis of lateral roof bracing systems, Recent Progress in Steel and Composite Structures – Giżejowski et. al. (Eds). (XIII International Conference on Metal Structures ICMS2016, Zielona Góra, Poland 15-17 June 2016), CRC Press Taylor & Francis Group, London 2016, pp. 187-196.

- [6] Czepizak D., Biegus A.: Refined calculation of lateral bracing systems due to global geometrical imperfections, *Journal of Constructional Steel Research* 119 (2016) pp. 30-38.
- [7] Biegus A., D. Czepizak D.: Uściślony model imperfekcyjnych obciążeń płatwi i stężeń, *Czasopismo Inżynierii Ładowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, JCEEA*, t. XXXIII, z. 63, nr 1/I/2016, styczeń-marzec 2016, s. 307-314, DOI: 10.7862/rb.2016.36.
- [8] Pałkowski Sz., Piątkowski M.: O obliczaniu poprzecznych stężeń dachowych, *Inżynieria i Budownictwo* nr 4/2014, s. 210-213.

IMPERFECTION FORCE OF MEMBERS UNDER LONGITUDINAL ACTION HAVING A VARIABLE SIGN

Summary

In the calculation model of equivalent stabilizing force q_d (shorter – imperfection force) for both bracing system and purlins consistent with PN-EN 1993-1-1 it has been conservatively assumed that the member to be restrained is uniformly compressed within its length by an axial force. This is incorrect when the actual distribution of the axial force is considered as non – uniform, having a parabolic shape and sign – variable characteristic (compression and tension). Thus a different imperfection force is generated in comparison with this given in PN-EN 1993-1-1.

The actual imperfection loads of the upper flange of the restrained roof rafter being fully fixed to columns have been analyzed. The axial force in the restrained member changes parabolically along its length from tension at the support zone to compression at the central part. Values of tension axial forces N_{hog} and compression axial forces N_{sag} depend, among others, on the rigidity of the roof rafter, rigidity of columns and stiffness classification of the rafter to column connection. Parametrical analyzes of the imperfection forces together with evaluation of strains of purlins and bracing system versus axial forces N_{hog} , N_{sag} acting in the restrained member have been done. The result of presented analyzes is determination of the safe imperfection force and the strain of purlins and bracing system in different, real design situations and a comparison of obtained results with these based on the conservative model given by PN-EN 1993-1-1.

Keywords: equivalent stabilizing force, longitudinal action having a variable sign, member to be restrained, purlins, bracing system

Przesłano do redakcji: 03.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Agnieszka GŁUSZKO¹
Lucjan ŚLĘCZKA²

NUMERYCZNA OCENA NOŚNOŚCI I SZTYWNOŚCI KRÓCCÓW W DOCZOŁOWYCH POŁĄCZENIACH RUR PROSTOKĄTNYCH

W pracy przedstawiono metodykę modelowania oraz rezultaty analiz numerycznych nośności i sztywności króćca teowego (T) oraz króćca podwójnie teowego (II). Króciec teowy (T) jest elementem składowym styków doczołowych kształtowników o przekroju poprzecznym otwartym (IPE lub HEB), króciec podwójnie teowy (II) jest zaś fragmentem styku doczołowego rur o przekroju prostokątnym. Zastosowanie metody składnikowej do określania nośności i sztywności połączeń doczołowych z rur prostokątnych wymaga numerycznego i/lub doświadczalnego zbadania zachowania króćców podwójnie teowych (II) i stwierdzenia na ile odbiega ono od dobrze znanego zachowania króćców teowych (T). Rezultaty symulacji zachowania się obu typów króćców skonfrontowano ze sobą. Przeprowadzono analizę parametryczną z uwzględnieniem zmiany grubości blachy czołowej oraz szerokości rozstawu ścianek rury. Wynikiem analiz jest określenie nośności i sztywności oraz występujących form zniszczenia. Porównano je z rezultatami analitycznego określenia tych parametrów przy użyciu metody składnikowej (w ujęciu PN-EN 1993-1-8) i za pomocą innych dostępnych metod obliczeniowych. Przeprowadzone analizy wskazują na możliwość stosowania metody składnikowej w połączeniach doczołowych rur, lecz niezbędne jest jej odpowiednie dostosowanie do takiego podejścia.

Słowa kluczowe: śrubowe połączenia doczołowe, metoda składnikowa, króciec teowy, króciec II, metoda elementów skończonych

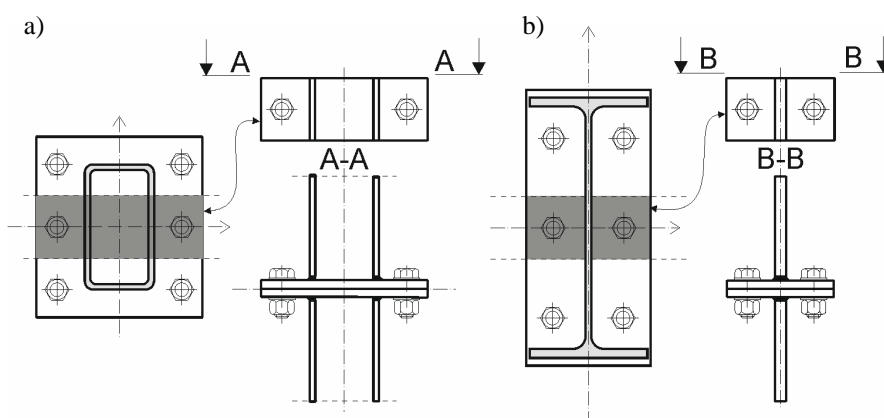
1. Wprowadzenie

PN-EN 1993-1-8 [1] zawiera procedurę obliczania nośności i sztywności śrubowych połączeń doczołowych kształtowników dwuteowych. Niestety, jej wskazania nie mogą być bezpośrednio stosowane do wyznaczania właściwości strukturalnych połączeń doczołowych kształtowników zamkniętych (rur o przekroju prostokątnym). Przede wszystkim wynika to z innych części podstawowo-

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Agnieszka Głuszko, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, agluszko@prz.edu.pl

² Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, sleczka@prz.edu.pl

wych występujących w węzłach rur. W szczególności inną postać geometryczną przybiera tzw. króciec teowy, opisujący wzajemną interakcję zginanej blachy czołowej i rozciąganych śrub. W przypadku połączeń kształtowników otwartych taki króciec przybiera kształt litery T (skąd bierze się jego nazwa), natomiast w doczołowych stykach rur króciec składa się, oprócz zginanej blachy czołowej, z dwu rozciąganych środników odsuniętych od siebie na szerokość rury, i przyjmuje kształt litery „II”, rys. 1.



Rys. 1. Króćce połączeń doczołowych: a) króciec podwójnie teowy; b) króciec teowy

Fig. 1. Stubs in end-plate joints: a) II-stub; b) T-stub

Połączenia doczołowe z rur są przedmiotem licznych badań doświadczalnych, analiz i modelowania za pomocą MES (np. [2÷4]), których wyniki zebrano w przewodnikach do projektowania Design Guide 3 komitetu CIDECT [5] oraz Design Guide 24 instytutu AISC [6]. Wspomniane badania i analizy służyły do opracowania wytycznych analitycznego wyznaczania nośności rozciąganych lub zginanych styków doczołowych, w których śruby rozmieszczono z dwu, lub z czterech przeciwległych stron. Badań i analiz dostosowujących metodykę określania nośności takich węzłów do klasycznej metody składnikowej jest o wiele mniej [7].

W niniejszej pracy przedstawiono analizę nośności i sztywności klasycznego króćca teowego (T) oraz króćca podwójnie teowego (II) o podobnej geometrii, lecz wydzielonego ze styku doczołowego rur. Przeprowadzono ją za pomocą metody elementów skończonych. Zachowanie króćca II uwzględnia sztywność giętą blachy czołowej wewnątrz przekroju rury. W obliczeniach uwzględniono zmienną grubość blachy czołowej oraz zmienną szerokość przekroju łączonych rur. Nośność i sztywność króćców oszacowaną na podstawie powyższych analiz porównano z nośnością obliczoną według PN-EN 1993-1-8 [1] i sztywnością uzyskaną na podstawie publikacji [8].

2. Analiza parametryczna

W pracy rozpatrywano króćce T oraz króćce II składające się z dwu średnic, będących fragmentami ścianek rury prostokątnej, oraz fragmentu blachy czołowej, (rys. 2.).

Przyjęto szerokość obu typów króćców równą $b = 90$ mm, co wynika z praktycznego zakresu rozstawów śrub w doczołowych połączeniach rur [5]. Dzięki temu uzyskano postać powstających załomów plastycznych w blasze czołowej w postaci linii prostej. W połączeniu dwu części króćców zastosowano śruby M20 klasy 5.8, niesprężane.

W pierwszym etapie analizy rozpatrywano wpływ grubości blachy czołowej na zachowanie obu typów króćców. Przyjęto jej zmienność w zakresie od $t_p = 8 \div 35$ mm, przy stałym rozstawie średnic ($2a = 100$ mm). W drugim etapie analizy rozpatrywano wpływ zmiany odległości pomiędzy średnicami króćca II przy stałej grubości blachy czołowej. Parametry geometryczne króćców typu II oraz T poddanych analizie zestawiono w tabeli 1. i 2.

Tabela 1. Analiza parametryczna króćców II

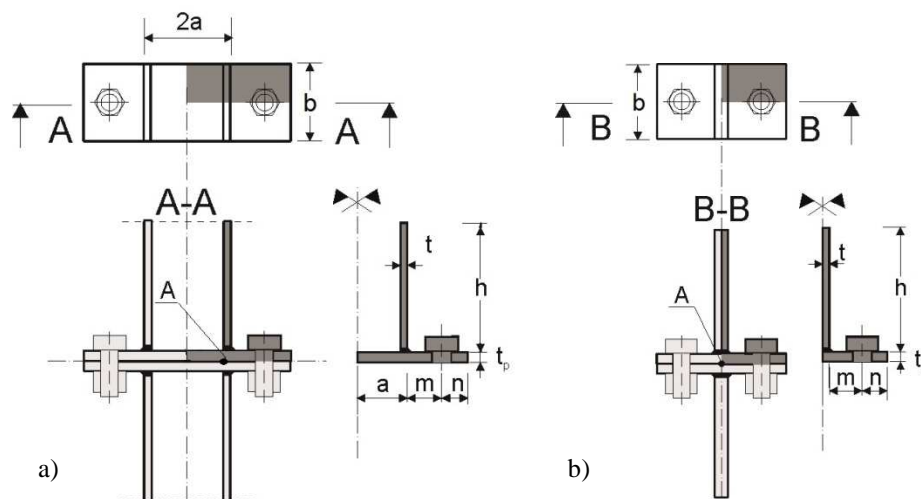
Table 1. Parametric analysis of the II-stubs

Symbol króćca		II.8	II.12	II.16	II.20	II.25	II.35
Geometria połączenia	m [mm]	40					
	n [mm]	30					
	b [mm]	90					
Śruby	d [mm]	20					
Wymiary średnika	h [mm]	150					
	t [mm]	8					
Rozstaw średnic	$2a$ [mm]	60	60	60	60	60	60
		100	100	100	100	100	100
		180	180	180	180	180	180
		250	250	250	250	250	250
Grubość blachy czołowej	t_p [mm]	8	12	16	20	25	35

Tabela 2. Analiza parametryczna króćców T

Table 2. Parametric analysis of the T-stubs

Symbol króćca		T.8	T.12	T.16	T.20	T.25	T.35
Geometria połączenia	m [mm]	40					
	n [mm]	30					
	b [mm]	90					
Śruby	d [mm]	20					
Wymiary średnika	h [mm]	150					
	t [mm]	16					
Grubość blachy czołowej	t_p [mm]	8	12	16	20	25	35



Rys. 2. Charakterystyki geometryczne: a) króciec podwójnie teowy; b) króciec teowy

Fig. 2. Geometrical parameters: a) Π -stub; b) T-stub

3. Modele numeryczne króćców

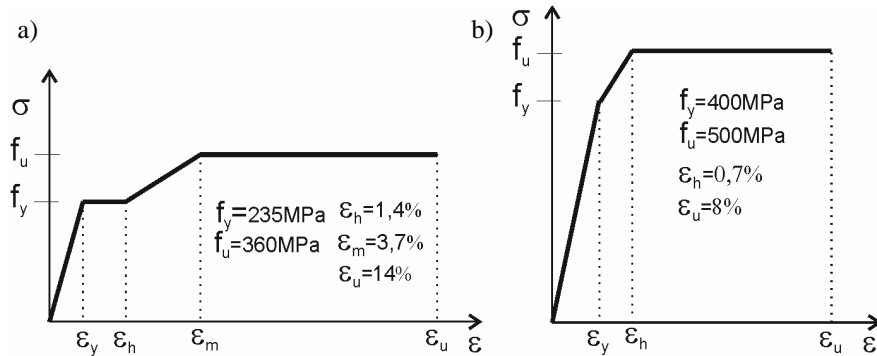
Do modelowania użyto pakietu obliczeniowego ADINA [9]. Wykonano modele trójwymiarowe (3D) rozpatrywanych połączeń. Użyto dwudziestowęzłowych elementów skończonych [10]. W obliczeniach uwzględniano 1/8 połączenia z uwagi na symetrię ich kształtu i obciążenia. W płaszczyznach symetrii nadano odpowiednie warunki brzegowe.

W celu ograniczenia liczby powierzchni kontaktu, łeb śruby oraz podkładkę zamodelowano jako jedną bryłę. Zabieg ten nie wpływa znacząco na deformację elementów składowych modelu, co przedstawiano już w literaturze [11]. Zjawiska kontaktowe uwzględniono (z pominięciem tarcia) pomiędzy łbem śruby a górną powierzchnią blachy czołowej, trzpieniem śruby a powierzchnią otworu na śrubę oraz pomiędzy powierzchnią dolną blachy czołowej a płaszczyzną odniesienia, będącej poziomą płaszczyzną symetrii króćca.

Przyjęto sprężysto-plastyczny model materiału, wieloliniowy, osobny dla stali gatunku S235 i dla śrub klasy 5.8. Nominalną zależność odkształcenie – naprężenie σ - ε przedstawiono na rys. 3. Obliczenia przeprowadzono z uwzględnieniem zasady dużych przemieszczeń i dużych odkształceń, więc zależność σ - ε została przekształcona do zależności σ_{true} - ε_{true} przy zastosowaniu opcji obliczeniowych dostępnych w programie ADINA [9].

Obciążenie króćców zamodelowano, jako przemieszczenie przyłożone do górnej powierzchni ścianki środkowej. Króćce zaprojektowano tak, aby o ich nośności nie decydowało zniszczenie rozciąganych środkików, ani zniszczenie spoin. W przypadku króćca teowego pomiędzy środkikiem a blachą czołową

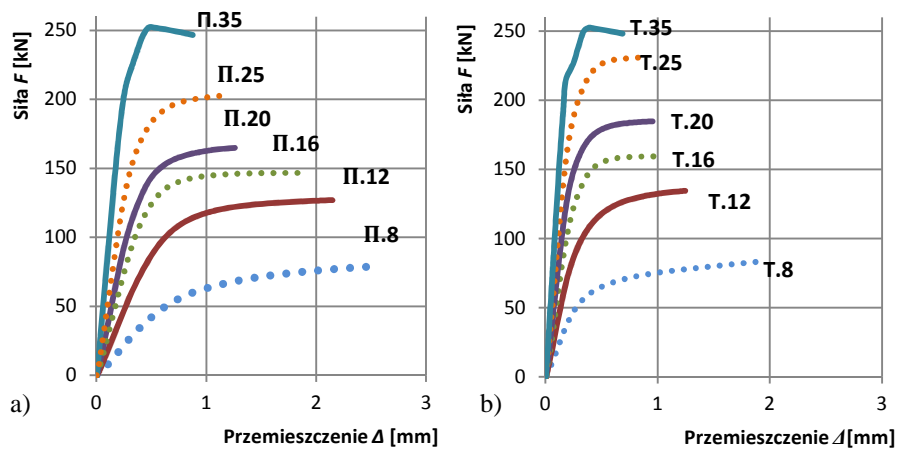
zastosowano spoinę czołową typu K, natomiast w modelu króćca podwójnie teowego spoinę czołową typu V.



Rys. 3. Nominalne modele materiałowe: a) stal S235; b) śruba klasy 5.8
 Fig. 3. Nominal models of materials: a) steel S235; b) bolt 5.8 grade

4. Wyniki

Wyniki w postaci statycznej ścieżki równowagi siła-przemieszczenie ($F - \Delta$) dla króćców teowych i króćców podwójnie teowych (przy rozstawie środków $2a = 100$ mm), pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Statyczne ścieżki równowagi $F-\Delta$: a) króćców podwójnie teowych; b) króćców teowych
 Fig. 4. $F-\Delta$ curves: a) II-stub; b) T-stub

Przemieszczenie Δ w pokazanych na rys. 4 wykresach, ulegało zwiększeniu pod wpływem obciążenia siłą F i było rejestrowane w punkcie A, (rys. 2.).

Z otrzymanych zależności $F-\Delta$ wyznaczano sztywność początkową króćców rurowych $S_{j,ini,\Pi}$ i króćców teowych $S_{j,ini,T}$, jako tangens kąta nachylenia linii stycznej do charakterystyki $F-\Delta$ w zakresie sprężystym, przechodzącej przez początek układu współrzędnych. Następnie wyznaczano nośność króćców podwójnie teowych $F_{Rk,\Pi}$ i króćców teowych $F_{Rk,T}$, jako plastyczną lub graniczną. W przypadku, gdy o nośności decydowało zerwanie śrub, była to nośność graniczna (największa wartość siły uzyskana z zależności siła – przemieszczenie), rys. 4. W przypadku, gdy występowało jedynie uplastycznienie blachy czołowej, bez zerwania śrub, była to nośność plastyczna, wyznaczana w sposób umowny. Jej wartość określa rzędna punktu przecięcia się dwu linii - wychodzącej z początku układu współrzędnych o nachyleniu $S_{j,ini}$ i drugiej, stycznej do wykresu $F-\Delta$, posiadającej nachylenie $1/10 S_{j,ini}$ [12].

Wyznaczoną tak sztywność i nośność rozpatrywanych modeli króćców zestawiono w tabeli 3-4, i porównano tam z nośnością $F_{Rk,T,EC3}$ oraz sztywnością początkową $S_{j,ini,T,EC3}$ wyznaczoną analitycznie według metody składnikowej (w ujęciu PN-EN 1993-1-8 [1]). Zestawione w tabeli wartości nośności i sztywności, zarówno z analiz MES, jak i wzorów analitycznych, odnoszą się już do całych króćców, nie do modelowanych ich fragmentów.

Tabela 3. Nośność analizowanych króćców

Table 3. Resistance of the stubs

Symbol	$F_{Rk,\Pi}$ [kN]	Symbol	$F_{Rk,T}$ [kN]	$F_{Rk,T,EC3}$ [kN]	$F_{Rk,\Pi}$ / $F_{Rk,T}$	$F_{Rk,\Pi}$ / $F_{Rk,T,EC3}$	$F_{Rk,T}$ / $F_{Rk,T,EC3}$	Model zniszczenia
Π.8	65,1	T.8	61,9	51,1	1,05	1,27	1,21	1
Π.12	128,3	T.12	134,5	115,1	0,95	1,11	1,17	2a
Π.16	144,6	T.16	159,8	160,7	0,90	0,90	0,99	2b
Π.20	164,9	T.20	185,2	184,4	0,89	0,89	1,00	3a
Π.25	198,8	T.25	232,1	221,3	0,86	0,90	1,05	3a
Π.35	241,2	T.35	243,9	245,0	0,96	0,95	0,99	3b

Tabela 4. Sztywność początkowa analizowanych króćców

Table 4. Initial stiffness of the stubs

Symbol	$S_{j,ini,\Pi}$ [kN/mm]	$S_{j,ini,\Pi,[8]}$ [kN/mm]	Symbol	$S_{j,ini,T}$ [kN/mm]	$S_{j,ini,T,EC3}$ [kN/mm]	(2)/(3)	(2)/(5)	(2)/(6)	(5)/(6)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Π.8	89,1	58,0	T.8	212,8	200,4	1,54	0,42	0,44	1,06
Π.12	189,6	177,7	T.12	387,8	545,2	1,07	0,49	0,35	0,71
Π.16	287,3	344,2	T.16	590,3	884,1	0,83	0,49	0,32	0,67
Π.20	374,0	492,8	T.20	740,1	1062,8	0,76	0,51	0,35	0,70
Π.25	481,9	592,5	T.25	924,9	1095,7	0,81	0,52	0,44	0,84
Π.35	699,6	587,8	T.35	1299,3	952,7	1,19	0,54	0,73	1,36

W tabeli 4. zamieszczono także sztywność króćca podwójnie teowego $S_{j,ini,\Pi,[8]}$ wyznaczoną za pomocą procedury zawartej w pracy [8]. Według niej

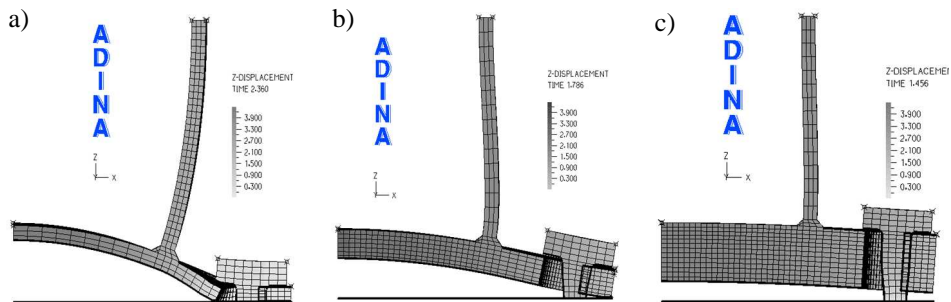
sztywność początkową króćców Π można wyznaczyć za pomocą wzorów zamieszczonych w [1], z tym, że współczynniki sztywności zginanej blachy czołowej k_5 oraz rozciąganych śrub k_{10} oblicza się biorąc pod uwagę fragment blachy czołowej wewnątrz przekroju rury, z zależności:

$$k_5 = \frac{2(3a + 3m\alpha + n\alpha)l_{eff,ini}t_p^3}{m^2(3m^2\alpha + 4nm\alpha + 12am + 12an)} \quad (1)$$

$$k_{10} = \frac{4n(3a + 3m\alpha + n\alpha)A_s}{(6am + 6an + 3m^2\alpha + 2n^2\alpha + 6nm\alpha)L_b} \quad (2)$$

gdzie: $l_{eff,ini} = 0,85l_{eff}$ – długość efektywna blachy czołowej, t_p – grubość blachy czołowej, A_s – pole powierzchni przekroju czynnego śruby, L_b – baza wydłużalności śruby, a, m, n – według rys. 2a, α – współczynnik uwzględniający zwiększoną sztywność fragmentu blachy czołowej wewnątrz przekroju rury.

W króćcu teowym zaobserwowano trzy mechanizmy zniszczenia opisane w [1]. Mechanizm pierwszy charakteryzuje się uplastycznieniem blachy czołowej w linii śrub i równocześnie wzdłuż brzegu spoiny łączącej blachę czołową ze średnikiem. Drugi mechanizm polega na wystąpieniu uplastycznienia zginanej blachy wzdłuż brzegu spoiny, z jednoczesnym zerwaniem śrub. Mechanizm trzeci jest związany wyłącznie z zerwaniem śrub.



Rys. 5. Deformacja króćca Π ($2a = 180$ mm): a) $\Pi.8$; b) $\Pi.16$; c) $\Pi.35$

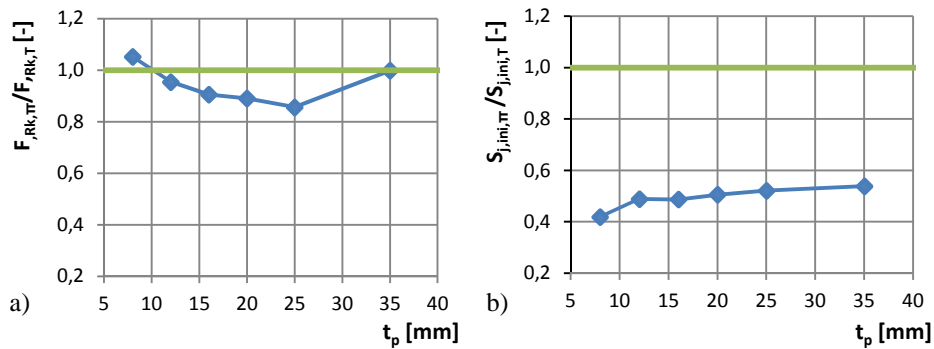
Fig. 5. Deformation of Π -stub ($2a = 180$ mm): a) $\Pi.8$; b) $\Pi.16$; c) $\Pi.35$

W przypadku króćca podwójnie teowego zaobserwowano, niżej wymienione, pięć modeli zniszczenia:

- a) Model 1 – uplastycznienie blachy w osi śrub oraz wzdłuż brzegu spoiny,
- b) Model 2a – uplastycznienie blachy w osi śrub i wzdłuż brzegu spoiny oraz zniszczenie śrub czemu towarzyszy efekt dźwigni,

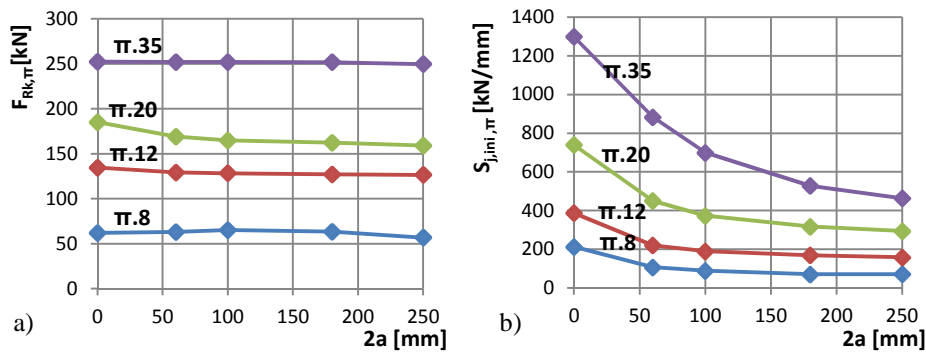
- c) Model 2b – uplastycznienie blachy w osi śrub oraz zniszczenie śrub wraz z efektem dźwigni,
 d) Model 3a – zniszczenie śrub wraz z pojawieniem się efektu dźwigni,
 e) Model 3b – zniszczenie śrub.

We wszystkich powyższych modelach zaobserwowano zginanie śrub oraz zginanie średnika króćca podwójnie teowego tj. ścianki rury. Pojawienie się obu zjawisk następowało przede wszystkim w króćcach o blachach niewielkiej grubości, $t_p = 8$ mm. W każdym z analizowanych przypadków zaobserwowano zginanie fragmentu blachy wewnątrz przekroju rury, lecz nie nastąpiło jej pełne uplastycznienie. Przykładowe deformacje króćców II przedstawiono na rys. 5.



Rys. 6. a) Nośność króćców II w odniesieniu do nośności króćców T; b) Sztywność początkowa króćców II w odniesieniu do sztywności początkowej króćców T

Fig. 6. a) II-stub resistance with reference to T-stub resistance; b) II-stub initial stiffness with reference to T-stub initial stiffness



Rys. 7. Właściwości strukturalne króćców II przy zmiennym rozstawie średników $2a$: a) nośność; b) sztywność początkowa

Fig. 7. Structural properties of II-stub under changing pitch of endplate $2a$: a) resistance; b) initial stiffness

Na podstawie uzyskanych z modelowania MES rezultatów można stwierdzić, że nośność króćców podwójnie teowych jest mniejsza do 14% od nośności króćców teowych w przypadku interakcji zginania blachy czołowej i zerwania śrub. Gdy pojawiają się pozostałe modele zniszczenia, nośności króćców T i II są zbliżone (rys. 6a). Zastosowanie do określania nośności króćców II metody składnikowej (jak dla króćców T) daje całkiem dobre oszacowania (tabela 3.).

W przypadku porównania sztywności króćców podwójnie teowych do sztywności króćców teowych wyniki są zdecydowanie rozbieżne. Sztywność króćców II uzyskana z obliczeń MES stanowi 42÷54% sztywności początkowej króćców T (rys. 6b). Ponadto na sztywność króćców podwójnie teowych znacząco wpływa rozstaw ścianek środników. Przedstawione w tabeli 4 sztywności uzyskano dla rozstawu środników $2a = 100$ mm. Wyniki drugiego etapu analizy, w którym uwzględniono zmieniający się rozstaw pomiędzy środnikami, w zakresie $2a = 60\div 250$ mm pokazano na rys. 7b. Widać tam wyraźnie zmniejszającą się sztywność początkową króćca II w miarę wzrostu rozstawu ścianek $2a$, (rys. 7b).

Wzory analityczne zawarte w [8] służące do określania sztywności początkowej króćców II dają znacząco lepsze oszacowania niż procedura określania sztywności króćca T zawarta w [1].

Zmiana rozstawu środników króćca II nieznacznie wpływa na zmianę ich nośności. Przy cienkich blachach o grubości t_p równej 8 mm nośność zmniejsza się o 11% wraz ze zwiększeniem szerokości blachy. W pozostałych króćcach różnice wynoszą kilka procent (rys. 7a).

5. Podsumowanie

Wyniki przeprowadzonej analizy parametrycznej dowodzą, że istnieje możliwość stosowania metody składnikowej, przeznaczonej dla połączeń doczołowych z kształtowników otwartych, przy obliczaniu nośności połączeń z kształtowników zamkniętych, w których śruby rozmieszczone są z dwu przeciwległych stron ścianek rury.

Podatność blachy czołowej wewnątrz przekroju rury nie wpływa znacząco na nośność tego typu połączeń, ma natomiast poważny wpływ na ich sztywność początkową. Istotne znaczenie przy szacowaniu sztywności początkowej ma również szerokość łączonych kształtowników zamkniętych. Im większa jest szerokość rury, tym sztywność początkowa staje się mniejsza.

Praca przedstawia wyniki badań naukowych dofinansowanych z dotacji MNiSW na utrzymanie potencjału badawczego.

Literatura

- [1] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, Warszawa 2006.

- [2] Kato B., Mukai A., Bolted tension flanges joining square hollow section members, CIDECT 8B-82/3 E, Tokyo, 1982.
- [3] Willibald, S., Packer, J.A. and Puthli, R.S., Experimental study of bolted HSS flange plate connections in axial tension, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 328-336, 2002.
- [4] Packer J. A., Bruno L., Birkemoe P. C., Limit analysis of bolted RHS flange plate joints, Journal of Structural Engineering, 115 (9), 1989.
- [5] Packer J.A., Wardenier J., Kurobane Y., Dutta D., Yeomans N., Design Guide 3 for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading, CIDECT, 2009.
- [6] Packer J.A., Sherman D., Lecce M., Design Guide 24 Hollow structural sections connections, American Institute of Steel Construction AISC, Chicago, 2010.
- [7] Steige Y., Weynand K., Design resistance of end plate splices with hollow sections, Steel Construction 8, , No. 3, pp. 187-193, 2015.
- [8] Karlsen F. T., Aalberg A., Bolted RHS end-plate joints in axial tension. Nordic Steel Construction Conference, Norway, 2012.
- [9] ADINA System 9.2.1 Adina R&D Inc., 2016.
- [10] Abidelah A., Numerical analysis of the behavior of steel connection approach and experimental calibration, PhD thesis, Blaise Pascal University, [in French], 2009.
- [11] Bursi OS., Jaspart JP., Basic issues in the finite element simulation of extended end-plate connections. Computers and Structures, 69, pp. 361-382, 1998.
- [12] ECCS Technical Committee 1: Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Steel Elements under Cyclic Loads, 1986, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels.

NUMERICAL ASSESSMENT OF STUBS' RESISTANCE AND STIFFNESS IN END-PLATE CONNECTIONS FOR RECTANGULAR HOLLOW SECTION

Summary

The paper describes results of the finite element modeling of two types of stubs in bolted end-plate connections. The first one is the T-stub which is the part of open section joints and second one is the Π -stub which is the part of rectangular hollow section joints. The investigation is made to compare the behavior and find differences between those stubs and then to use Π -stub in application of the component method in end-plate joints for rectangular hollow sections. The impact of flange plate thickness and pitch of hollow section wall on resistance and initial stiffness is investigated. The results are compared to the predictions of the component method of EN 1993-1-8 and to the another analytical method. It is shown that the component method can be used to determine the structural properties of rectangular hollow section connections after appropriate adjustment.

Keywords: end-plate joint, component method, T-stub, Π -stub, finite element modeling

Przesłano do redakcji: 30.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Dariusz LEŃ¹
Lucjan ŚLĘCZKA²

BADANIA NOŚNOŚCI, SZTYWNOŚCI I EFEKTU DŹWIGNI W ŚRUBOWYCH POŁĄCZENIACH KOŁNIERZOWYCH

W pracy przedstawiono metodykę i uzyskane rezultaty badań osiowo rozciąganych połączeń kołnierzowych rur okrągłych. Zbadano ogółem osiemnaście elementów próbnych. Wszystkie były poddane oddziaływaniom statycznym. Podczas badania wyznaczano zarówno nośność, jak i sztywność połączeń oraz mierzono siły w śrubach w całym zakresie obciążenia węzła. Czynnikiem zmiennymi była liczba śrub w styku, grubość blachy czołowej oraz klasy właściwości mechanicznych śrub. Głównym celem przeprowadzonej analizy eksperymentalnej było zebranie materiału do weryfikacji procedur określania właściwości strukturalnych połączeń kołnierzowych metodą składnikową.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, połączenia śrubowe, kształtowniki zamknięte okrągłe, badania doświadczalne, nośność, sztywność, efekt dźwigni

1. Wstęp

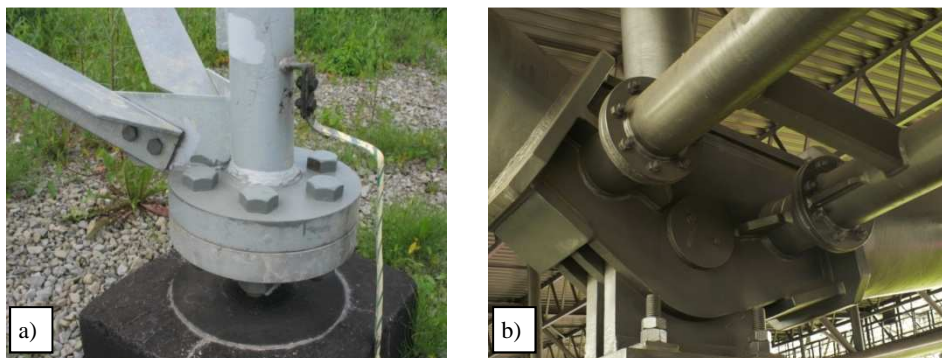
Śrubowe połączenia doczołowe i kołnierzowe są często stosowanymi węzłami montażowymi konstrukcji prętowych wykonanych z kształtowników okrągłych, takich jak kształtowniki rurowe czy pręty lite pełne. Spotyka się je wszędzie tam, gdzie używane są takie kształtowniki, a więc w wieżach kratowych, masztach, kratownicach dachowych i wielu innych konstrukcjach wsporczych. Zapewniają stosunkowo estetyczny wygląd konstrukcji oraz umożliwiają szybki jej montaż [1-2], [4-5]. Przykłady takich połączeń pokazano na rys. 1.

Połączenia tego typu są wykonywane w dwu odmianach – jako doczołowe, przy zastosowaniu blachy pełnej (talerzowej) oraz jako kołnierzowe, przy użyciu blachy pierścieniowej, z centralnie wyciętym otworem do mocowania kształtownika. Rozwiązania z blachą kołnierzową stały się w ostatnim czasie bardziej popularne, ponieważ otwór w kołnierzu ułatwia wykonanie spoin mocujących

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Dariusz Leń, Instytut Politechniczny, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa im. Stanisława Pigionia w Krośnie, dariusz.len@pwsz.krosno.pl

² Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, slęczka@prz.edu.pl

kształtownik z blachą kołnierza, a ponadto takie rozwiązanie wpływa korzystnie na łatwość cynkowania ogniowego całego elementu.



Rys. 1. Styki montażowe kształtowników okrągłych; a) w wieży kratowej; b) w konstrukcji kratowej trybun stadionu

Fig. 1. Assembly joints for circular hollow sections; a) in the lattice tower; b) in the truss structure of the stadium stand

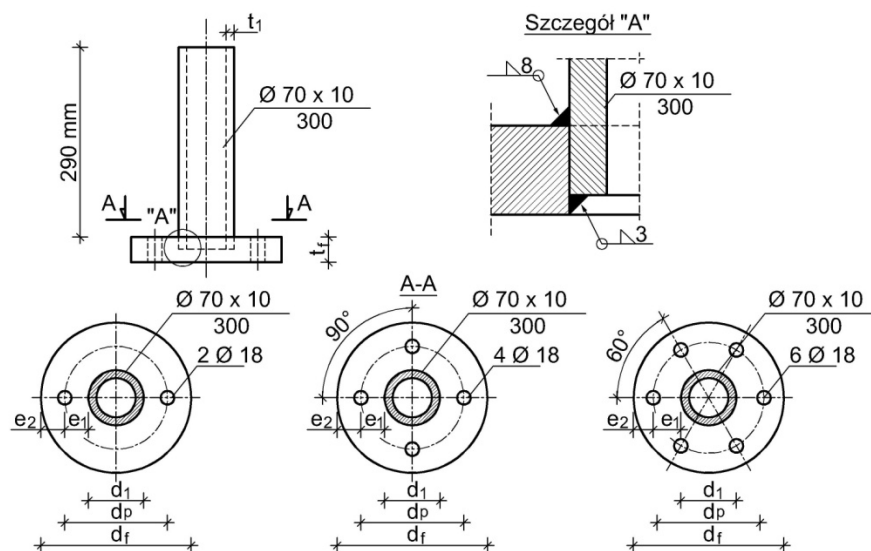
Współcześnie stosowane metody obliczeniowe określania nośności połączeń kołnierzowych są zróżnicowane – niektóre z nich uwzględniają nośność plastyczną, inne oparte są na nośności sprężystej [7], zarówno jeśli chodzi o zginanie blachy kołnierza, jak i wyznaczanie siły w pojedynczej śrubie (z uwzględnieniem efektu dźwigni). Większość z nich wyraźnie jednak odbiega od podejścia tzw. składnikowego, przyjętego przy opisie nośności węzłów kształtowników dwuteowych. Metoda składnikowa stała się podstawą oceny właściwości strukturalnych połączeń we współczesnych normach projektowania [8]. Jej zaletą jest możliwość określenia całego zakresu właściwości strukturalnych połączeń (nośności, sztywności i ciągliwości) oraz uwzględnianie zakresu sprężysto-plastycznego zachowania węzłów.

Próbę opisu jednego ze składników występującego w połączeniach kołnierzowych podjęto w [6]. Dalsze prace w tym kierunku wymagają jednak weryfikacji i walidacji budowanych modeli, stąd decyzja o przeprowadzeniu własnych badań doświadczalnych pewnej klasy połączeń kołnierzowych.

2. Plan, cel i zakres badań

Głównym celem przeprowadzonych badań było uzyskanie danych związanych z jakościową i ilościową oceną nośności, sztywności i występujących form zniszczenia połączeń kołnierzowych poddanych oddziaływaniom statycznym oraz eksperymentalne zbadanie zjawiska efektu dźwigni zachodzącego na skutek giętych deformacji blachy kołnierza.

Plan badań obejmował osiemnaście elementów próbnych, składających się z dwu identycznych części, skręconych śrubami. Każda pojedyncza część wykonana była z odcinka rury okrągłej $\phi 70 \times 10$ połączonej spoinami pachwinowymi z blachą kołnierza. Schemat jednej części elementu próbnego oraz detale jej wykonania pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Jedna część składowa elementu badawczego (połączenie kołnierzowe) – opis w tekście
Fig. 2. One part of the specimen (flange connection) - description in the text

Szesnaście elementów próbnych było połączeniami kołnierzowymi (tzn. blacha miała otwór do wprowadzenia w nią rury, por. rys. 2.). Oznaczono je symbolem BK. Dwa elementy próbne były zaś doczołowe, z blachą pełną (oznaczono je symbolem BT, por. tabela 1.). Badano elementy próbne z dwiema, czterema oraz sześcioma śrubami, różnicując dodatkowo grubość blachy kołnierza t_f i klasę właściwości mechanicznych śrub (tabela 1. i rys. 2.). Zakres zmienności czynników dobrano tak, aby możliwe było wystąpienie różnych form zniszczenia połączenia tj. zerwania śrub, uplastycznienia kołnierza przy jego zginaniu oraz interakcji rozciągania śrub i zginania blachy kołnierza. Elementy badawcze wykonano ze stali konstrukcyjnej gatunku S235.

Podczas wytwarzania dolne i górne powierzchnie blach kołnierzowych zostały poddane obróbce mechanicznej w celu usunięcia deformacji blach kołnierza (wygięć) wywołanych spawaniem. Obróbka taka spowodowała uzyskanie płaskości blach, dokładnego ich przylegania w styku i prostokątności powierzchni blachy względem osi rury. Z uwagi na tę obróbkę rzeczywiste grubości kołnierza przedstawione w tabeli 1 mają niestandardowe wartości.

Podczas badań do łączenia ze sobą dwu części elementu próbnego wykorzystano śruby M16, zgodne z normą [9], kl. 5.8 i kl. 8.8, gwintowane na całej długości trzpienia. Długość śrub wynosiła 85 mm lub 120 mm, w zależności od sumarycznej grubości skleszczenia.

Połączenia badano jako niesprężone, z uwagi na możliwość obserwacji efektu dźwigni w całym zakresie wyężenia śruby. W celu uzyskania wzajemnego równomiernego docisku kołnierzy w fazie wstępnej, dokręcanie śrub kontrolowano kluczem dynamometrycznym, stosując niewielki moment dokręcenia, o wartości 40 Nm. Wywoływało to powstanie siły wstępnego napięcia w śrubach na poziomie 10 kN.

Tabela 1. Geometria badanych połączeń

Table 1. Geometry of the investigated joints

Lp.	Oznaczenie	Wymiary blachy kołnierzowej			Śruby M16		Grubość kołnierza t_f [mm]
		e_1 [mm]	e_2 [mm]	d_f [mm]	Liczba	Klasa właściwości mech.	
1	BK 10.2.1	30	30	190	2	5.8	7,6
2	BK 10.2.2	30	30	190	2	8.8	7,6
3	BK 10.4.1	30	30	190	4	5.8	7,6
4	BK 10.4.2	30	30	190	4	8.8	7,6
5	BK 15.4.1	30	30	190	4	5.8	15
6	BK 15.4.2	30	30	190	4	8.8	15
7	BK 20.4.1	30	30	190	4	5.8	20
8	BK 20.4.2	30	30	190	4	5.8	20
9	BK 10.6.1	35	25	190	6	5.8	7,1
10	BK 10.6.2	35	25	190	6	8.8	7,6
11	BK 15.6.1	35	25	190	6	5.8	13,2/13,4
12	BK 15.6.2	35	25	190	6	8.8	13,2
13	BK 25.6.1	35	25	190	6	5.8	20,8/20,7
14	BK 25.6.2	35	25	190	6	8.8	22,8/23,1
15	BK 15.6.3	45	25	210	6	5.8	13,0/13,6
16	BK 15.6.4	45	25	210	6	8.8	13,7/13,4
17	BT 10.6.1	35	25	190	6	5.8	8,6/8,5
18	BT 25.6.1	35	25	190	6	5.8	23,2/23,0

3. Metodyka badań

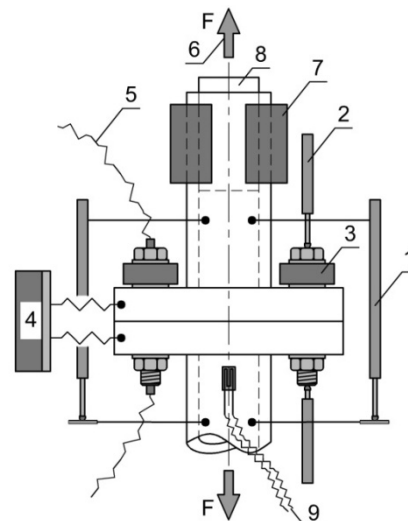
Badania przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej INSTRON 1200 kN – J1D w Laboratorium Badania Konstrukcji Wydziału Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury Politechniki Rzeszowskiej.

Osprzęt pomiarowy rejestrujący zachowanie połączenia stanowiły, rys. 3.:

- dwa indukcyjne czujniki przemieszczeń mierzące wzajemne przemieszczenie części górnej i dolnej elementu badawczego (1), mocowane na bazie pomiarowej ok. 150 mm,
- dwa indukcyjne czujniki przemieszczeń mierzące wydłużenie śruby (2),

- czujniki CL20 do pomiaru siły w śrubach (3), umieszczone pod łbami śrub, w liczbie od dwu do czterech w jednym elemencie badawczym,
- ekstensometr optyczny (4), mierzący rozwarście pomiędzy dolnym a górnym kołnierzem,
- siłomierz wbudowany w maszynę wytrzymałościową (6),
- tensometry oporowe naklejone w pobliżu kołnierzy (9), stosowane tylko w wybranych elementach badawczych,
- ultradźwiękowe urządzenie do pomiaru siły w śrubie (5), wykorzystywane tylko w niektórych elementach.

Mocowanie elementów badawczych w maszynie wytrzymałościowej realizowano przy użyciu szczęk zaciskowych (7), dostosowanych do mocowania prętów okrągłych o maksymalnej średnicy do 70 mm. Ze względu na możliwość poprzecznego miażdżenia mocowanych rur zastosowano trzpienie stalowe (8) umieszczone wewnątrz kształtownika rurowego na długości nieco przekraczającej wysokość szczęk. Schemat mocowania elementu próbnego i osprzętu pomiarowego przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Schemat mocowania elementu badawczego i osprzętu pomiarowy (opis w tekście)

Fig. 3. Fixing scheme for the specimens and measuring instruments (description in the text)

Obciążenie przykładano przy kontroli przemieszczenia. Prędkość przyrostu przemieszczenia szczęk maszyny wytrzymałościowej wynosiła 0,2 mm/min.

Badania doświadczalne elementów próbnych poprzedzono badaniami parametrów mechanicznych stali i śrub. W przypadku blach użytych na kołnierze badania cech materiałowych przeprowadzono badając dwie grupy próbek – wyciętych zgodnie i poprzecznie do kierunku walcowania blachy.

4. Wyniki badań

Badania wstępne pozwoliły wyznaczyć cechy mechaniczne stali oraz śrub. Uzyskane na podstawie statycznej próby rozciągania cechy stali przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Charakterystyki materiałowe blach kołnierzy

Table 2. Material parameters of flange plates

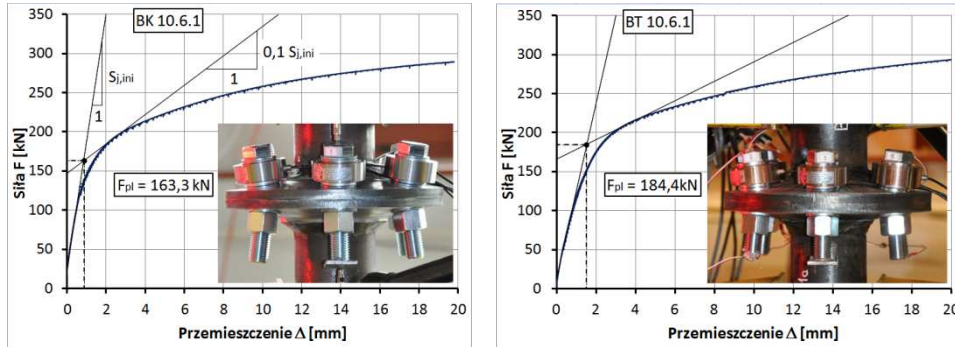
Symbol	BL 10.1	BL 10.2	BL 15.1	BL 15.2	BL 20.1	BL 20.2	BL 25.1	BL 25.2	BL 25.3	BL 25.4
R_e [N/mm ²]	280	250	300	300	305	285	390	390	280	260
R_m [N/mm ²]	411	385	431	429	431	422	527	546	412	409
Pierwsza liczba w symbolu blachy podaje jej grubość nominalną, a kolejna kierunek wycięcia próbki (1(3)- zgodnie z kierunkiem walcowania, 2(4)- poprzecznie do kierunku walcowania)										

Średnia nośność śrub M-16 klasy 5.8 na rozciąganie wynosiła 101,2 kN, zaś w przypadku śrub kl. 8.8 była równa 143,2 kN.

Podstawowym opisem zachowania połączeń, rejestrowanym podczas badań, była statyczna ścieżka równowagi we współrzędnych siła F obciążająca złącze i przemieszczenie Δ rejestrowane za pomocą czujników (1). Zarejestrowane zależności $F-\Delta$ dla wybranych elementów próbnych przedstawiono na rys. 4-6. Podane tam wartości Δ są średnią pomierzoną przez oba czujniki.

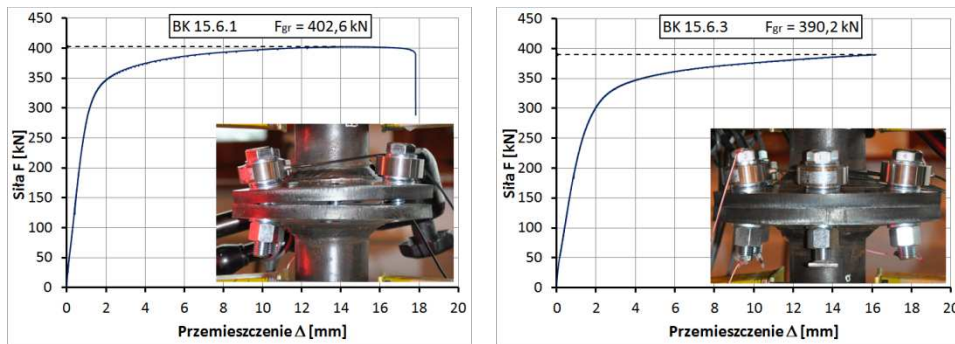
W trakcie badań zaobserwowano cztery typy zniszczenia połączeń. Trzy z nich odpowiadały modelom opisanym w [8] dla przypadku króćca teowego i były to odpowiednio: uplastycznienie blachy kołnierza (model 1), uplastycznienie blachy kołnierza z zerwaniem śrub (model 2) i zerwanie śrub (model 3). Czwarta forma zniszczenia polegała na uplastycznieniu ścianki rury z niewielką deformacją samego styku lub bez wyraźnej jego deformacji (model 4).

Nośność połączeń wyznaczano jako plastyczną N_{pl} (w przypadku występowania modelu 1 zniszczenia) oraz graniczną N_{gr} (modeli 2 i 3). Nośności granicznej odpowiadała największa wartość obciążenia elementu próbnego. Nośność plastyczną wyznaczano w sposób umowny [3], szukając rzędnej punktu przecięcia dwu linii prostych – stycznej do początkowej części wykresu $F-\Delta$ otrzymanego z badań (opisującej sztywność początkową połączenia $S_{j,ini}$) oraz drugiej, stycznej do nieliniowej części wykresu $F-\Delta$, o nachyleniu 0,1 $S_{j,ini}$, rys. 4.



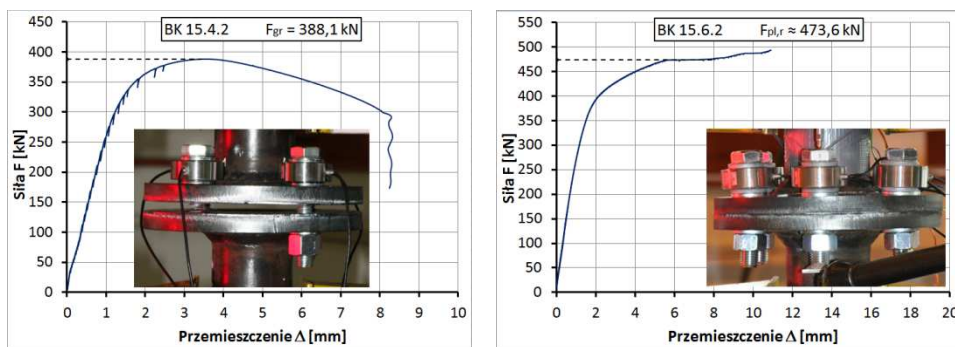
Rys. 4. Statyczna ścieżka równowagi i nośność plastyczna elementu BK 10.6.1 i BT 10.6.1

Fig. 4. Force-displacement curve and plastic resistance of the element BK 10.6.1 and BT 10.6.1



Rys. 5. Statyczna ścieżka równowagi i nośność graniczna elementu BK 15.6.1 i BK 15.6.3

Fig. 5. Force-displacement curve and ultimate load of element BK 15.6.1 i BK 15.6.3



Rys. 6. Statyczna ścieżka równowagi i nośność graniczna elementu BK 15.4.2 i BK 15.6.2

Fig. 6. Force-displacement curve and ultimate load of element BK 15.4.2 i BK 15.6.2

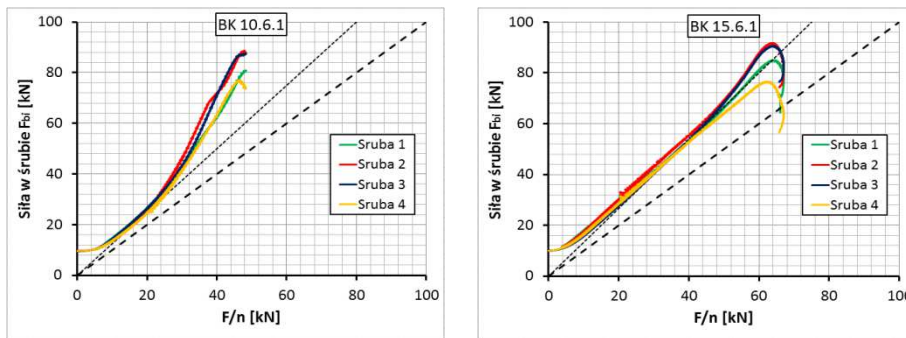
Bezpośrednio mierzone wartości sił w śrubach posłużyły do określenia wpływu efektu dźwigni. Wartość współczynnika efektu dźwigni β wyznaczono z zależności:

$$\beta = \frac{F_{bi}}{F/n} \quad (1)$$

gdzie: F_{bi} jest wartością siły zmierzonej bezpośrednio w śrubie, F jest siłą obciążającą połączenie, n zaś liczbą śrub w danym styku.

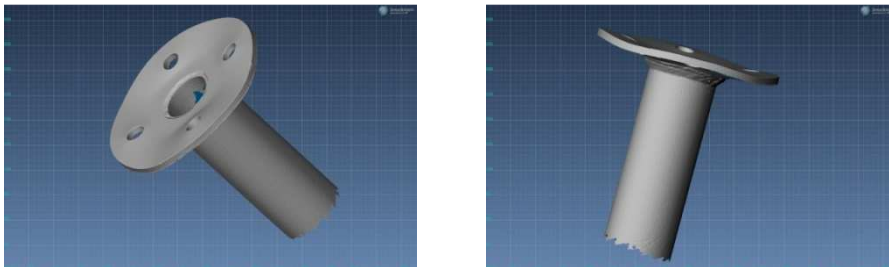
Wyznaczony podczas badań współczynnik efektu dźwigni β zmieniał swoją wartość przy zmianie poziomu obciążenia połączenia. Zmianę siły w śrubie F_{bi} w zależności od proporcji F/n (por. oznaczenia wyżej) pokazano na rys. 7. Intensywność narastania współczynnika efektu dźwigni pokazuje odchylenie wykresu od linii prostej zaznaczonej jako przerywana.

Wyznaczony tak zakres zmienności współczynnika efektu dźwigni, nośność graniczną lub plastyczną połączeń, sztywność początkową oraz zaobserwowane podczas badań formy zniszczenia zebrano w tabeli 3. Brak wyników dla elemen-



Rys. 7. Zmiana siły w śrubach F_{bi} w zależności od obciążenia zewnętrznego dla połączeń z blachami o nominalnej grubości 10 mm i 15 mm

Fig. 7. Change of bolts force F_{bi} depend on external loading for joints with nominal end plate thicknesses equal to 10 mm and 15 mm



Rys. 8. Obraz zniszczonej próbki BK 10.4.1 zdigitalizowany za pomocą skanera 3D

Fig. 8. Image of destroyed specimen BK 10.4.1 digitized by 3D scanner

tu badawczego BK 15.4.1 jest efektem przypadkowego zniszczenia tego elementu badawczego podczas badań.

Zniszczenie badanych połączeń stowarzyszone było z powstaniem znacznych deformacji giętych blach kołnierзовych. Powstające wygięcia kołnierzy wskazują w których miejscach można rozpatrywać przebieg linii załomów plastycznych, wykorzystywanych podczas analitycznej oceny nośności plastycznej blachy kołnierza przy zginaniu. Kształt i zasięg powstałych deformacji dokumentowano za pomocą skanowania geometrii wygiętych kołnierzy za pomocą urządzenia smart SCAN. Trójwymiarowy obraz jednego ze zniszczonych elementów próbných, utrwalony za pomocą digitalizacji skanerem laserowym, pokazano na rys. 8.

Tabela 3. Wyniki badań doświadczalnych

Table 3. Results of experimental testing

Lp.	Symbol	Nośność [kN]	Sztywność [kN/mm]	Charakter zniszczenia	Współczynnik efektu dźwigni β
1.	BK 10.2.1	88,3	67,7	model 1	1,53÷1,64
2.	BK 10.2.2	88,9	70,4	model 1	1,44÷1,79
3.	BK 10.4.1	179,4	154,4	model 1	1,35÷1,64
4.	BK 10.4.2	192,2	150,4	model 1	1,20÷1,73
5.	BK 15.4.1	-	-	-	-
6.	BK 15.4.2	388,1	305,7	model 3	1,0
7.	BK 20.4.1	393,7	356,0	model 3	1,0
8.	BK 20.4.2	395,6	386,6	model 3	1,0
9.	BK 10.6.1	163,3	163,5	model 1	1,30÷1,78
10.	BK 10.6.2	188,9	135,3	model 1	1,55÷1,84
11.	BK 15.6.1	402,6	296,0	model 2	1,33÷1,41
12.	BK 15.6.2	473,6	281,0	model 4	1,18÷1,66
13.	BK 25.6.1	483,2	444,3	model 4	1,0
14.	BK 25.6.2	486,0	480,5	model 4	1,0
15.	BK 15.6.3	390,2	201,8	model 2	1,45÷1,51
16.	BK 15.6.4	485,2	189,3	model 4	1,39÷1,73
17.	BT 10.6.1	184,4	112,2	model 1	1,89÷2,02
18.	BT 25.6.1	490,0	582,0	model 4	1,0

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pokazały, że charakterystyki strukturalne połączeń doczołowych (z blachą pełną) są inne niż geometrycznie podobnych połączeń z blachą kołnierзовą (por. rys. 4.). Współczynniki efektu dźwigni obliczone na podstawie bezpośrednich pomiarów siły w śrubie mają w przypadku połączeń kołnierзовych wartości w zakresie 1,2÷1,8. Są to wartości zauważalnie mniejsze, niż przyjmowane w konserwatywnym podejściu obliczeniowym [6].

Zaobserwowane formy zniszczenia mają jakościowo podobny charakter do utraty nośności króćca teowego – jednej z podstawowych części w metodzie składnikowej. Wyniki uzyskane z przeprowadzonych badań wskazują na zależ-

ność między modelem zniszczenia, osiągniętą nośnością oraz wartością współczynnika efektu dźwigni a parametrami geometrycznymi połączenia.

Praca przedstawia wyniki badań naukowych dofinansowanych z dotacji MNiSW na utrzymanie potencjału badawczego oraz z dotacji zadań służących rozwojowi młodych naukowców oraz uczestników studiów doktoranckich.

Literatura

- [1] Agerskov H., Bjembak-Hansen J.: Bolted connections in round bar steel structures, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, pp. 840-856, April 1985.
- [2] Bródka J., Broniewicz M.: *Konstrukcje stalowe z rur*, Arkady, 2001.
- [3] ECCS Technical Committee 1: Recommended testing procedure for assessing the behaviour of steel elements under cyclic loads. European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, 1986.
- [4] Kato B., Hirose R.: Bolted tension flanges joining circular hollow section members, *Journal of Constructional Steel Research* 5 (1985) 79-101.
- [5] Kim Y. J., Madugula M.K.S.: Behavior of bolted circular flange connections subject to tensile loading, *International Journal of Steel Structures*, vol. 10, No 1, pp. 65-71, 2010.
- [6] Leń D., Ślęczka L.: Efekt dźwigni w śrubowych połączeniach kołnierзовych kształtowników zamkniętych okrągłych. [w:] *Konstrukcje betonowe i metalowe*, (red.) Elżbieta Piotrowska, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, Bydgoszcz, 2015, s. 223-230.
- [7] Leń D., Ślęczka L.: Modele obliczeniowe śrubowych połączeń kołnierзовych okrągłych prętów rozciąganych osiowo, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2, 2015, s. 91-93.
- [8] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-8: Projektowanie węzłów, PKN, Warszawa 2006.
- [9] PN-EN ISO 4017 Śruby z gwintem na całej długości z łbem sześciokątnym – Klasy dokładności A i B.

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF RESISTANCE, STIFFNESS AND PRYING EFFECT IN BOLTED FLANGE JOINTS

Summary

The paper presents methodology and results of experimental testing of axially tensioned flange joints. A total of eighteen specimens were investigated. All items were subjected to static load. During the tests, both the resistance and the initial stiffness of the joints were determined and the force in the bolts was measured throughout the whole load range. Variable parameters were the number of bolts in joint, the thickness of the end plate and the grade of the bolts. The main purpose of the study was to collect data for verification of procedures for determining the structural properties of flange joints using the component method.

Keywords: steel structures, bolted connections, hollow circular sections, experimental research, resistance, stiffness, prying effect

Przesłano do redakcji: 22.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Zbigniew KOWAL¹
Monika SIEDLECKA²

NOŚNOŚĆ BLISKOGAŁĘZIOWYCH PRĘTÓW ŚCISKANYCH W STRUKTURACH PRZESTRZENNYCH

Analizie poddano bliskogałęziowe pręty ściskane o długościach modułowych rzędu $a = 3$ m, stosowane w ściskanych pasach piramidowo-bocznych systemów montażowych regularnych struktur przestrzennych np. systemu „Zachód”. W takich prętach bliskogałęziowych, traktowanych jako pręty zwarte, stosowano cztery połączenia śrubowe w odstępach znacznie przekraczających wytyczne aktualnej normy europejskiej wynoszące $15 i_{min}$. Brak doniesień o awariach z tego tytułu stał się przyczyną badań modelowych. W badaniach modelowych zauważono, że między śrubowymi połączeniami w prętach dwugałęziowych występuje zjawisko samoczynnego wewnętrznego sprężenia gałęzi zwiększające ich nośność krytyczną w obszarze sprężystej utraty stateczności. Sposób wykorzystania tego zjawiska do zwiększenia nośności prętów bliskogałęziowych pokazano na przykładowych schematach. Sprężanie od wewnątrz prętów bliźniaczych może być stosowane w celu zwiększenia nośności istniejących konstrukcji oraz w przypadku projektowania nowych konstrukcji zawierających pręty bliźniacze. W związku z tym, że opisywane zjawisko można wykorzystać w wielu różnych przypadkach, stanowi ono przedmiot dalszych badań piramidowo-bocznego systemu montażowego.

Słowa kluczowe: pręt złożony, pręty bliźniacze, przekrycie strukturalne, sprężenie od wewnątrz, sprężenie samoczynne, piramidowo-boczny system montażu

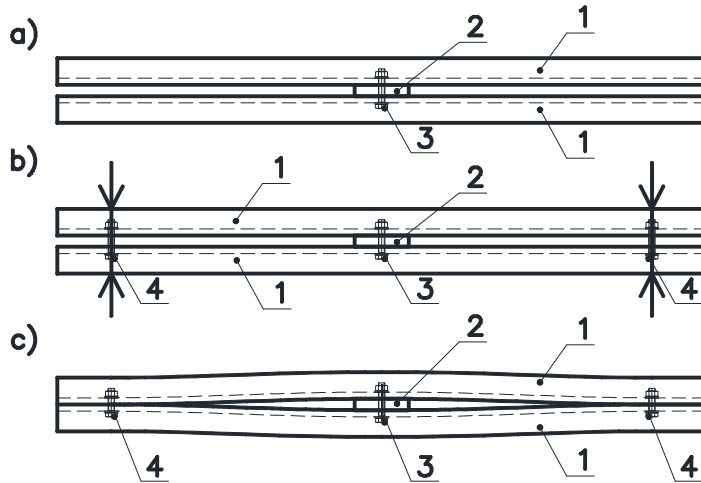
1. Wprowadzenie

W pracy pokazano możliwości wykorzystania zjawiska wewnętrznego sprężenia prętów bliskogałęziowych do zwiększenia nośności, zwłaszcza ściskanych prętów bliskogałęziowych stosowanych np. w strukturach przestrzennych.

Poszukując rozwiązania konstrukcyjnego [1] celem podwyższenia nośności ściskanych prętów pasa górnego struktur przestrzennych autorzy niniejszego referatu opracowali zgłoszenie patentowe pt. *Konstrukcja pręta wielogałęziowego*. Przedmiotem wynalazku jest wewnątrznie sprężony pręt wielogałęziowy.

¹ Zbigniew Kowal, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia PP 7, tel. 413424596, z.kowal@tu.kielce.pl

² Autor do korespondencji / corresponding author: Monika Siedlecka, Politechnika Świętokrzyska, al. Tysiąclecia PP 7, tel. 413424802, monikach@tu.kielce.pl



Rys. 1. Proces sprężania ściskanych prętów bliskogałęziowych; a) faza A, b) faza B, c) wewnętrznie sprężony pręt bliskogałęziowy;
1 – gałąź pręta bliskogałęziowego, 2 – element dystansowy, 3 – łącznik elementu dystansowego, 4 – śruba sprężająca

Fig. 1. Process of prestressing in closely spaced built-up members; a) phase A, b) phase B, c) closely spaced built-up member prestressed from inside
1 – chord of closely spaced built-up member, 2 – spacer, 3 – connector of the spacer, 4 – pre-tension bolt

Proces sprężania od wewnątrz podzielono na dwie części A i B.

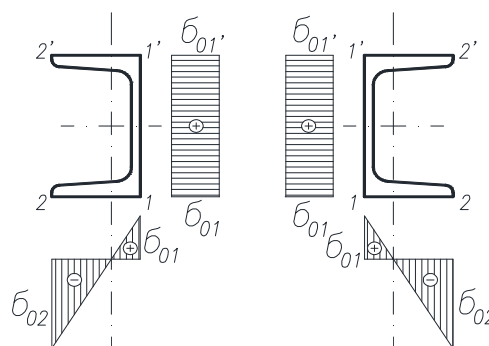
W fazie A (rys. 1a) w środku długości pręta wprowadzono element dystansowy w postaci blachy 2 przymocowanej śrubą 3.

W fazie B (rys. 1b) w dwu przekrojach połączono ze sobą gałęzie pręta za pomocą śrub sprężających 4.

W efekcie otrzymano pręt bliskogałęziowy o prostoliniowej osi i nieliniowym przebiegu gałęzi wg rys. 1c.

Sprężenie wprowadzane jest w bliskogałęziowych prętach ściskanych zagrożonych międzywęzłową utratą stateczności w przekroju, w którym w wyniku sprężystego wybożenia pręta, zgodnego z pierwszą postacią wybożenia, potencjalnie wystąpiłyby największe przemieszczenia między węzłami (rys. 6a lub 6b).

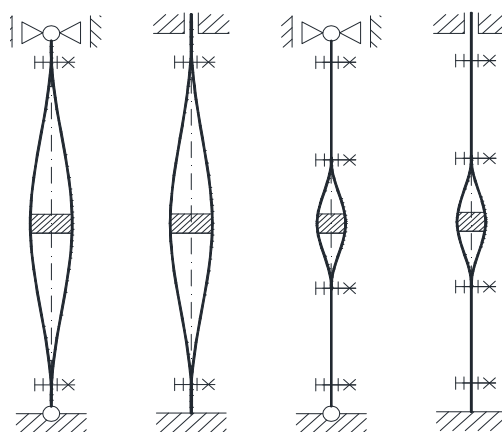
Wprowadzone do gałęzi naprężenie wstępne $\sigma_0 < f_y$ nie powinny przekraczać minimalnej granicy plastyczności f_y . Na rys. 2. przedstawiono przykładowy rozkład naprężeń wstępnych σ_0 w przekroju z elementem dystansowym.



Rys. 2. Naprężenia wstępne σ w przekroju sprężonego pręta bliskogałęziowegoz elementem dystansowym

Fig. 2. Initial stresses σ in the cross-section of prestressed closely spaced built-up member with a spacer

Na rys. 3. pokazano przykładowe schematy sprężonych od wewnątrz prętów bliskogałęziowych.



Rys. 3. Przykładowe schematy sprężonych prętów bliskogałęziowych

Fig. 3. Exemplary diagrams of prestressed closely spaced built-up members

2. Stan wiedzy na temat wymiarowania ściskanych elementów bliskogałęziowych

Według normy europejskiej [2] ściskane pręty bliskogałęziowe należy wymiarować analogicznie do elementów złożonych o pasach równoległych według p. 6.4. Elementy złożone ściskane zaleca się projektować z uwzględnieniem wstępnej imperfekcji – jako mimośrodowo ściskane w ujęciu teorii II rzędu. Wstępne wygięcie e_0 występujące w postaci jawnej, dla pręta przegubowo pod-

partego, przyjęto w normie [2] równe $L/500$, gdzie L stanowi długość teoretyczną elementu.

Zgodnie z normą [2], projektowanie prętów złożonych, połączonych przyłgowo lub rozsuniętych na grubość blachy węzłowej można przeprowadzić jak dla pręta jednolitego, gdy rozstaw osiowy między złączami nie przekracza $15 i_{min}$ (i_{min} - minimalny promień bezwładności jednej gałęzi).

Wymiarowanie ściskanych prętów bliskogałęziowych według polskiej normy [3] jest tożsame z wymiarowaniem ściskanych elementów wielogałęziowych. Elementy złożone traktuje się jako ściskane osiowo, a imperfekcje, uwzględnione w sposób niejawni, ukryte są w smukłości zastępczej λ_m oraz współczynnika wyboczeniowym φ .

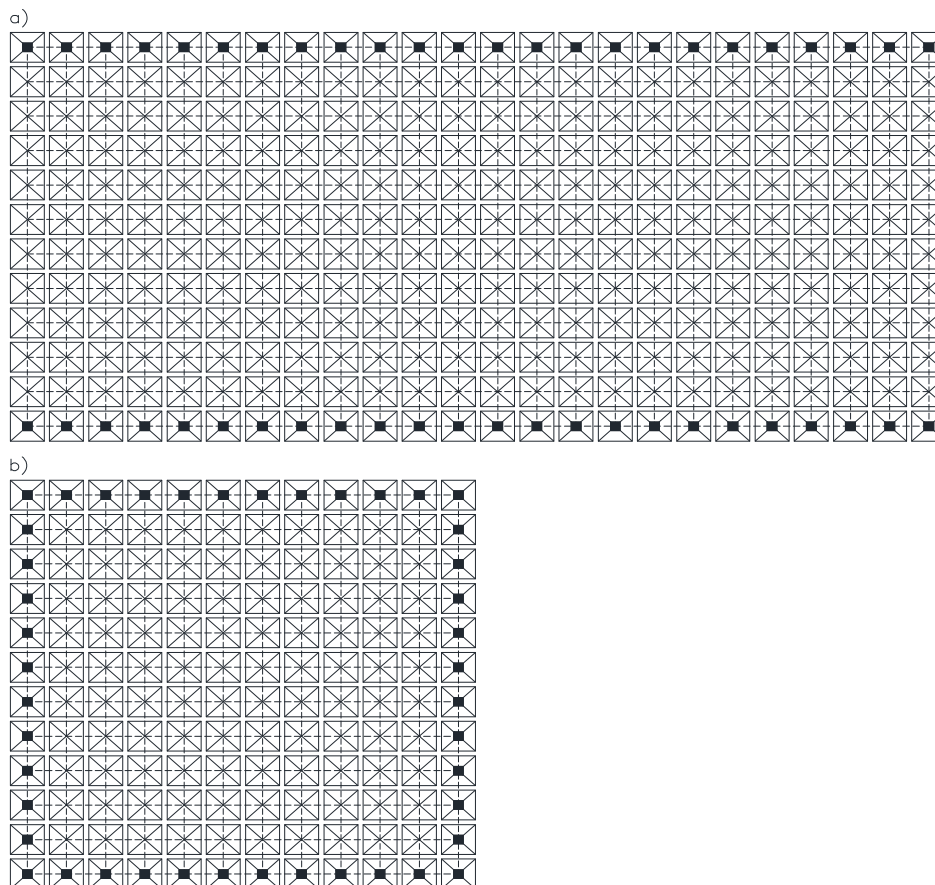
Zgodnie z polską normą [3] oraz literaturą [4, 5] dwugałęziowe pręty, których gałęzie rozsunięto na grubość blachy węzłowej lub nieco więcej zaleca się liczyć jako pręty zwarte pod warunkiem, że szczelina między gałęziami jest wypełniona przekładką lub zastosowano w zamian nity przekładkowe w odstępach nie większych niż $15 i_{min}$. Ponadto elementy złączone bezpośrednio ze sobą przez nitowanie, zgrzewanie lub spawanie wg [3] powinno traktować się jak jeden pręt.

3. Zastosowanie elementów bliskogałęziowych w przekryciach strukturalnych

Analizę szeroko stosowanych prętów bliskogałęziowych w regularnych przekryciach strukturalnych przeprowadzono na przykładzie systemu „Zachód” [6], zaprojektowanego w piramidowo-bocznym systemie montażowym (rys. 4.) o module $a = 3$ m. Pręty łączone są ze sobą przyłgowo wzdłuż boków podstaw wg rys. 4-5. Pasy warstwy górnej przekrycia stanowią więc symetryczne pręty bliskogałęziowe.

W rozpowszechnionym w świecie piramidowo-bocznym systemie montażowym struktur przestrzennych, stosowanych zwłaszcza w przekryciach hal o średnich i dużych rozpiętościach według schematu pokazanego na rys. 4-5, stosowano 4 łączniki w prętach bliskogałęziowych pasów ściskanych. Pręty te projektowano jako pręty zwarte. Z tej przyczyny nie odnotowano dotąd awarii czy katastrof przekryć, co wskazywałoby na poprawność przyjętych wówczas rozwiązań.

Stosowane odległości między łącznikami wynosiły od ~ 29 do $\sim 50 i_{min}$ dla par kątowników i do $\sim 75 i_{min}$ dla par ceowników C80E.

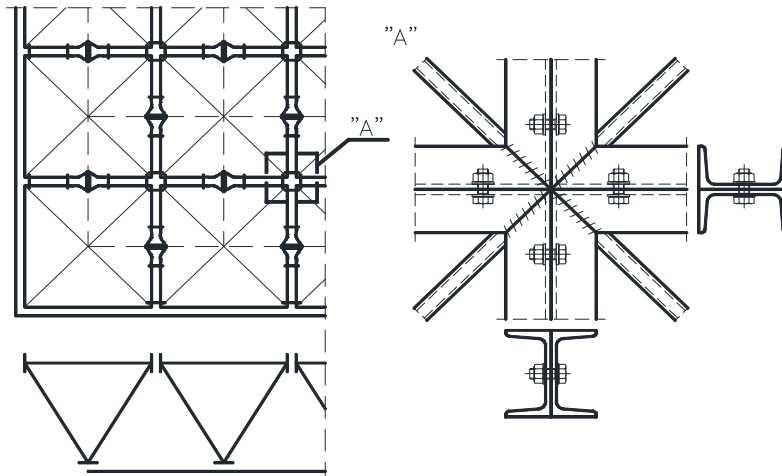


Rys. 4. Schemat rozmieszczenia piramid przekrycia strukturalnego podpartego a) wzdłuż dłuższych boków hali, b) na obwodzie

Fig. 4. Diagram of the pyramid location in structural cover supported a) along the longer sides of the hall, b) along all the sides of the hall

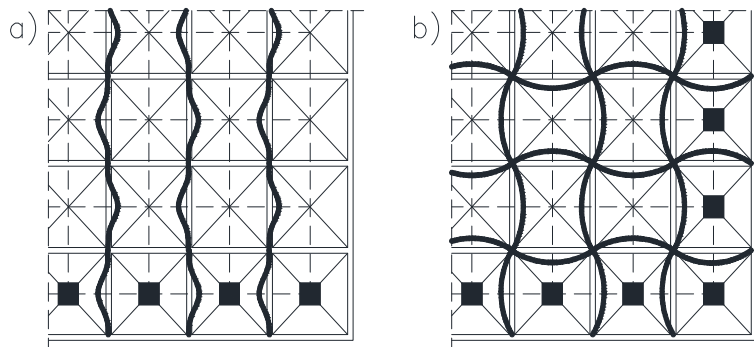
W niniejszym artykule analizie nośności poddano ściskane pręty bliźniacze o przekrojach bisymetrycznych.

W strukturach można wyróżnić dwa skrajne przypadki wyboczenia prętów w strefie górnej w piramidowo-bocznym systemie montażowym: 1) w długich halach, kiedy przekrycie podparte jest wzdłuż dłuższych boków (rys. 4a i 6a); 2) w przekryciach o rzucie kwadratowym lub prostokątnym o proporcjach boków zbliżonych do jedności, z podparciem na obwodzie (rys. 4b i 6b).



Rys. 5. Przykładowe połączenie prętów ściskanych w węzłach górnego pasa struktur w piramidowo-bocznym wariantcie montażowym

Fig. 5. Exemplary of connection of compressed bars in the nodes of the upper chord of the structures in the pyramidal-lateral assembly system



Rys. 6. Utrata stateczności pasa górnego struktury podpartej a) wzdłuż dłuższych boków hali, b) na obwodzie

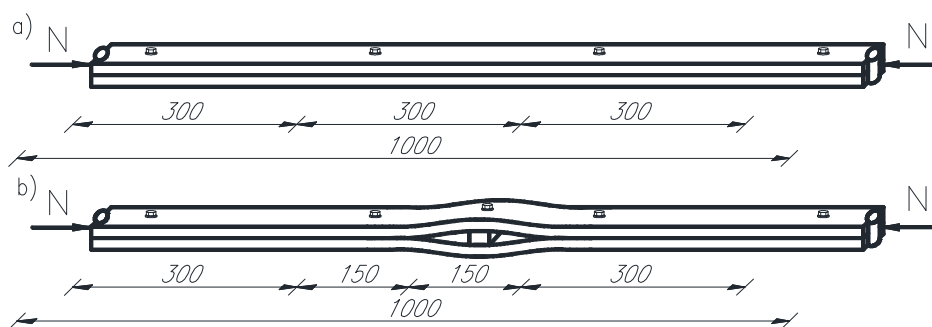
Fig. 6. Stability loss in the upper chord of structural cover supported a) along the longer sides of the hall b) along all the sides of the hall

4. Badania modelowe

W celu wyjaśnienia przyczyn niezawodnej pracy prętów bliźniaczych w zrealizowanych strukturach o piramidowo-bocznym systemie montażowym przeprowadzono szereg eksperymentów. Do badań wybrano przypadek wyboczenia pokazany na rys. 6b – pręt pasa przegubowo podparty w węzłach, o najmniejszej nośności krytycznej.

Dla porównania rozwiązań badaniom modelowym poddano również pręty bliskogałęziowe wg rys. 7a.

W dwu próbach osiowej sile ściskającej poddano modele prętów bliskogałęziowych (rys. 7a) podpartych obustronnie przegubowo. Modele prętów zbudowano z dwóch płaskowników aluminiowych ułożonych przylgowo o przekroju 2x20 [mm], długości 1,0 m połączonych śrubami M4 co 30 cm. Elementy uległy wyboczeniu globalnemu, po obciążeniu siłą odpowiednio 71,99N i 70,52N.



Rys. 7. a) Klasyczny pręt bliskogałęziowy, b) pręt bliskogałęziowy sprężony od wewnątrz i przytrzymany śrubą

Fig. 7. a) Conventional closely spaced built-up member, b) closely spaced built-up member pre-stressed from the inside and held by bolt

Również w dwu próbach osiowej sile ściskającej poddano modele sprężonych od wewnątrz prętów bliskogałęziowych (rys. 7b) podpartych obustronnie przegubowo. Modele zbudowano z ułożonych przylgowo dwóch płaskowników aluminiowych o przekroju 2x20 [mm], długości 1,0 m połączonych śrubami M4 co 30 cm, sprężonych od wewnątrz w środku rozpiętości przekładką dystansową o grubości 4 mm. Pręty zablokowano śrubą przed dalszym powiększaniem przemieszczeń poprzecznych. Pręty uległy wyboczeniu globalnemu, po obciążeniu siłą odpowiednio 99,40N i 98,42N.

Moduł Younga, dla płaskowników ze stopu aluminium, stanowiący wartość średnią, wyniósł $E = 68\,465$ MPa.

Zwiększenie nośności krytycznej wstępnie sprężonego pręta bliskogałęziowego w stosunku do pręta o przekroju zwartym wyniosło ok. 27,9%.

Trzeba jednak zaznaczyć, że do badań wykorzystano pręty bliskogałęziowe o dużej smukłości.

Z badań wynikało, że sprężenie od wewnątrz prętów bliskogałęziowych daje największe efekty w obszarze sprężystej pracy prętów wstępnie sprężonych.

5. Rozkład naprężeń w sprężonych prętach bliźniaczych

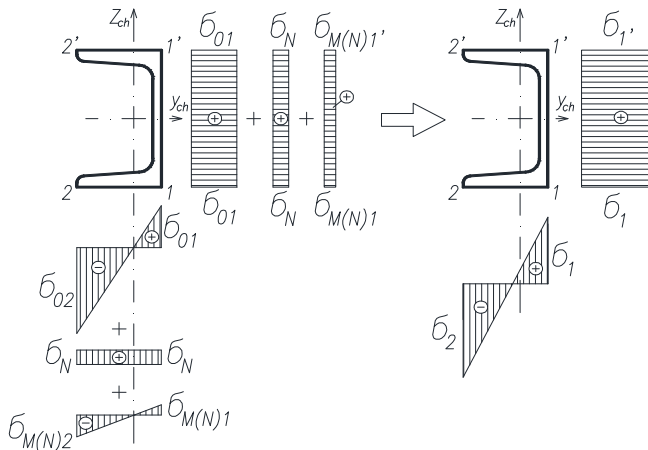
W ściskanym bliskogałęziowym pręcie sprężonym, podpartym obustronnie przegubowo lub utwierdzonym, pokazanym na rys. 1. i 3., najbardziej wyężony jest przekrój w połowie rozpiętości elementu.

Ze względu na symetrię układu w rozważaniach wzięto pod uwagę jedną z gałęzi elementu. Pręt bliskogałęziowy poddany jest działaniu następujących obciążeń: 1) sprężenie w wyniku wstępnego wygięcia gałęzi, 2) ściskająca siła osiowa N , 3) moment zginający $M(N)$ jako efekt działania siły ściskającej N na mimośrodkie.

Według powyższej technologii wykonania występuje superpozycja (1) naprężeń pokazana na rys. 8.

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_N + \sigma_{M(N)} \quad (1)$$

gdzie: σ_0 – naprężenie wstępne; σ_N – naprężenie od osiowej siły N ściskającej element; $\sigma_{M(N)}$ – naprężenie od zginania siłą N na mimośrodkie.



Rys. 8. Rozkład naprężeń w najbardziej wyężonym przekroju jednej gałęzi ściskanego pręta bliskogałęziowego sprężonego od wewnątrz

Fig. 8. Stress distribution in the most stressed cross-section of one chord in compressed closely spaced built-up member prestressed from the inside

Oszacowane naprężenie σ_N w jednej gałęzi od osiowej siły N ściskającej element bliskogałęziowy można zapisać znaną zależnością (2):

$$\sigma_N = \frac{0,5 \cdot N}{A_{ch}} = \frac{N}{2 \cdot A_{ch}} \quad (2)$$

gdzie: N – siła osiowa ściskająca pręt złożony; A_{ch} – pole przekroju jednej gałęzi pręta złożonego.

Naprężenie $\sigma_{M(N)}$ od zginania gałęzi pręta bliskogałęziowego siłą N na miśrodzie oszacowano zależnością (3):

$$\sigma_{M(N)} = \frac{M(N)}{W} = \frac{N \cdot y_N}{W_{z,ch}} = \frac{N \cdot y_N \cdot y}{J_{z,ch}} \quad (3)$$

gdzie: N – siła osiowa ściskająca pręt złożony; y_N – współrzędna y punktu przyłożenia siły ściskającej N względem osi głównych przekroju pojedynczej gałęzi; $W_{z,ch}$ – wskaźnik wytrzymałości względem osi z jednej gałęzi pręta złożonego; $J_{z,ch}$ – moment bezwładności przekroju względem osi z jednej gałęzi pręta złożonego; y – odległość od osi przekroju pojedynczej gałęzi do punktu, w którym wyznaczane są naprężenia.

6. Uwagi, wnioski i zalecenia

Brak awarii bliźniaczych prętów ściskanych w piramidowo-bocznych systemach montażowych struktur przestrzennych można wyjaśnić swobodą przemieszczeń na zewnątrz od osi wg rys. 7b. Swoboda przemieszczeń wpływa na zmniejszenie energii wybożenia, zwłaszcza w środku rozpiętości prętów bliźniaczych, w których oczekuje się największych przemieszczeń.

Z uwagi na nieefektywne rozwiązania, do których może prowadzić aktualna norma [2] w zakresie wymiarowania prętów bliskogałęziowych z łącznikami rozmieszczonymi rzadziej niż co 15 i_{min} , zjawisko sprężenia od wewnątrz może być szeroko wykorzystane w rozwiązaniach konstrukcyjnych.

Zjawisko wewnętrznego sprężenia wpływające na zwiększenie nośności ściskanych elementów konstrukcji złożonych można celowo wykorzystać w budowie i optymalizacji oraz wzmacnianiu wielu konstrukcji, zwłaszcza struktur przestrzennych.

Przedmiotem dalszych badań jest oszacowanie nośności krytycznej ściskanego pręta bliskogałęziowego sprężonego od wewnątrz.

Literatura

- [1] Kowal Z.: Stateczność słupa dwuodcinkowego o przekroju dwuteowym. II Sesja Wydziału Budownictwa Łądowego PWr., Wrocław PWN 1963, Referaty t. I., s. 143-155.
- [2] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [3] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [4] Jankowiak W.: Konstrukcje metalowe. PWN, Warszawa – Poznań 1983.
- [5] Szlęzak F.: Budownictwo żelbetowe i metalowe. Cz. II Budownictwo metalowe. PWN, Warszawa 1987.
- [6] Kowal Z., Polak M., Szpila E., Wydra S.: System przekryć przestrzennych „Zachód”. Inżynieria i Budownictwo, 1976, nr 11, s. 421-424.

LOAD BEARING CAPACITY OF COMPRESSED CLOSELY SPACED BUILT-UP BARS IN SPACE STRUCTURES

Summary

The paper presents analysis of closely spaced built-up bars under compression. The bars, the module length of $a = 3$ m, are used in compressed chords of pyramidal-lateral assembly systems of regular space structures. In such built-up bars, treated as one bar, four bolted connections were employed. The distance between the connections significantly exceeded the one recommended by the current Eurocode 3 which is $15 i_{min}$. Failures related to the solution above were not reported, which became a stimulus for conducting research on models. It was observed in the investigations that in two-chord bars between bolted connections, spontaneous internal prestressing between the chords occurred. That enhances the member ultimate bearing capacity in the zone of elastic stability loss. The effect can be achieved due to spontaneous prestressing from inside of twin bars. The application of the phenomenon to the enhancement of the bearing capacity of closely spaced built-up bars was demonstrated with the use of exemplary diagrams. Prestressing from inside can be applied to the existing structures in order to increase the ultimate bearing capacity, or to the design of new structures that contain twin bars. As the phenomenon described in the study can be used in many different cases, the issue needs to be included in further research on pyramidal-lateral assembly system.

Keywords: built-up bar, twin bars, space structure cover, prestressing from inside, spontaneous prestressing, pyramidal-lateral assembly system

Przesłano do redakcji: 24.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Szymon IMIEŁOWSKI¹
Bartosz ŚNIEGOCKI²

METODY OCHRONY MOSTÓW RUROCIĄGOWYCH PRZED SKUTKAMI UDERZENIA HYDRAULICZNEGO

W artykule omówiono wybrane metody zabezpieczenia mostów rurociągowych przed skutkami uderzenia hydraulicznego. Wskazano na przyczyny i możliwe zniszczenia spowodowane uderzeniem hydraulicznym. Zamieszczono przegląd aktualnie stosowanych metod ochrony przed uderzeniem hydraulicznym, wykonano porównanie efektywności wybranych systemów ochrony przed uderzeniem hydraulicznym. Zwrócono uwagę na fakt, że częstotliwości drgań własnych mostów rurociągowych mogą odpowiadać częstotliwościom zmian ciśnienia fali uderzenia hydraulicznego i być powodem rezonansu.

Słowa kluczowe: mosty rurociągowy, uderzenie hydrauliczne, ochrona przed uderzeniem hydraulicznym, częstotliwości drgań własnych mostów rurociągowych

1. Wprowadzenie

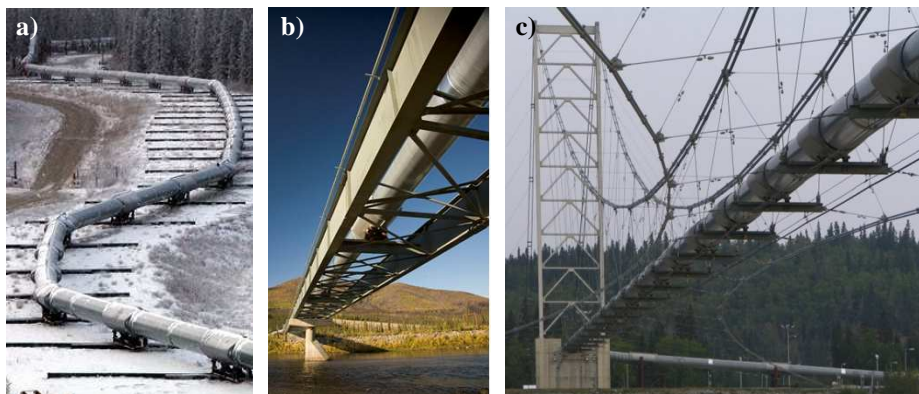
Niskie koszty eksploatacji powodują, że transport rurociągowy jest jedną z metod, najczęściej wykorzystywanych do przesyłu na duże odległości cieczy: wody, ścieków, ropy naftowej i jej produktów czy też zawiesin np. produktów odpadowych kopalni węgla, miedzi. Istotnym elementem drogi transportu są przeprawy mostowe, którymi mogą być rurociągi zamocowane bezpośrednio do istniejącego mostu, konstrukcje samonośne, rurociągi zamocowane do konstrukcji wsporczej lub konstrukcje wiszące. Przykłady przedstawiono na rys. 1.

W porównaniu do mostów drogowych i kolejowych mosty rurociągowy są konstrukcjami, których własności dynamiczne są stosunkowo słabo zbadane. Awaria rurociągowych systemów transportowych może spowodować poważne skutki: odcięcie zaopatrzenia w wodę dużych skupisk ludności czy też ośrodków przemysłowych, a w przypadku transportu materiałów ropopochodnych zanieczyszczenia środowiska naturalnego, należy więc przewidzieć możliwe sytuacje i mechanizmy prowadzące do ich zniszczenia. W pracy zwrócono uwagę na

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Szymon Imielowski, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, szymon.imielowski@is.pw.edu.pl

² Bartosz Śniegocki, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa, bartosz.sniegocki@is.pw.edu.pl

możliwość awarii wywołanej uderzeniem hydraulicznym. Artykuł stanowi podsumowanie i uzupełnienie zagadnień zawartych w pracy [2].



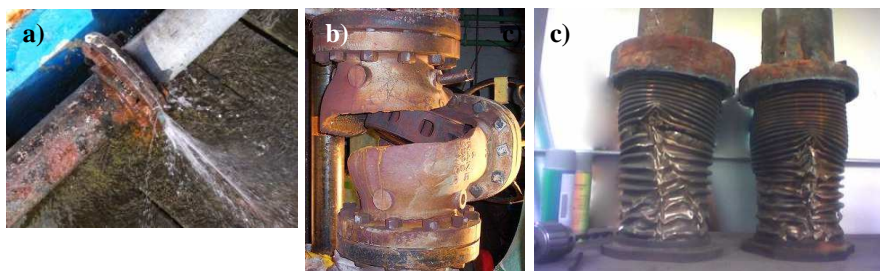
Rys. 1. Przykłady konstrukcji estakady (a) i mostów rurociągowych (b), (c) na trasie rurociągu Trans-Alaska Pipeline [1]

Fig. 1. Examples of above ground (a) and pipeline bridges (b), (c) on Trans-Alaska Pipeline [1]

2. Zjawisko uderzenia hydraulicznego

Uderzenie hydrauliczne polega na gwałtownej zmianie ciśnienia, w przewodzie transportujących ciecz, wskutek nagłego otwarcia/zamknięcia zaworu, uruchomienia lub zatrzymania pomp, awarii zaworów bezpieczeństwa [3, 4].

W wyniku uderzenia hydraulicznego energia kinetyczna cieczy ulega zamianie na energię ściśliwości cieczy i sprężystości ścianek przewodu. Powstaje fala ciśnienia charakteryzująca się dużymi zmianami ciśnienia [3], które stanowi dodatkowe obciążenie rurociągu. W poziomym przewodzie DN 200 mm i długości 500 m transportującym wodę z prędkością 3 m/s w temperaturze otoczenia, w wyniku szybkiego zamknięcia zaworów ciśnienie może wzrosnąć od 6 bar przy przepływie stacjonarnym do 40 bar w warunkach uderzenia hydraulicz-



Rys. 2. Skutki uderzenia hydraulicznego: a) uszkodzenie uszczelki [6], b) zniszczenie obudowy zaworu [7] c) wgniecenia powierzchni połączeń dylatacyjnych [8]

Fig. 2. Effects of a water hammer: a) failure of a seal [6], b) destruction of the valve casing [7], c) collapsing of expansion joints [8]

nego [5]. Tak duże obciążenie może być powodem uszkodzeń przewodu, połączeń pomiędzy jego elementami, pomp, zaworów, zainstalowanej aparatury pomiarowej, a także niekorzystnych wibracji przewodu i hałasu. Przykłady zniszczeń rurowodu wywołanych uderzeniem hydraulicznym przedstawiono na rys. 2. W wyniku uderzenia hydraulicznego ciśnienie cieczy w przewodzie może spaść do wartości mniejszej niż wartość ciśnienia atmosferycznego i doprowadzić do kawitacji lub wgnieceń powierzchni przewodu (rys. 2c).

3. O możliwości wystąpienia rezonansu mostu rurowodowego w warunkach uderzenia hydraulicznego

W sytuacji gdy częstotliwości drgań fali uderzenia hydraulicznego zawiera się w zakresie drgań własnych mostu rurowodowego, może dojść do znacznego zwiększenia amplitudy drgań mostu.

W pracy [9] wyznaczono częstotliwości drgań i formy własne mostu rurowodowego Nakagawa Water-pipe Bridge w Japonii. Do transportu wody przewidziano 2 przewody o średnicy 900 mm, oparte na pięcio-przęsłowej konstrukcji kratowej, której trzy wewnętrzne przęsła są zawieszane na cięgnach. Całkowita długość mostu wynosi 492 m, długość głównego przęsła 145 m. Na podstawie pomiarów oraz wyników obliczeń modelu MES, wyznaczono pierwsze 15 częstotliwości, które są zawarte w zakresie 0,54÷1,91 Hz. Przedstawione przez autorów dane umożliwiają wyznaczenie przybliżonych wartości częstotliwości drgań fali uderzenia hydraulicznego. Most rurowodowy transportuje wodę, dla której prędkość rozprzestrzeniania się fali wynosi $c = 1452$ m/s. Czas powrotu fali odbitej wynosi więc $T_R = 2L/c = 2 \cdot 492/1452 = 0,69$ s, okres drgań $T = 2T_R = 2 \cdot 0,69 = 1,38$ s, a częstotliwość $f = 1/T = 1/1,38 = 0,72$ 1/s. W hydraulice definiuje się czas powrotu fali odbitej $T_R = 0,5 T$, gdzie T jest okresem zmian ciśnienia wywołanego uderzeniem hydraulicznym. Częstotliwość drgań fali uderzenia hydraulicznego mieści się więc w zakresie spektrum częstotliwości drgań własnych mostu, może wystąpić rezonans.

Szczególnie wrażliwe na obciążenia dynamiczne są rurowodowe mosty wieszane [10]. Niekorzystnym zjawiskiem występującym podczas eksploatacji tych mostów jest możliwość zmian charakterystyk dynamicznych mostu. Zmiana częstotliwości drgań własnych może być spowodowana zmianą naciągu cięgien lub oblodzeniem cięgien. Oblodzenie zwykle wpływa niekorzystnie na eksploatację, powodując drgania galopujące. Autor pracy [11], zwrócił uwagę, że oblodzenie może mieć również wpływ korzystny. Podwójny wzrost masy rurowodu spowodowany oblodzeniem może wzmocnić jego odporność na obciążenie wiatrem o 160%.

Szczegółowa analiza charakterystyk dynamicznych mostów rurowodowych jest niezbędna w przypadku mostów budowanych na terenach zagrożonych trzęsieniami ziemi, gdzie charakterystyka częstotliwościowa obciążenia jest bardzo zróżnicowana. Trzęsienie ziemi w 2011 w Japonii było powodem awarii kilku mostów, m.in. mostu Nagakawa Water-pipe Bridge [9].

W przypadku rurociągu podwieszono do istniejącego mostu, istotny jest sposób zamocowania przewodu do mostu, który ma wpływ na częstość drgań uderzenia hydraulicznego. Drgania mostu, poprzez podpory, są przenoszone na rurociąg stanowiąc dodatkowe źródło wzbudzenia. Tę tematykę podejmują autorzy prac [12-14].

Powyższe uwagi wskazują, że podczas eksploatacji, częstości drgań własnych mostu rurociągowego jak i charakterystyki samego rurociągu, mogą ulegać zmianie. Urządzenia zabezpieczające przed skutkami uderzenia hydraulicznego powinny więc skutecznie przeciwdziałać drganiom z określoną, jedną częstością jak również efektywnie działać w pewnym przedziale częstości niebezpiecznych z punktu widzenia możliwości powstania rezonansu. Wskazana jest również możliwość dostosowania częstości drgań urządzenia podczas eksploatacji obiektu do aktualnej wartości parametrów mostu.

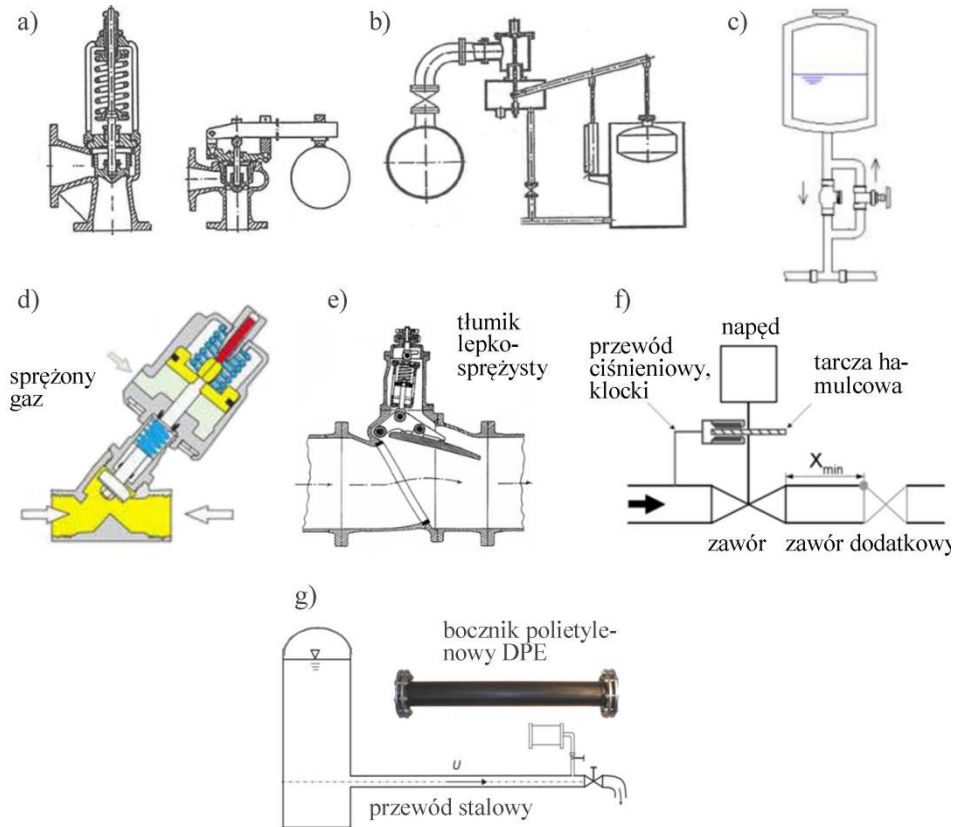
4. Ochrona przewodu przed skutkami uderzenia hydraulicznego

Metody zabezpieczenia rurociągu przed skutkami uderzenia hydraulicznego można podzielić na dwie grupy: metody polegające na niedopuszczeniu do powstania fali uderzenia hydraulicznego i metody łagodzenia skutków uderzenia. Metody omówiono w pracach [3-5], [15-20] i zebrano w [2].

Do pierwszej grupy metod należy wymienić prawidłową eksploatację urządzeń transportu cieczy [3]. Stosowanie odpowiednio długiego czasu zamykania/otwierania, napowietrzanie strumienia płynącej cieczy zwiększające jej ściśliwość, spowolnienie napełniania sieci poprzez użycie pomp o dużej bezwładności wirnika, zastosowanie falowników zmniejszających obroty, powoduje znaczące ograniczenie wartości przyrostu ciśnienia.

W przypadku uderzenia, które może pojawić się w sposób nieprzewidziany, np. awaria pompy, stosuje się montowane do przewodu dodatkowe zewnętrzne urządzenia zabezpieczające. Mogą to być zawory o regulowanej prędkości zamykania, w których spowolnienie ruchu tłoka następuje wskutek wtłaczania gazu o regulowanym ciśnieniu (rys. 3d) [18], lepko-sprężyste tłumiki zamocowanego do klapy (rys. 3e) [19-20], układy hamulcowe, w których siła nacisku klocków zależy od ciśnienia cieczy w przewodzie, w warunkach uderzenia hydraulicznego (rys. 3f) [5]. Zagadnienia wpływu charakterystyki zamykania zaworu na przebieg zjawiska uderzenia hydraulicznego omówiono w [17].

Do metod polegających na łagodzeniu skutków uderzenia hydraulicznego należy stosowanie zaworów bezpieczeństwa [3]: wysokociśnieniowych otwieranych bezpośrednio naporem cieczy (rys. 3a) lub niskociśnieniowych, otwieranych za pomocą układu dźwigniowego, (rys. 3b). Po otwarciu zaworu ciecz wypływa na zewnątrz lub do zbiornika wyrównawczego.



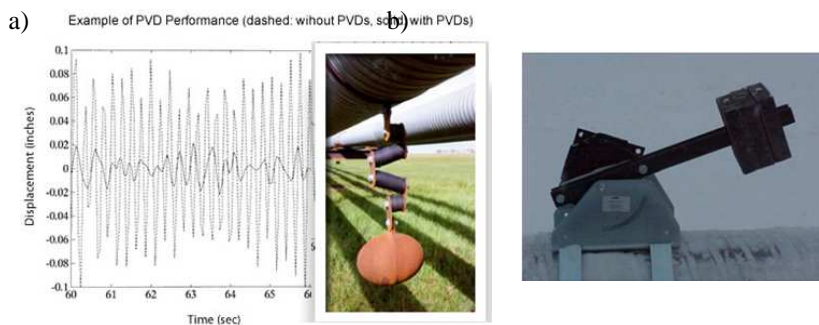
Rys. 3. Urządzenia zabezpieczające przed skutkami uderzenia hydraulicznego: a) zawory bezpieczeństwa wysokociśnieniowe, b) zawór bezpieczeństwa niskociśnieniowy, c) zbiornik wodno-powietrzny, d) zawór zwrotny sprężysty z poduszką gazową opóźniającą prędkość zamykania, e) zawór z lepko-sprężystym regulatorem prędkości zamykania kłapy, f) zawór z mechanizmem regulacji prędkości zamykania sterowanym ciśnieniem cieczy, g) instalacja z bocznikiem polietylenowym; na podstawie [3, 5, 15, 16, 18, 19]

Fig. 3. Devices protecting against the water hammer effects: a) high-pressure safety valve, b) a low-pressure safety valve, c) a surge tank, d) a spring check valve with an air cushion that slows down the velocity of closing, e) a valve with a viscoelastic regulator of the flap closing velocity, f) a valve with regulated closing velocity controlled by fluid pressure, g) an installation with a polyethylene bypass; based on [3, 5, 15, 16, 18, 19]

Stosowane są również montowane do rurociągu zewnętrzne urządzenia zabezpieczające, w których następuje rozpraszanie przyrostu energii cieczy wywołanego uderzeniem hydraulicznym. Są nimi: zbiorniki wodno-gazowe (rys. 3c) [3], które przejmują część cieczy i w ten sposób przeciwdziałają nadmiernemu przyrostowi ciśnienia wywołanemu uderzeniem hydraulicznym; wbudowane segmenty rur i dodatkowe boczniki wykonane z materiału o podatności większej

od podatności materiału rurociągu, np. z polietylenu (rys. 3g) [15-16]. W tym przypadku efekt tłumienia jest spowodowany różnicą pomiędzy częstotliwością drgań własnych materiału, z którego wykonano urządzenie tłumiące i częstotliwością drgań fali uderzenia hydraulicznego. W przypadku boczników wykorzystywany jest dodatkowo efekt gromadzenia objętości cieczy w boczniku. Polietylen jest materiałem wrażliwym na prędkość odkształcenia, w warunkach zwiększonego ciśnienia wywołanego uderzeniem hydraulicznym i obserwuje się wzrost modułu Younga. Badania sztywności materiałów stosowanych do wyrobu przewodów hydraulicznych były tematem prac [21, 22].

Tłumienie nadmiernych drgań rurociągu zapewniają również elastyczne podpory lub dynamiczne eliminatory drgań. Prawidłowo zaprojektowane podpory są istotne zwłaszcza w przypadku przewodów zamocowanych do konstrukcji wsporczej lub do istniejących mostów (rys. 1a, b).



Rys. 4. Zastosowanie tłumików dynamicznych, Alaska, USA: a) eliminator dynamiczny oraz wykres drgań bez eliminatora i z zamocowanym eliminatorem, b) tłumik uderzeniowy; na podstawie [23, 24]

Fig. 4. Application of dynamic dampers, Alaska, USA: a) the dynamic vibration absorber and diagram of a pipeline vibration with and without absorber, b) a hammer damper; based on [23, 24]

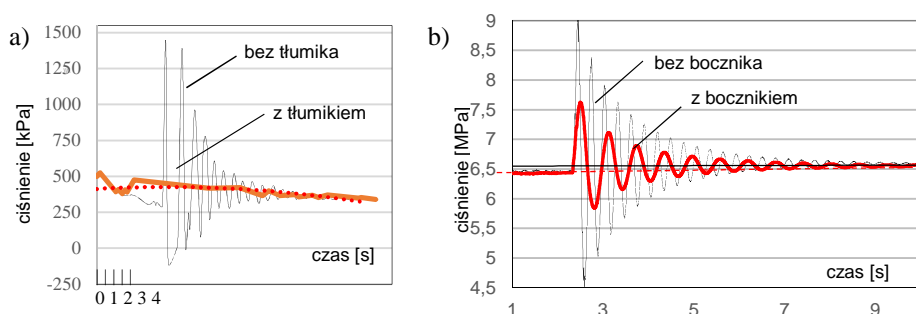
Autorzy pracy [12-14] stwierdzili, że zastosowanie odpowiednio zaprojektowanych elastycznych podpór może zmniejszyć wartości naprężeń wywołanych obciążeniem dynamicznym nawet o 40%.

Dynamiczne eliminatory drgań zastosowano np. w rurociągach budowanych na Alasce [23, 24]. Konieczność zapewnienia swobodnego przejścia zwierząt i niekorzystne warunki gruntowe spowodowały, że rurociąg poprowadzono na podporach w postaci estakady (rys. 1a). Do redukcji drgań wykorzystano eliminatory dynamiczne (rys. 4a) i tłumiki uderzeniowe (rys. 4b).

Należy wspomnieć, że wszystkie omawiane powyżej rozwiązania urządzeń tłumiących są układami pasywnymi, nie wymagają dodatkowych źródeł energii.

5. Porównanie efektywności wybranych metod tłumienia drgań wywołanych uderzeniem hydraulicznym

Na rys. 5 zestawiono wykresy zmian ciśnienia wybranych urządzeń zabezpieczających przed skutkami uderzenia hydraulicznego, przedstawionych na rys. 3e i 3g. Analiza wykresów wskazuje na wysoką efektywność urządzenia na rys. 3e, następuje wygaszenie już pierwszej fali uderzenia hydraulicznego.



Rys. 5. Porównanie efektywności tłumików uderzenia hydraulicznego: a) zawór klapowy z regulacją prędkości zamykania tłumikiem lepko-sprężystym (rys. 3e), b) bocznik polietylenowy (przewód stalowy, długość 40 m, średnica 2'', wydatek 50 l/s (rys. 3g); na podstawie [15, 16, 19, 20]

Fig. 5. Comparison of the efficiency of water hammer dampers: a) flap valve with a visco-elastic regulator of the flap closing velocity (Fig. 3e), b) polyethylene bypass (steel conduit, length 40 m, diameter 2'', expenditure of 50 l/s (Fig. 3g); based on [15, 16, 19, 20]

Polietylenowe boczniki (rys. 3g), wykazują również wysoką efektywność tłumienia, ich zaletą jest niewielka zmiana wartości ciśnienia średniego i niewielki spadek ciśnienia. Wadą są duże rozmiary urządzenia.

Wybór urządzenia jest związany ze specyfiką każdego obiektu mostowego: średnicą przewodu, dopuszczalnym ciśnieniem czy rodzajem transportowanego medium. W przypadku zaworów mogą wystąpić ograniczenia np. średnicy czy maksymalnego ciśnienia. Takich ograniczeń praktycznie nie ma rozwiązanie polietylenowego bocznika. Klasyfikację umożliwiającą ocenę efektywności urządzeń tłumiących, przyjmując kryteria: zmniejszenia amplitudy fali ciśnienia wywołanej uderzeniem, zmianę średniej wartości ciśnienia oraz najmniejszą wartość ciśnienia wprowadzono w pracy [2].

6. Podsumowanie

Wśród obciążeń wyjątkowych, które mogą stanowić obciążenie instalacji mostów rurociągowych uderzenie hydrauliczne może pojawić się podczas eksploatacji nawet w prawidłowo użytkowanej instalacji, np. wskutek awarii pomp czy wyłączenia energii elektrycznej. W pracy zawarto przegląd aktualnie stoso-

wanych metod ochrony przed uderzeniem hydraulicznym. Wykonano porównanie efektywności dwóch wybranych systemów ochrony przed uderzeniem hydraulicznym. Podano przykłady wykorzystania eliminatorów drgań i elastycznych podpór do eliminacji drgań mostów.

Mosty rurociągowy, zwłaszcza te o konstrukcji wiszącej są szczególnie wrażliwe na obciążenia dynamiczne. Zmiany naciągu cięgien, oblodzenie czy zmiany własności materiału, mogą doprowadzić do zmian częstości drgań mostu już podczas eksploatacji i zbliżyć się do częstości rezonansowych, odpowiadających częstościom drgań uderzenia hydraulicznego. Projekt mostu rurociągowego powinien uwzględniać zmiany sztywności występujące podczas eksploatacji.

Literatura

- [1] https://en.wikipedia.org/wiki/Trans-Alaska_Pipeline_System (dostęp: 10.04.2017 r.).
- [2] Imiełowski Sz., Śniegocki B.: Zabezpieczenie mostów rurociągowych przed drganiami wywołanymi uderzeniem hydraulicznym, *Roads and Bridges-Drogi i Mosty*, 16 (2017) 65-79.
- [3] Mitosek M.: *Mechanika płynów w inżynierii i ochronie środowiska*, OWPW, Warszawa 2007.
- [4] Allaf K.: Ważne kryteria do obniżenia kosztu systemów ochrony długich linii transportu wody. *Napędy i sterowanie*, 6, 2015, 80-85.
- [5] Dudlik A., Handajani Schönfeld S.B., Schlüter S., Fahlenkamp H., Prasser H.M.: Prevention of Water Hammer and Cavitation Hammer in Pipeline System, *Chemical Engineering and Technology*, 25, 9, 2002, 888-890.
- [6] <https://sites.google.com/site/metropolitanforensics/water-damage-claims-due-to-freeze-up-and-burst-water-pipes> (dostęp: 10.04.2017 r.).
- [7] <http://www.kirsner.org/pages/forensicResAlt.html> (dostęp: 10.04.2017 r.).
- [8] https://en.wikipedia.org/wiki/Water_hammer (dostęp: 10.04.2017 r.).
- [9] Kaminaka R., Kuwata Y.: Damage Mechanism of the Nakagawa Water-pipe Bridge during the 2011 off The Pacific Coast of Tohoku Earthquake, 15 WCEE, Lisboa 2012.
- [10] Prokopowicz D., Bryja D.: Wiszące mosty rurociągowy – historia i przegląd stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych. *Przegląd budowlany*, 9, 2015, 30-37.
- [11] Scott R.: *In the wake of Tacoma: Suspensions bridges and the quest for Aerodynamics Stability*, ASCE, 2001.
- [12] Trebuňa F., Bocko J., Delyová I., Sivák P.: Application of Computational Methods and Methods of Experimental Stress Analysis for Determination of Lifespan of Pipe Yards. *Acta Mechanica Slovaca*, 15, 4, 2011, 52-57.
- [13] Trebuňa F., Bocko J., Delyová I., Sivák P.: Quantification of Force Effects in Dynamically Loaded Pipe Systems. *American Journal of Mechanical Engineering*, Vol. 1, No. 7, 2013, 398-402.
- [14] Sivak P., Delyova I., Hroncova D.: ESA as a Significant Tool for Intensification of Structural Elements of Pipe Systems. *American Journal of Mechanical Engineering*, Vol. 3, No. 6, 2015, 261-266.

- [15] Mitosek M., Roszkowski A.: Empirical Study of Water Hammer in Plastics Pipes, Plastics Pipes X, Proceedings of the „Plastics Pipeline Systems for the Millenium” Conference, The Institute of Materials, London/Goeteborg, 1998, 233-248.
- [16] Mitosek M., Kodura A., Kołakowska A., Wrzosek K.: Analiza doświadczalna zdolności tłumienia fali ciśnienia wywołanej uderzeniem hydraulicznym w przewodzie stalowym poprzez zastosowanie rurowego tłumika HDPE, Prace statut. ZBWiH PW, 2013.
- [17] Kodura A.: An Analysis of the Impact of Valve Closure Time on the Course of Water Hammer, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, Vol. 63, No.1, 2016, 35-45.
- [18] www.stcvalve.com/Air_Actuated_valve_specification-2KS.htm, 10.02.2017.
- [19] www.aquadevice.com/english/04valve_slsn1.htm, 10.02.2017.
- [20] US Patent 005746246A, Water hammer preventing check valve, Yokota et al., 1998.
- [21] Imiełowski Sz., Kodura A., Glinicka A., Ajdukiewicz C.: Experimental Study on Mechanical Properties of Polyethylene HDPE in Conditions of Hydraulic Impact Simulation, Solid State Phenomena, Vol. 240, 2016, 149-154.
- [22] Imiełowski Sz., Kodura A., Glinicka A., Ajdukiewicz C.: Influence of Hydraulic Impact on Mechanical Properties of Polyethylene MDPE and PCV Pipes, Engineering Transactions, 2017 /in print/.
- [23] Norris M.A. , Keith R., Ptak B., Zamora A., Hart D.J.: Implementation of Tuned Vibration Absorbers for Above Ground Pipeline Vibration Control, Proceedings of the IPC 2000 ASME International Pipeline Conference, October 1-5, 2000, Calgary, Alberta, Canada, 1-5.
- [24] Collins M. G., Hart J.D.: The impact of High Frequency Wind – Induced Vibration on Arctic Pipeline Systems, 1992.

METHODS OF THE PIPELINE BRIDGES PROTECTION AGAINST THE EFFECTS OF WATER HAMMER

This article discusses selected methods of protecting pipeline bridges against the impact of water hammer. The reasons of this phenomenon and possible failure caused by them are discussed in this article. An overview of the currently used protection methods against water hammer are shown. Effectiveness of selected systems of protection against water hammer is discussed in details. It is underlined that natural frequencies of the pipeline bridge can coincide with frequency of the fluid pressure wave caused by water hammer and can bring about resonance vibration.

Keywords: pipeline bridges, water hammer, protection from water hammer, pipelines bridges eigenfrequencies

Przesłano do redakcji: 10.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Marian GIŻEJOWSKI¹
Zbigniew STACHURA²

ON LTB RESISTANCE ASSESSMENT OF PRISMATIC I-SECTION BEAMS ACCORDING TO EUROCODE 3

The lateral-torsional buckling resistance (LTB resistance) of beams bent about the major axis is dealt in Eurocode 3 twofold: a) directly in clause 6.3.2, referring to the lateral-torsional buckling curves of the so-called General case in 6.3.2.2 and of Special case of rolled sections and equivalent welded sections in 6.3.2.3, and indirectly in 6.3.3 as a special case of beam-columns in bending and compression (provided that the axial force and the bending moment about z - z axis vanish). In the latter, interaction factors are evaluated either from Annex A (alternative method 1) or from Annex B (alternative method 2). This paper discusses the issue of interrelations of mentioned above direct and indirect approaches for the evaluation of the lateral-torsional resistance of beams under moment gradient.

Keywords: steel prismatic beams, I-section, lateral-torsional buckling, direct resistance evaluation, indirect resistance evaluation

1. Introduction

Part 1-1 of PN-EN 1993 [5] requires that in general situation of nonzero moment gradients of beams bent bi-axially, the following resistance utilization ratio inequity (equity as the limit) needs to be satisfied:

$$RUR = \max\{RUR_c; RUR_b\} \leq 1 \quad (1)$$

where: RUR_c – cross-section resistance utilization ratio,
 RUR_b – beam buckling resistance utilization ratio.

The cross-section resistance utilization ratio RUR_c is of the form:

¹ Corresponding author / autor do korespondencji: Marian Giżejowski, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Division of Metal Structures, Armii Ludowej 16, 00-637 Warsaw, Poland, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

² Zbigniew Stachura, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Division of Metal Structures, Armii Ludowej 16, 00-637 Warsaw, Poland, z.stachura@il.pw.edu.pl

$$RUR_c = \left[\frac{M_{y,Ed}(\xi_{\max})}{M_{yc,Rk}/\gamma_{M0}} \right]^{\alpha_y} + \left[\frac{M_{z,Ed}(\xi_{\max})}{M_{zc,Rk}/\gamma_{M0}} \right]^{\beta} \quad (2)$$

and the beam buckling resistance utilization ratio RUR_b :

$$RUR_b = \max \left\{ \begin{array}{l} k_{yy} \frac{M_{y,Ed,max}}{M_{yb,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed,max}}{M_{zc,Rk}/\gamma_{M1}} \\ k_{zy} \frac{M_{y,Ed,max}}{M_{yb,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed,max}}{M_{zc,Rk}/\gamma_{M1}} \end{array} \right. \quad (3)$$

where: α_y, β – class and cross-section dependent constants (see [5]),

$\xi_{\max} = 2x/L$ – coordinate corresponding to the most stressed beam section,

$M_{yb,Rk} = \chi_{LT} M_{yc,Rk}$ – characteristic lateral-torsional buckling resistance,

χ_{LT} – lateral-torsional buckling reduction factor dependent upon the slenderness ratio $\bar{\lambda}_{LT}$ calculated for the actual distribution of the bending moment $M_{y,Ed}(\xi)$ (i.e. taking account for the moment gradient ratio),

$M_{yc,Rk} = W_y f_y$ and $M_{zc,Rk} = W_z f_y$ – characteristic cross-section bending resistances,

W_y and W_z – cross-section class dependent modules in bending,

γ_{M0}, γ_{M1} – partial factors for the cross section resistance and the beam buckling resistance, respectively,

$M_{y,Ed,max}$ and $M_{z,Ed,max}$ – design values of the maximum moments about the y-y and z-z axes, respectively.

Interaction factors k_{ij} (where $i, j = y, z$) govern in equation (3) the effects of geometric and material nonlinearity in the beam behavior as well as the effect of moment gradients for bending about the axes y-y and z-z. These interaction factors may be evaluated according to analytical formulation presented in Annexes of [5] (see Annex A for a more accurate calculations of the so-called alternative method 1 or Annex B for the so-called alternative method 2) or the ECCS Design Manual [6]. The values of these factors were calibrated on the basis of numerical simulations [1, 4]. As a result, the alternative method 1 is more laborious but closer to the results of finite element simulations. The alternative method 2 is less laborious but unfortunately more conservative in comparison to both the numerical simulations and the alternative method 1 predictions. National Application documents in countries implementing the Eurocodes may choose one from the mentioned above methods, e.g. the alternative method 2 is recommended in Poland [5].

2. Eurocode's recommendations

2.1. Resistance criteria for bi-axial bending

Table 1 summarizes the cross-section class dependent relationships for the evaluation of interaction factors in the alternative methods 1 and 2 for beams under a combined loading condition of applied support moments about the strong axis and about the weak axis. The reference lateral-torsional buckling slenderness $\bar{\lambda}_{LT,ref}$ is calculated using the critical moment $M_{cr,0}$ which refers to the basic case of perfect beam elastic LTB under uniform moment, i.e. to the case of $\psi_y = 1,0$ (where $\psi_y = M_{y,Ed,min} / M_{y,Ed,max}$ is the support moments ratio and $M_{y,Ed,min}$, $M_{y,Ed,max}$ are minimum and maximum support moment, respectively). One has to note that for moment gradient cases the following relationships hold:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{yc,Rk}}{M_{cr}}} = \frac{\bar{\lambda}_{LT,ref}}{\sqrt{C_1}}, \quad \bar{\lambda}_{LT,ref} = \sqrt{\frac{M_{yc,Rk}}{M_{cr,0}}} \quad (4a,b)$$

$$M_{cr,0} = i_C \sqrt{N_{cr,z} N_{cr,T}} = \frac{i_C N_{c,Rk}}{\lambda_z \lambda_T} \quad (4c)$$

where: C_1 – critical moment modification factor that depends upon the moment gradient ratio for bending about y-y axis,
 M_{cr} – critical moment for the moment gradient case,
 $M_{cr,0}$ – critical moment for the uniform bending (the reference case),
 i_C – polar radius of gyration,
 $N_{cr,z}$ and $N_{cr,T}$ – flexural and torsional critical loads evaluated with use of the buckling length factors $k_z = k_w = 1$,
 $N_{c,Rk}$ – cross section resistance in compression,
 $M_{yc,Rk}$ – cross section resistance in bending about y-y axis,
 and the other symbols according to [6].

The ratio between the critical moments M_{cr} and $M_{cr,0}$ gives the constant C_1 that may expressed for the cases of moment gradient by the following relationship [2]:

$$C_1 = \frac{M_{cr}}{M_{cr,0}} = \frac{1}{\left(\frac{1+\psi_y}{2}\right) \frac{1}{C_{1,s}} + \frac{1}{2} \left(\frac{1-\psi_y}{2}\right)^3 \frac{1}{C_{1,a}}} \quad (4d)$$

Where: $C_{1,s} = 1,0$, $C_{1,a} = 1,32$.

The relationships valid for the interaction factors k_{ij} ($i, j = y, z$) of the alternative method 1 are more detailed than those in the alternative method 2 since dependent upon more parameters influencing the shape of buckling resistance interaction curves and their numerical values. In the alternative method 2, the interaction factors depend only on the equivalent uniform moment factors C_{my} and C_{mz} (see cells shown at the darker background in Table 1).

The application of alternative method 2 may lead to a different safety assessment than the application of alternative method 1. Equation (3) becomes then very conservative and for the class 3 and 4 it may be written down in the following form:

$$RUR_b = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{y,Ed,eq}}{M_{yb,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed,eq}}{M_{zc,Rk}/\gamma_{M1}} \\ \frac{M_{y,Ed,max}}{M_{yb,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed,eq}}{M_{zc,Rk}/\gamma_{M1}} \end{array} \right. \quad (5)$$

where: $M_{y,Ed,eq} = C_{my}M_{y,Ed,max}$, $M_{z,Ed,eq} = C_{mz}M_{z,Ed,max}$ – equivalent uniform moments about section axes y-y and z-z, respectively and other symbols conform with [5] and the ECCS Design Manual [6].

Table 1. Interaction coefficients

Tabela 1. Współczynniki interakcji

Interaction coefficients k_{ij}	Section class 1 and 2		Section class 3 and 4	
	Method 1	Method 2	Method 1	Method 2
k_{yy}	$\frac{C_{my}C_{mLT}}{C_{yy}}$	C_{my}	$C_{my}C_{mLT}$	C_{my}
k_{yz}	$0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y} \frac{C_{mz}}{C_{yz}}}$	$0,6C_{mz}$	C_{mz}	C_{mz}
k_{zy}	$0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z} \frac{C_{my}C_{mLT}}{C_{zy}}}$	$1,0$ for $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $0,6 + \bar{\lambda}_z$ for $\bar{\lambda}_z < 0,4$	$C_{my}C_{mLT}$	$1,0$
k_{zz}	$\frac{C_{mz}}{C_{zz}}$	C_{mz}	C_{mz}	C_{mz}

Explanation of variables used in Table 1.:

- alternative method 1:

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5, \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5,$$

$$C_{yy} = 1 - (w_y - 1)b_{LT} \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}, \quad C_{yz} = 1 - (w_z - 1)c_{LT} \geq 0,6 \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}} \sqrt{\frac{w_z}{w_y}},$$

$$C_{zy} = 1 - (w_y - 1)d_{LT} \geq 0,6 \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}, \quad C_{zz} = 1,$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0, \quad \bar{\lambda}_{LT,ref} = \sqrt{\frac{M_{yc,Rk}}{M_{cr,0}}},$$

$$b_{LT} = 0,5a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_{LT,ref}^{-2}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,z,Rd}},$$

$$c_{LT} = 10a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_{LT,ref}^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} C_{my} M_{pl,y,Rd}},$$

$$d_{LT} = 2a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_{LT,ref}^{-2}}{0,1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} C_{my} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}},$$

$$e_{LT} = 1,7a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_{LT,ref}^{-2}}{0,1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} C_{my} M_{pl,y,Rd}},$$

$$C_{my} = \begin{cases} 0,79 + 0,21\psi_y & \text{for } \bar{\lambda}_{LT,ref} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \\ 1,0 & \text{for } \bar{\lambda}_{LT,ref} > \bar{\lambda}_{LT,0} \end{cases}, \quad \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2(1,33 - 0,33\psi_y)$$

$$C_{mLT} = 1,0, \quad C_{mz} = 0,79 + 0,21\psi_z.$$

- alternative method 2:

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi_y \geq 0,4, \quad C_{mz} = 0,6 + 0,4\psi_z \geq 0,4,$$

and other symbols according to [5, 6].

2.2. Resistance criteria for mono-axial bending about y-y axis

One may expect that the safety assessment criterion of beams under mono-axial bending would yield from a special case of bi-axial bending. Letting $M_{z,Ed} = 0$ in equations presented in the previous subsection, the maximum dimensionless moment for rolled I or H sections, yielding either from the clauses for mono-axial bending 6.3.2.2 and 6.3.2.3 of EN 1993-1-1 [5] and for

bi-axial bending being the simplifications of the more general interaction resistance criteria according to clause 6.3.3 of the same code is calculated as follows:

- from the clause 6.3.2 [5] for mono-axial bending (denoted hereafter as the curve 0):

$$m_{y,Ed,max} = \chi_{LT} \quad (6)$$

- from the clause 6.3.3 [5] for bi-axial bending, Appendix A for the alternative method 1 (denoted hereafter as the curve 1):

$$m_{y,Ed,max} = \begin{cases} \chi_{LT} & \text{for } \bar{\lambda}_{LT,ref} > \bar{\lambda}_{LT,0} \\ \chi_{LT} / (0,79 + 0,21\psi_y) & \text{for } \bar{\lambda}_{LT,ref} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \end{cases} \quad (7)$$

- from the clause 6.3.3 [5] for bi-axial bending, Appendix B for the alternative method 2 (denoted hereafter as the curve 2):

$$m_{y,Ed,max} = \begin{cases} \chi_{LT} & \text{for } \bar{\lambda}_z \geq 0,4 \\ \chi_{LT} / (0,6 + \bar{\lambda}_z) & \text{for } \bar{\lambda}_z < 0,4 \end{cases} \quad (8)$$

where: $m_{y,Ed,max} = M_{y,Ed,max} / M_{yc,Rk}$ – dimensionless maximum design moment about y-y axis,

3. Comparison of LT buckling resistances in case of mono-axial bending

Figures 1. and 2. show the differences in the resistance assessment evaluated according to equations (6)-(8), i.e. yielding directly for the clause 6.3.2 [5] (either 6.3.2.2 or 6.3.3.3) of mono-axial bending and indirectly from the clause 6.3.3 [5] of bi-axial bending and compression (for $N_{Ed} = 0$ and $M_{z,Ed} = 0$). The comparison is made for HEB 300 section and the unit values of partial factors, i.e. for $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$, as well as for different values of the moment gradient ratio, namely $\psi_y = 1, 0$, and -1 , using the relevant LT buckling curves. The ordinate is the dimensionless resistance $m_{y,Ed,max}$ and the abscissa is the slenderness ratio $\bar{\lambda}_{LT,ref}$. Each figure shows three curves, namely: 0 – curve from the direct use of LT buckling in mono-axial bending about y-y axis, 1 – curve based on bi-axial bending verification according to the alternative method 1 and finally 2 – curve based on bi-axial bending verification according to the alternative method 2.

It is worthy to note that different LT buckling curves need to be considered for using the clauses either 6.3.2.2 or 6.3.3.3 (with imperfection factors relevant to HEB 300, namely $\alpha_{LT} = 0,21$ and $\alpha_{LT} = 0,34$, respectively).

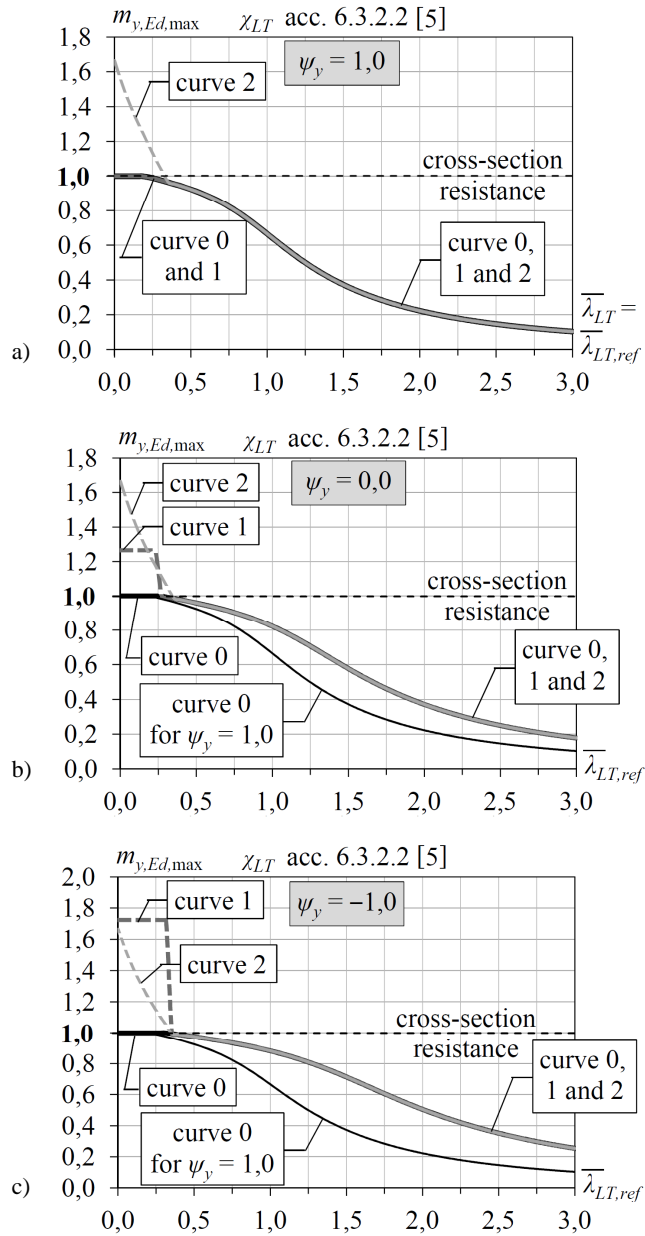


Fig. 1. Comparison of LTB resistance curves according to 6.3.2.2 and 6.3.3 [5], a) symmetric bending $\psi_y = 1$, b) asymmetric bending $\psi_y = 0$, c) anti-symmetric bending $\psi_y = -1$

Rys. 1. Porównanie krzywych nośności przy zwichrzeniu wg 6.3.2.2 oraz 6.3.3 [5], a) zginanie symetryczne $\psi_y = 1$, b) zginanie asymetryczne $\psi_y = 0$, c) zginanie antysymetryczne $\psi_y = -1$

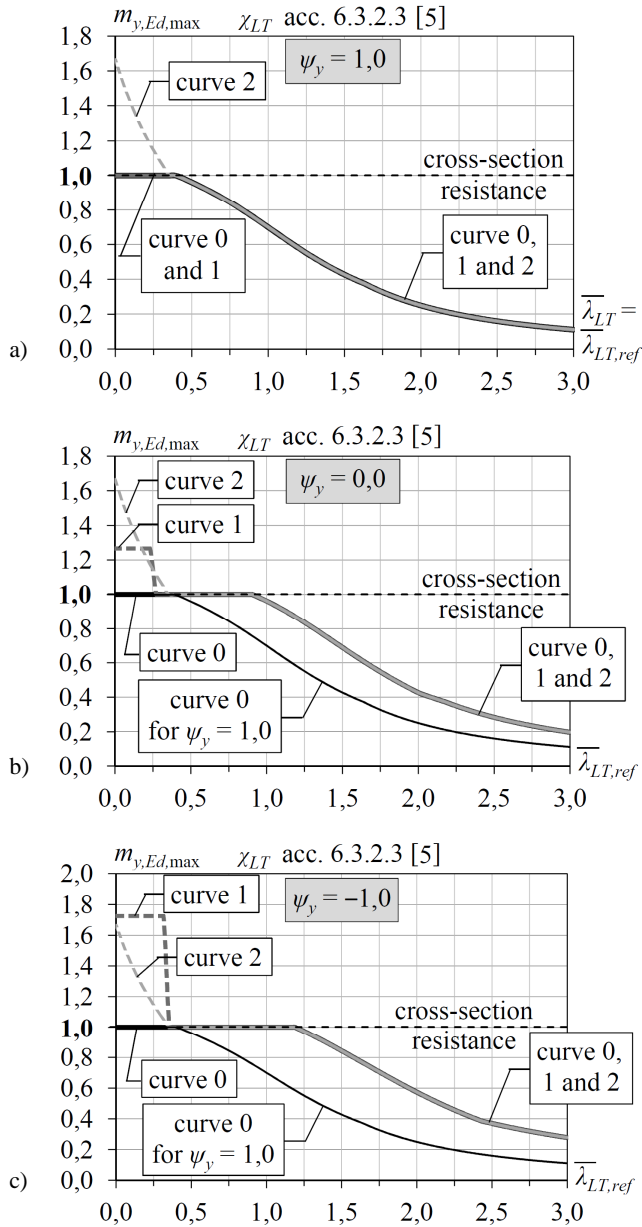


Fig. 2. Comparison of LT buckling resistance curves according to 6.3.2.3 and 6.3.3 [5], a) symmetric bending $\psi_y = 1$, b) asymmetric bending $\psi_y = 0$, c) anti-symmetric bending $\psi_y = -1$

Rys. 2. Porównanie krzywych nośności przy zwichrzeniu wg 6.3.2.3 oraz 6.3.3 [5], a) zginanie symetryczne $\psi_y = 1$, b) zginanie asymetryczne $\psi_y = 0$, c) zginanie antysymetryczne $\psi_y = -1$

4. Conclusions

- 1) Regardless the moment gradient ψ_y , for the slenderness $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ in reference to the alternative method 2 and for the slenderness $\bar{\lambda}_{LT,ref} > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2(1,33 - 0,33\psi_y)$ in reference to the alternative method 1, the LT buckling resistance $m_{yb,Rd} = M_{yb,Ed} / M_{yc,Rd}$ evaluated from bi-axial bending according to the clause 6.3.3 [5] coincides with that of the clause 6.3.2 of [5], namely $m_{y,Ed,max} = \chi_{LT}$ according to the General case of the clause 6.3.2.2 [5] or $m_{y,Ed,max} = \chi_{LT,mod}$ according to the Special case of the clause 6.3.2.3 [5] for rolled sections and their welded counterparts.
- 2) For the slenderness $\bar{\lambda}_z < 0,4$ in reference to the alternative method 2 and $\bar{\lambda}_{LT,ref} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2(1,33 - 0,33\psi_y)$ in reference to the alternative method 1, both methods overestimate the LTB resistance according to 6.3.2 [5], except for the alternative method 1 in case of uniform bending ($\psi_y = 1$). The LT buckling resistance is therefore bounded by the section resistance. One has to note that for $\bar{\lambda}_{LT,ref} = \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2(1,33 - 0,33\psi_y)$ there is a discontinuity in the resistance curve evaluated by the alternative method 1.
- 3) Comparing the results from the General case approach (clause 6.3.2.2 [5]) and from the Special case of clause 6.3.2.3 of PN-EN 1993-1-1 [5] for rolled I and H sections and their welded counterparts, the latter return higher LT buckling resistances with the difference rising in course of the greater moment gradient (smaller value of the moment gradient ratio).
- 4) In case of anti-symmetrical moment diagram ($\psi_y = -1$) and the range of practical length of beams ($\bar{\lambda}_{LT,ref} \leq 1,2$), $\chi_{LT} = \chi_{LT,mod}$ according to the clause 6.3.2.3 [5] overestimates the unit value, therefore the beam must be regarded as an insensitive one to LT buckling.
- 5) Observed differences in the LT buckling resistances $M_{yb,Rd}$ evaluated for moment gradient cases from different options available in [5] indicate that there is a need for the further study with use of finite element simulations using the modeling technique presented in [3] and for the verification of Eurocode's analytical formulations applied to rolled and equivalent welded I and H section beams.

References

- [1] Boissonnade A., Jaspart J.-P., Muzeau J.-P., Villette M.: New interaction formulae for beam-columns in Eurocode 3: The French–Belgian approach, *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004), pp. 421-431.
- [2] Gizejowski M.A., Stachura Z., Uziak J.: Elastic flexural-torsional buckling of beams and beam-columns as a basis for stability design of members with discrete rigid

- restraints. In: Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation (ed. A. Zingoni), London, Taylor & Francis Group 2016, pp. 261-262, e-book on CD, pp. 738-744.
- [3] Gizejowski M.A., Stachura Z., Szczerba R.B., Gajewski M.D.: Numerical study of buckling resistance of steel I-section members. In: Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation (ed. A. Zingoni), London, Taylor & Francis Group 2016, pp. 267-268, e-book on CD, pp. 758-763.
- [4] Greiner R., Lindner J.: Interaction formulae for members subjected to bending and axial compression in Eurocode 3 – the Method 2 approach, Journal of Constructional Steel Research 62 (2006), pp. 757-770.
- [5] PN-EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, Brussels 2005 (in Polish).
- [6] Simoes da Silva L., Simoes R., Gervasio H.: Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (2nd edition), ECCS Eurocode Design Manual, Ernst & Sohn, Berlin 2010.

W SPRAWIE OCENY NOŚNOŚCI NA ZWICHRZENIE PRYZMATYCZNYCH BELEK O PRZEKROJACH DWUTEOWYCH ZGODNIE Z EUROKODEM 3

Streszczenie

Nośność na zwichrzenie belek zginanych względem osi większej bezwładności przekroju można określić na podstawie normy PN-EN 1993-1-1 na dwa sposoby: a) bezpośrednio na podstawie punktu 6.3.2 ww. normy, przyjmując współczynnik redukcyjny χ_{LT} zgodnie z postanowieniami przypadku ogólnego (podpunkt 6.3.2.2) lub zmodyfikowany współczynnik redukcyjny $\chi_{LT,mod}$ zgodnie z przypadkiem odnoszącym się do bisymetrycznych dwuteowników walcowanych i ich odpowiedników spawanych (podpunkt 6.3.2.3); b) pośrednio na podstawie punktu 6.3.3 ww. normy, rozpatrując szczególny przypadek elementu ściskanego i zginanego, w którym zanika wpływ ściskania i zginania względem osi mniejszej bezwładności. W odniesieniu do metody pośredniej wg 6.3.3 normy, współczynniki interakcji można wyznaczyć na podstawie Załącznika A (alternatywna metoda 1) lub Załącznika B (alternatywna metoda 2) ww. normy. W artykule przeprowadzono dyskusję wzajemnych relacji pomiędzy przedstawionym podejściem bezpośrednim i pośrednim w wyznaczaniu nośności belek zginanych narażonych na zwichrzenie. Na przykładzie swobodnie podpartej belki zginanej dwoma momentami podporowymi o różnym znaku i wartości porównano powyższe podejścia i sformułowano wnioski.

Słowa kluczowe: stalowe belki pryzmatyczne, dwuteownik, zwichrzenie, bezpośrednia ocena nośności, pośrednia ocena nośności

Przesłano do redakcji: 11.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Krzysztof OSTROWSKI¹
Aleksander KOZŁOWSKI²

BADANIA DOŚWIADCZALNE RAMY PORTALOWEJ DO CELÓW WALIDACJI MODELU MES DOCZOŁOWEGO POŁĄCZENIA BELKI ZE SŁUPEM

W artykule przedstawiono wyniki badań czwartego etapu walidacji hierarchicznej modeli MES, wykonanego w celu analizy zdolności do obrotu węzłów stalowych. Program badawczy obejmuje wykonanie testów laboratoryjnych dwóch ram portalowych wykonanych z kształtowników walcowanych oraz porównanie wyników testów z wynikami analiz numerycznych wykonanych metodą elementów skończonych przy użyciu oprogramowania Ansys. Jako kryterium porównawcze przyjęto krzywą odpowiedzi kąta obrotu połączenia rygla ze słupem, którą w teście laboratoryjnym wyznaczono za pomocą zestawu inklinometrów. Dokonano oceny wpływu uzebrowania w słupie na zdolność do obrotu węzłów. Układ ramowy bez żeber usztywniających wykonano z kształtowników HEB 260, natomiast układ ramowy z żebrami usztywniającymi wykonano z kształtowników HEA 240. Elementy składowe układów ramowych wykonano ze stali S235 oraz S355. Na elementy złączne zastosowano śruby wysokiej wytrzymałości klasy 10.9 według normy ISO 4014.

Słowa kluczowe: zdolność do obrotu, walidacja hierarchiczna, analiza MES, rama portalowa, połączenie słup-belka, rama portalowa, połączenie słup-belka

1. Wstęp

Badania doświadczalne węzłów w skali naturalnej, wykonywane na próbkach krzyżowych lub wspornikowych, a nieraz także, jako podzespołów konstrukcji stalowych, były od dawna stosowane do oceny zachowania się węzłów. Koszt i pracochłonność takich badań skłoniły badaczy do opracowania metod oceny analitycznej parametrów węzłów. Podsumowanie wyników tych metod modelowania można znaleźć m.in. w [1], [2], [3]. Wieloletnia współpraca naukowców z całej Europy zaowocowała opracowaniem zunifikowanych norm do

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Krzysztof Ostrowski, MTA Engineering Sp. z o.o., krzysztof.ostrowski@mta-online.net

² Aleksander Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, kozlowsk@prz.edu.pl

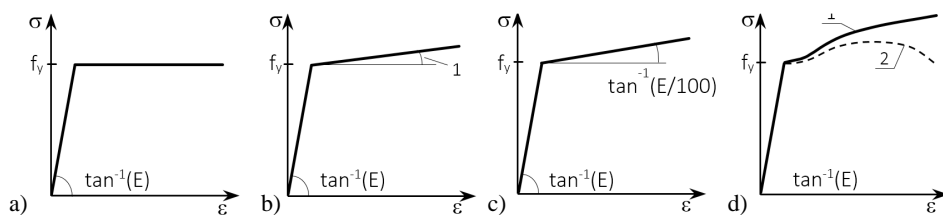
projektowania obowiązujących we wszystkich krajach Unii Europejskiej, tzw. Eurokodów.

Procedury zawarte w normie [4] pozwalają na ilościową ocenę nośności obliczeniowej oraz sztywności początkowej węzłów, lecz w odniesieniu do ilościowej oceny zdolności do obrotu norma ta nie posiada stosownego odniesienia, co czyni ten obszar analiz, jako celowy z punktu widzenia konieczności dalszego rozwoju.

Rozwój techniki komputerowej, której dynamiczny przyrost notuje się od lat 80 ubiegłego wieku, pozwolił na rozwinięcie metod obliczeniowych wykorzystujących metodę elementów skończonych do poziomu, w którym skomplikowane efekty badanych obiektów mogą zostać obliczone na komputerach typu PC. Wcześniej było to możliwe do wykonania na specjalnie skonstruowanych do tego celu jednostkach, dostępnych tylko w centrach obliczeniowych.

Wyniki uzyskane w metodzie elementów skończonych można uznać za wiarygodne tylko wówczas, jeżeli otrzymuje się rezultaty porównywalne z wynikami badań doświadczalnych i/lub znanych rozwiązań ścisłych. Ocenę dokładności modelu MES wykonuje się w procesie weryfikacji i walidacji, który powinien poprzedzać każdą poważniejszą analizę MES [5]. Proces weryfikacji jest oceną dokładności rozwiązania w modelu obliczeniowym MES w porównaniu ze znanymi rozwiązaniami, np. analitycznymi. W procesie walidacji ocenie poddaje się dokładność obliczeniową symulowanych rozwiązań przez porównanie z wynikami eksperymentalnymi. Walidacja powinna być wykonywana stopniowo, tzn. na poziomie modelu materiałowego, zestawu łączników, podzespołów i fragmentów konstrukcji. Nazywane to jest walidacją hierarchiczną.

Na rys. 1. przedstawiono cztery modele charakterystyk materiałowych, które znajdują zastosowanie w analizach MES [6]. Pierwsze trzy modele (rys. 1a, 1b, 1c) reprezentują podejście konserwatywne i znajdują szerokie zastosowanie w badaniach przemysłowych inżynierii materiałowej.

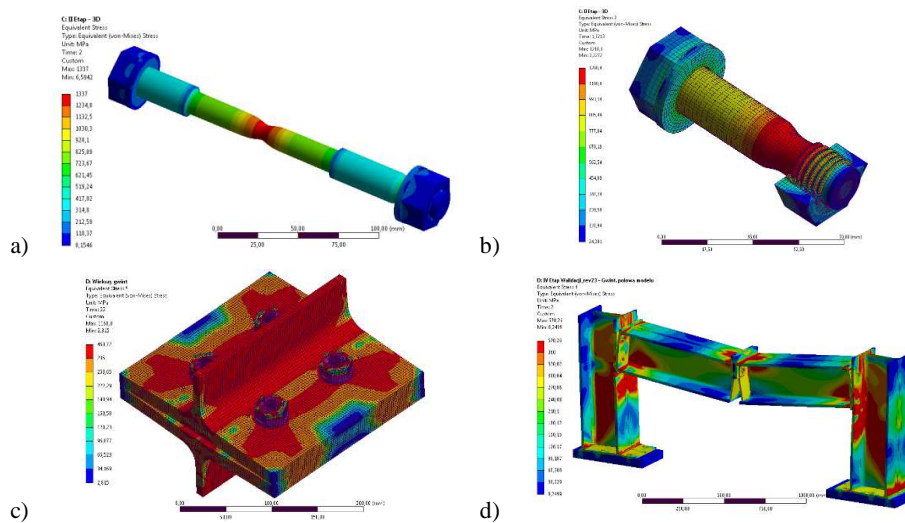


Rys. 1. Modele materiałowe według EN 1993-1-5 [6]: a) model sprężysto-plastyczny bez wzmocnienia; b) model sprężysto-plastyczny z minimalnym wzmocnieniem; c) model sprężysto-plastyczny z liniowym wzmocnieniem; d) model realistyczny uzyskany na podstawie badań laboratoryjnych

Fig. 1. Material models according to EN 1993-1-5 [5]: a) elastic-plastic model without strain hardening; b)) elastic-plastic model with pseudo strain hardening; c) elastic-plastic with linear strain hardening; d) true stress-strain curve calculated from a technical stress-strain curve

Charakterystyki materiałowe nieposiadające logarytmicznego odkształcenia są pewnego rodzaju gwarantem niezawodności optymalizowanych obiektów, gdyż w takich przypadkach analiza wykazuje zawsze wcześniejsze osiągnięcie stanu dopuszczalnego naprężenia oraz odkształcenia. Jedyną charakterystyką, która spełnia wymogi wiernego odwzorowania deformacji badanego obiektu jest charakterystyka naprężenie – odkształcenie przedstawiona na rys. 1d. Krzywa oznaczonym numerem 2 jest krzywą inżynierską, opisującą charakterystykę naprężenie–odkształcenie w odniesieniu do początkowego pola przekroju A_0 , natomiast krzywa oznaczona numerem 1 przedstawia rozkład naprężenie – odkształcenie odniesione do chwilowych pól przekroju poprzecznego, czyli naprężenia rzeczywiste w odkształconym przekroju A.

Walidację hierarchiczną modeli MES stosowanych w analizie zachowania się węzłów w pełnym zakresie obciążeń, przeprowadzono w czterech etapach:
 I Etap – badanie materiału próbek stalowych kształtowników oraz materiału śrub,
 II Etap – rozciąganie śruby w układzie: śruba – podkładka – nakrętka,
 III Etap – rozciąganie króćców teowych,
 IV Etap – model połączenia belki do słupa obciążonego momentem zginającym badany w układzie ramy portalowej.



Rys. 2. Wieloetapowa walidacja hierarchiczna modeli MES: a) I etap: badania materiału próbek stalowych i materiału próbek śrub; b) II etap: badanie zestawów łączników w konfiguracji: śruba–podkładka–nakrętka; c) III etap – badanie rozciągniętych króćców teowych; d) IV etap: badanie węzłów w konfiguracji ramy portalowej

Fig. 2. Multistage Hierarchical Validation of FEM models: a) I stage: the tests of material of steel samples; b) II stage: the tests of fasteners in the configuration of bolt-washer-nut; c) III stage: the tests of T-stubs; d) IV stage: the joint tests in the configuration of frame

W pierwszym etapie walidacji wyznacza się charakterystykę materiałową σ - ε na podstawie badania materiału próbek stalowych oraz próbek materiału śrub poddanych rozciąganiu (rys. 2a) [2]. Próbki stalowe zostały pozyskane z materiału użytego do wykonania króćców teowych badanych w III etapie walidacji. W celu uzyskania zbieżnych wyników koniecznym jest wykonanie dostrojenia modelu materiałowego zastosowanego w modelu MES. Proces dostrojenia charakterystyk materiałowych uzyskuje się w wyniku modyfikacji krzywej σ - ε do takiej formy, przy której uzyskuje się akceptowalną zgodność wyników z badaniami laboratoryjnymi. Obszar dla którego znana jest charakterystyka naprężenie-odkształcenie wyznacza się ze wzorów (1) oraz (2)

$$\sigma_{true} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (2)$$

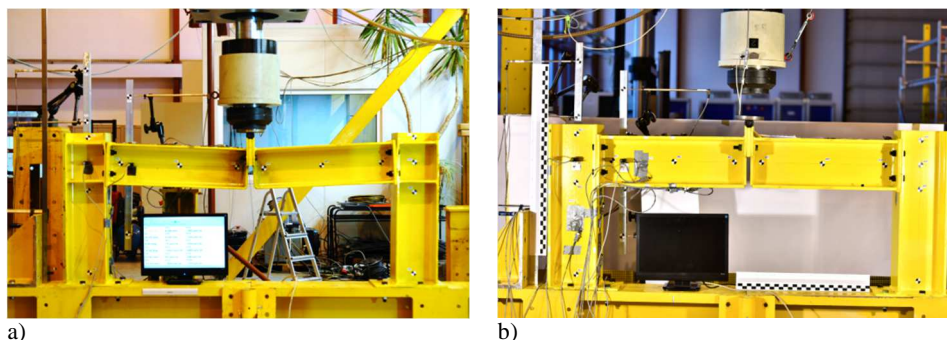
Modyfikacji krzywej dokonuje się tylko w zakresie nieznanego obszaru zachowania materiału, czyli od momentu wytworzenia przewężenia w badanej próbce materiału, dla którego niemożliwym jest określenie relacji naprężenie-odkształcenie na podstawie dostępnych w literaturze zależności analitycznych. Wartość maksymalnego naprężenia σ_u wyznacza się na podstawie wartości siły w rozciąganej próbce przed zerwaniem odniesionym do wartości odkształconego pola powierzchni próbki A po zerwaniu. Wartość maksymalnego odkształcenia ε_u odpowiadająca maksymalnemu naprężeniu σ_u wyznacza się w sposób iteracyjny zwiększając odkształcenie ε_u do takich wartości, przy której uzyskujemy najlepsze dopasowanie rzeczywistej krzywej odpowiedzi σ - ε .

W drugim etapie walidacji badaniu poddaje się wyizolowane elementy złączne w układzie śruba-podkładka-nakrętka (rys. 2b) [2]. Trzeci etap polega na wyznaczeniu porównawczej charakterystyki F - Δ , która opisuje stan odkształcenia doczołowego połączenia zdefiniowanego w formie rozciąganych króćców teowych. Badanie zostało przeprowadzone dla serii króćców teowych (rys. 2c) wykonanych z kształtowników walcowanych (HEB 240, HEA 240) oraz spawanych z blach. Blachy czołowe króćców teowych wykonane były z blach o grubości t_p równej 12 i 20 mm [2].

W artykule zaprezentowano wyniki czwartego etapu walidacji, w którym analizowany jest model połączenia belki do słupa w układzie ramy portalowej. Miarą walidacji tego etapu jest stopień zbieżności wyników kąta obrotu węzła uzyskanych w analizie MES z otrzymaną z badań laboratoryjnych charakterystyką F - ϕ . Badania wykonano w Wydziałowym Laboratorium Badania Konstrukcji WBIŚiA Politechniki Rzeszowskiej. We wszystkich etapach walidacji użyto śrub wysokiej wytrzymałości klasy 10.9 według normy ISO 4014. W badaniu zastosowano elementy wykonane z ze stali S235 oraz S355.

2. Opis stanowiska badawczego

Zakres realizacji czwartego etapu walidacji obejmuje swoim zakresem wykonanie testu laboratoryjnego dwóch ram portalowych. Na rys. 3. przedstawiono zdjęcia stanowiska badawczego. Pierwszy układ ramowy (RH) został zaprojektowany z kształtowników HEA 240. W układzie ramowym RH zastosowano żebra usztywniające w słupie na wysokości dolnej i górnej półki rygła. Słupy zaprojektowano w rozstawie osiowym $L_1 = 1880$ mm, rygle ramy zaprojektowano, jako elementy wspornikowe o wysięgu $L_2 = 800$ mm. Pomiędzy elementem RH1-L oraz elementem RH1-P wprowadzono dodatkowy element w postaci blachy o grubości $t = 20$ mm w celu podparcia wałka ($\phi = 50$ mm) za pomocą którego zostało wprowadzone obciążenie do układu ramowego. Obciążenie układu zostało zrealizowane poprzez wprowadzenie kontrolowanego przemieszczenia w środku rozpiętości ramy z odczytem wartości siły na siłowniku. Rygle zostały połączone ze słupami za pomocą 4 śrub wysokiej wytrzymałości o średnicy M20, klasy 10.9 (ISO 4014). W ramie RH poziomy rozstaw śrub wynosi $w = 130$ mm, odległość górnej krawędzi półki do osi górnych śrub wynosi $c_{gl} = 60$ mm. Wszystkie elementy składowe ramy (RH1-L, RH1-P, RH2-L, RH2-P) wykonano ze stali kształtowej S235.



Rys. 3. Stanowisko badawcze: a) Rama RH – HEA 240; b) Rama RB – HEB 260

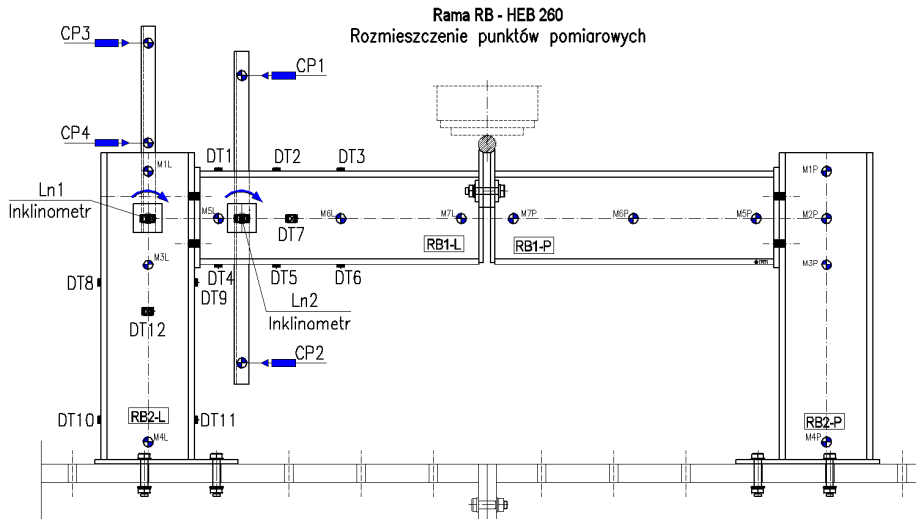
Fig. 3. Research stand: a) Frame RH – HEA 240; b) Frame RB – HEB 260

W układzie ramowym RB wykonanym z kształtowników HEB 260 zastosowano również śruby klasy 10.9. Nieznacznie zmienił się osiowy rozstaw słupów ($L_1 = 1850$ mm), w układzie tym zastosowano doczołowe połączenia rygła ze słupem w układzie bez żeber usztywniających w słupie, poziomy rozstaw śrub w połączeniu przyjęto wartości $w = 150$ mm, odległości osi śrub od górnej półki rygła wynosi $c_{gl} = 70$ mm. Profil rygła i słupa w tym układzie ramowym wykonano ze stali S355, blachy czołowe rygła oraz płyta podstawy słupa została wykonana ze stali S235. Układy ramowe w obydwu przypadkach zostały przymocowane do pomocniczej konstrukcji wsporczej trwale przytwierdzonej do podłogi siłowej. Połączenie słupów do belki pomocniczej przy użyciu czterech śrub M20 spowo-

dowało odpowiednio sztywne zamocowanie, co w konsekwencji wykluczyło konieczność zastosowania bocznych elementów usztywniających układ ramowy.

3. Opis wykonanych pomiarów

Układ pomiarowy służący do wyznaczenia kąta obrotu węzła składał się z dwóch inklinometrów (Ln1, Ln2) oraz czterech czujników przemieszczeń (CP1, CP2, CP3, CP4). Schemat rozmieszczenia aparatury pomiarowej przedstawiono na rys. 4. Inklinometr zamocowany do środka słupa oznaczono symbolem Ln1. Inklinometr zamocowany do środka rygła oznaczono symbolem Ln2. Czujniki przemieszczeń



Rys. 4. Rozmieszczenie punktów pomiarowych dla ramy RB – HEB 260 (Ln – inklinometry, CP – czujniki przemieszczeń, DT – tensometry elektrooporowe, M - markery)

Fig. 4. Location of measurement points for the frame RB – HEB 260 (Ln – inclinometers, CP – displacement sensors, DT – electro winning strain gauges, M - markers)

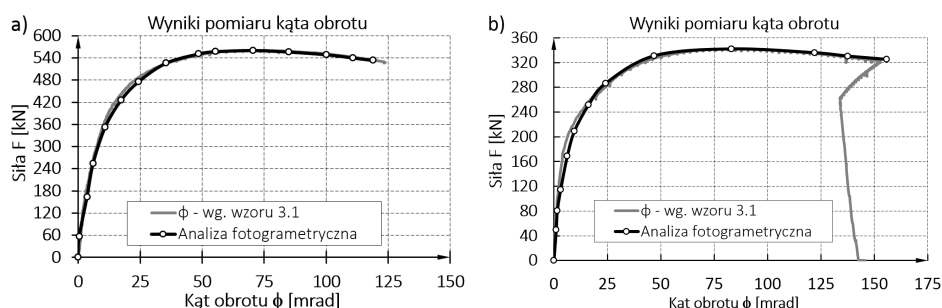
Wartość kąta obrotu węzła ϕ wyznacza się, jako różnicę kąta obrotu rygła ϕ_{beam} i kąta obrotu słupa ϕ_{column} , co zapisano równaniem (3).

$$\phi = \phi_{beam} - \phi_{column} \quad (3)$$

gdzie: ϕ_{beam} – kąt obrotu rygła, ϕ_{column} – kąt obrotu słupa.

W czwartym etapie walidacji poza wykonaniem standardowego pomiaru inklinometrami, tensometrami oraz czujnikami przemieszczeń, dokonano pomiaru kąta obrotu węzła metodą cyfrowej korelacji obrazu. Metoda ta polega na analizie zdjęć dużej rozdzielczości wykonanych za pomocą aparatu fotograficz-

nego. Zdjęcia wykonane w określonych fazach obciążenia rejestrują stan deformacji poszczególnych składników węzła. Analizę odkształceń poszczególnych elementów węzła dokonuje się na podstawie analizy przemieszczeń punktów, które zostały oznaczone na badanym obiekcie za pomocą markerów. Na rys. 4. przedstawiono schemat rozmieszczenia tych punktów pomiarowych. W rozpatrywanym przypadku pomiar kąta obrotu został przeprowadzony osobno dla rygła i osobno dla słupa. Elementy układu pomiarowego kąta obrotu rygła oraz kąta obrotu słupa zostały zamocowane w obydwu układach ramowych do środka kształtownika. Takie usytuowanie układu pomiarowego zapewnia dokonanie pomiaru średniego w środku kształtownika, co jest zgodne z pomiarem wykonywanym za pomocą inklinometrów.



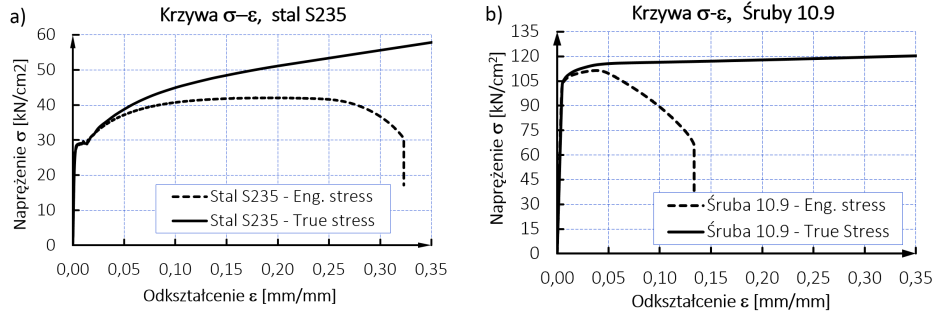
Rys. 5. Porównanie wyników pomiarów kąta obrotu metodą cyfrowej korelacji obrazu z wynikami pomiaru kąta inklinometrami: a) rama RB (HEB 260); b) rama RH (HEA 240)

Fig. 5. Results comparison of rotation angle measurement of digital image correlation method with the results of the inclinometer angle measurement: a) Frame RB (HEB 260); b) Frame RH (HEA 240)

Na rysunku rys. 5. przedstawiono wyniki pomiaru kąta obrotu węzła ϕ przy narastającym obciążeniu F (rys. 5a – rama RB, rys. 5b – rama RH) przy użyciu inklinometrów oraz wyniki porównawcze pomiaru kąta obrotu przy zastosowaniu cyfrowej korelacji obrazu. Widać zbieżność wyników obu metod.

4. Walidacja modelu MES

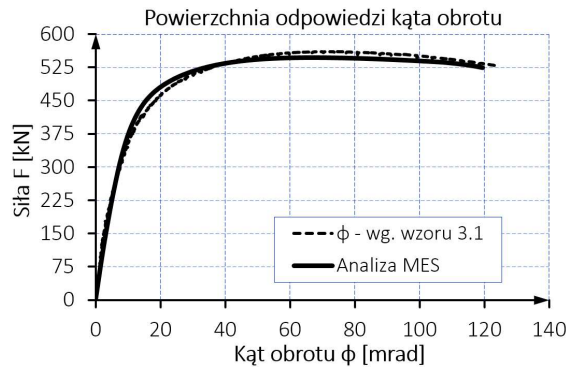
W analizie MES modelu układu ramowego poddanemu badaniu przyjęto sprężysto-plastyczny model materiałowy uzyskany w wyniku realizacji pierwszego etapu walidacji [7]. Na rys. 6., linią ciągłą, przedstawiono charakterystyki materiałowe true strain-true stress wprowadzone do programu Ansys. W celu zwiększenia efektywności obliczeń wykonano model połowy układu ramowego, wykorzystując symetrię względem płaszczyzny środkowej układu.



Rys. 6. Charakterystyka materiałowa: a) stal S235; b) śruba klasy 10.9 (ISO 4014)

Fig. 6. Material characteristic: a) steel S235; b) bolt grade 10.9 (ISO 4014)

Dla wszystkich elementów składowych węzła użyto trójwymiarowych elementów skończonych, typu Hex8, Tet4, Wed6 oraz Pyr5. Dla blachy czołowej oraz półki słupa przyjęto 5 warstw elementów skończonych. Powierzchnie kontaktowe pomiędzy poszczególnymi elementami węzła zamodelowano, jako nieliniowe z współczynnikiem tarcia przyjętym jak dla powierzchni w stanie naturalnym o wartości $\mu = 0,2$. Sposób modelowania powierzchni kontaktowych pomiędzy poszczególnymi elementami składowymi układu ramowego, wykonanie modelu śruby oraz sposób siatkowania przyjęto analogicznie jak w pracach [7], [8], [9].

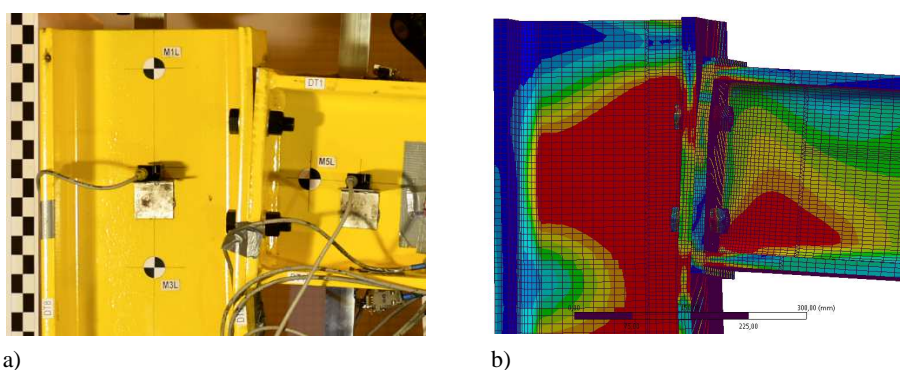


Rys. 7. IV Etap walidacji – porównanie wyników kąta obrotu (pomiar przy użyciu inklinometrów)

Fig. 7. IV Stage of validation – results comparison of rotation angle (measurement using an inclinometer)

Na rys. 7. przedstawiono porównanie wyników analizy MES z wynikami badań laboratoryjnych. Jako punkt odniesienia przyjęto kryterium porównawcze charakterystyk $F-\phi$. Wartość kąta obrotu ϕ wyznaczono przy użyciu wzoru (3). Widać dobrą zgodność przebiegu krzywych, co świadczy o adekwatności modelu MES.

Na rysunku 8. pokazano obraz deformacji węzła ramy RB, otrzymany podczas badań doświadczalnych oraz w modelu MES przy obciążeniu $F = 555,9$ kN ($\phi = 55,34$ mrad). Widać podobne formy deformacji, co potwierdza pozytywny wynik walidacji. W badanym układzie bez żeber usztywniających obserwuje się wyoboczenie środka słupa w obszarze docisku dolnej półki rygła, co w modelu MES uwidocznione jest w postaci koncentracji naprężeń.



Rys. 8. IV Etap walidacji – porównanie deformacji węzła ($F = 555,9$ kN, $\phi = 55,34$ mrad): a) test laboratoryjny; b) analiza MES

Fig. 8. IV Stage of validation – comparison of joint deformation ($F = 555,9$ kN, $\phi = 55,34$ mrad): a) laboratory test; b) FEM analysis

5. Wnioski

Przeprowadzenie wieloetapowej walidacji hierarchicznej jest warunkiem koniecznym otrzymania wiarygodnych wyników analizy MES badanych obiektów. Szczególnie jest to istotne w odniesieniu do konstrukcji i jej części poddanych dużym deformacjom. Wprowadzenie charakterystyk materiałowych, będących wynikiem procesu dostrajania modeli MES zrealizowanych w ramach walidacji pozwala analizować zachowanie się węzłów poddanych znacznym odkształceniom, bliskim stanu wyczerpania zdolności konstrukcji do przenoszenia obciążenia. Przedstawione w pracy wyniki IV etapu walidacji w pełni potwierdzają wiarygodność wyników tego etapu, jak i etapów wcześniejszych. Tak otrzymany model MES będzie wykorzystany do analizy zdolności do obrotu śrubowych węzłów doczołowych o różnej konfiguracji, w eksperymencie „numerycznym” zastępującym badania doświadczalne. Ostatecznym celem tych badań jest przygotowanie propozycji ilościowego oszacowania osiągalnej zdolności do obrotu węzłów, jako trzeciej, po nośności i sztywności, charakterystyki węzłów podatnych, wykorzystywanej w obliczeniach ramowych układów nośnych.

Literatura

- [1] Díaz C., Martí P., M. Victoria, and O. M. Querin.,: Review on the modelling of joint behavior in steel frames, *Journal of Constructional Steel Research* 67: pp. 741-758, 2011.
- [2] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: *Structural steel semi rigid connections: Theory, design and software*. CRC Press, Boca Raton, 2000.
- [3] Girao A. M., Silva L., Bijlaard F.: Finite-Element Modeling of the Nonlinear Behavior of Bolted T-Stubs Connections, *Journal of Structural Engineering*, 132: pp. 918-928, 2006.
- [4] PN-EN 1993-1-8, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów, PKN, 2006.
- [5] Schwer L.E., Verification and validation in computational solid mechanics and the ASME Standards Committee. *WIT Transactions on the Built Environment*, Vol 84, 2005.
- [6] PN-EN 1993-1-5, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice, PKN, 2008.
- [7] Ostrowski K., Kozłowski A., Walidacja hierarchiczna modeli MES. XIV Międzynarodowa Konferencja Naukowa Rzeszowsko – Lwowsko – Koszycka, Rzeszów, 2015.
- [8] Ostrowski K., Kozłowski A., Analiza czynnikowa zdolności do obrotu uźebrowanego połączenia doczołowego belki do słupa. *Budownictwo i Architektura*, Vol. 13(3) 2014, Lublin, 2014.
- [9] Ostrowski K.: Finite element analysis of the rotation capacity of beam-to-column end-plate bolted joints, Eurosteel 2014, 7th European Conference on Steel and Composite Structures, pp. 315-316, September 10-12, Naples, 2014.

EXPERIMENTAL STUDY OF THE PORTAL FRAME FOR THE VALIDATION OF FEM MODEL OF BEAM TO COLUMN JOINT

Summary

The laboratory test results of 4th stage hierarchical validation of FEM model created for analysis of steel joint's rotation capacity have been presented in the paper. The research program contains performing laboratory tests of two portal frame made of hot rolled profiles and comparison of tests results with results obtained in numerical analysis using FEM by ANSYS software. As a comparative criterion was assumed the response curve of beam to column joint's rotation angle, which was determined in laboratory test by set of inclinometers. An assessment was done for the impact of ribbing the column for joint rotation capacity. Frame system without stiffening ribs was made of HEB260, while the system with stiffening ribs was made of HEA240. The components of frame systems were made of steel grade S235 and S355. As fixing elements have been used high strength bolts class 10.9 according to ISO 4014.

Keywords: rotation capacity, FEM analysis, hierarchical validation, portal frame, beam to column joint, portal frame, beam to column joint

Przesłano do redakcji: 30.03.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Marian GIŻEJOWSKI¹
Radosław SZCZERBA²
Marcin GAJEWSKI³

WPŁYW IMPERFEKCJI NA TECHNICZNE ZWICHRZENIE STALOWYCH BELEK WALCOWANYCH I SPAWANYCH

W pracy przedstawiono zagadnienie wpływu imperfekcji materiałowych i geometrycznych na techniczne zwichrzenie stalowych belek walcowanych i spawanych poddanych jednokierunkowemu zginaniu względem osi większej bezwładności przekroju $y-y$. Obliczenia metodą elementów skończonych przeprowadzono w odniesieniu do belek walcowanych na gorąco, wykonanych z kształtowników szerokostopowych HEB i wąskostopowych IPE oraz belek spawanych o takich samych proporcjach przekroju. Analizowano elementy o wstępnym wygięciu odpowiadającym pierwszej formie zwichrzenia oraz pierwszej formie giętej względem osi mniejszej bezwładności przekroju $z-z$. Naprężenia resztkowe po walcowaniu i spawaniu elementów modelowano z użyciem wstępnych pól naprężeń. Wykonano geometrycznie i materiałowo nieliniowe analizy GMNIA. Do obliczeń numerycznych wykorzystano program metody elementów skończonych ABAQUS/Standard.

Słowa kluczowe: stalowe belki dwuteowe spawane i walcowane, naprężenia rezydualne, imperfekcje geometryczne, zwichrzenie, MES, GMNIA

1. Wprowadzenie

Elementy stalowych konstrukcji realnych obarczone są imperfekcjami geometrycznymi oraz materiałowymi, które są pozostałością procesu wytwarzania tych elementów. W niniejszej pracy autorzy w praktyczny sposób przedstawili wybrane podejścia do modelowania wpływu różnego typu imperfekcji na nośność stalowych belek poddanych jednokierunkowemu zginaniu. W tym celu wykonano analizy GMNIA przy użyciu metody elementów skończonych.

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Marian Giżejowski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6554, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

² Radosław Szczerba, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 6261, r.szczerba@il.pw.edu.pl

³ Marcin Gajewski, Politechnika Warszawska, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel.: +48 22 234 5164, m.gajewski@il.pw.edu.pl

2. Podejścia przyjęte w analizie elementów imperfekcyjnych

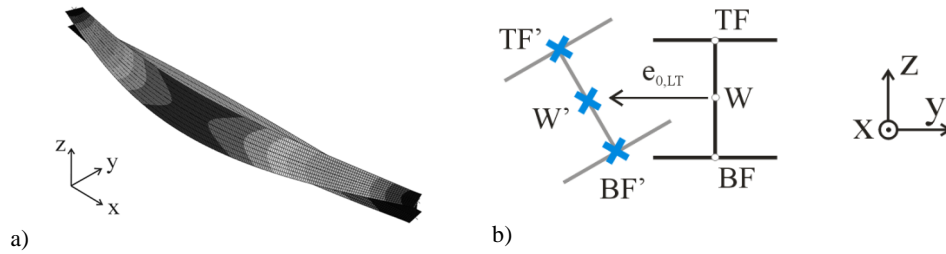
2.1. Metoda zastępczych imperfekcji geometrycznych

Zgodnie z normą projektowania konstrukcji stalowych PN-EN 1993-1-1 [1], pręty zginane można obliczać przy przyjęciu zastępczej imperfekcji geometrycznej, która całościowo uwzględnia wpływ wszystkich niedoskonałości na nośność elementu realnej konstrukcji stalowej. Analityczny opis zachowania się elementu imperfekcyjnego bazuje na modelu Ayrtona-Perry'ego elementu wstępnie wygiętego wg formy odpowiadającej stanowi krytycznemu, z zastępczą amplitudą wygięcia wg propozycji Maquoi-Rondala [2]. Wykorzystując zależności podane przez Rykaluka [3], amplitudę bocznego wygięcia przy zastępczej imperfekcji geometrycznej można zidentyfikować jako:

$$e_{0,LT} = \frac{\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2)}{\frac{M_{cy,Rk}}{B_{c,Rk}} \left[1 + \frac{N_{cr,z}}{M_{cr}} \left(\frac{B_{c,Rk}}{M_{cz,Rk}} - \frac{GI_T}{M_{cr}} \right) \right]}, \quad (1)$$

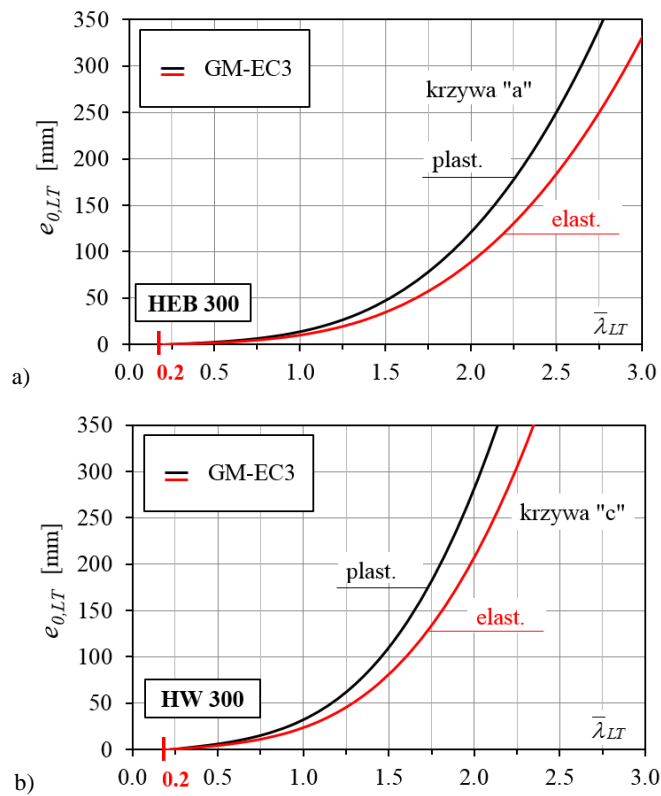
gdzie: $B_{c,Rk}$ – bimomentowa nośność charakterystyczna przekroju, $M_{cy,Rk}$ – momentowa nośność charakterystyczna przekroju względem osi głównej y-y, $M_{cz,Rk}$ – momentowa nośność charakterystyczna przekroju względem osi głównej z-z, M_{cr} – moment krytyczny z LBA (liniowej teorii stateczności) [2], dotyczący idealnego modelu sprężystej belki lub rygla i wyznaczony, w wypadku czystego zginania, z zamkniętego rozwiązania równania różniczkowego stateczności belki modelowanej jako pręt cienkościenny Własowa o przekroju dwuteowym (w wypadku innych warunków obciążenia, przy wyznaczeniu momentu krytycznego należy odwołać się do przybliżonych rozwiązań analitycznych lub numerycznych); α_{LT} – parametr imperfekcji odniesiony do odpowiedniej krzywej zwichrzenia miarodajnej dla metody ogólnej sprawdzenia nośności przy zwichrzeniu (pozostałe oznaczenia zgodnie z [1]).

Na rysunku 1. przedstawiono kształt zastępczej imperfekcji geometrycznej, odpowiadający pierwszej postaci zwichrzenia (globalnej utraty stateczności) pręta przy czystym zginaniu oraz amplitudę $e_{0,LT}$ w przekroju znajdującym się w środku rozpiętości rozpatrywanego elementu. Na rysunku 2. pokazano przykładowo wartości zastępczych amplitud imperfekcji w funkcji smukłości belki przy zawichrzeniu, w odniesieniu do elementów walcowanych na gorąco o przekroju HEB 300 i elementów spawanych o przekroju HW 300 (proporcje przekroju takie same jak w przypadku HEB 300). Wyniki uzyskano przy przyjęciu plastycznych i sprężystych nośności przekrojów zgodnie z wyrażeniem (1).



Rys. 1. Zastępcza imperfekcja geometryczna; a) pierwsza postać zwichrzenia (globalnej utraty stateczności) przy czystym zginaniu; b) amplituda imperfekcji $e_{0,LT}$

Fig. 1. The equivalent geometrical imperfection; a) the lowest buckling mode corresponding to lateral-torsional buckling; b) the imperfection amplitude $e_{0,LT}$



Rys. 2. Amplituda zastępcza $e_{0,LT}$ w funkcji smukłości belki; a) HEB 300; b) HW 300

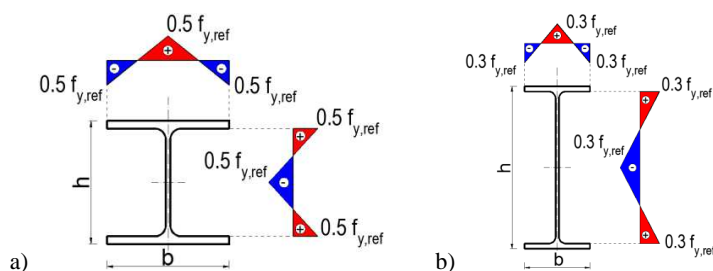
Fig. 2. Equivalent amplitude $e_{0,LT}$ as a function of beam slenderness; a) HEB 300; b) HW 300

2.2. Rozdzielenie imperfekcji materiałowych i geometrycznych

W odniesieniu do imperfekcji materiałowych rozważono naprężenia rezydualne (resztkowe) pozostające w elemencie po zakończeniu procesu jego wytwarzania. Standardowe rozkłady naprężeń rezydualnych w przypadku elementów walcowanych na gorąco przedstawiono na rys. 3., rozróżniając dystrybucję naprężeń dla przekrojów szerokostopowych oraz wąskostopowych. W analizie GMNIA naprężenia rezydualne modelowano z użyciem opcji wstępnych pól naprężeń. Naprężenia wstępne σ_R zadawano w kierunku osi podłużnej obliczanego elementu (oznaczone S_{xx} , zgodnie z rys. 4.).

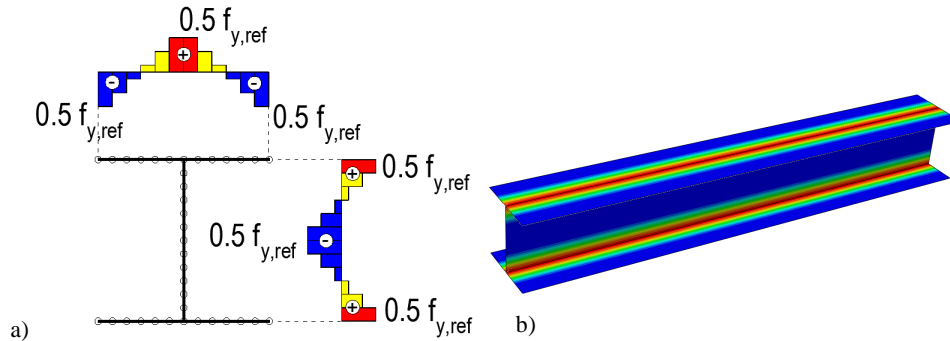
Na rysunku 5. przedstawiono uproszczony rozkład naprężeń resztkowych w przypadku elementów spawanych [4]. Zasięg strefy wpływu ciepła HAZ (*Heat-Affected Zone*) zależy od przyjętej metody spawania MAG (*Metal Active Gas* - spawanie elektrodą topliwą w osłonie gazów aktywnych; na wykresie 5b zaznaczono linią ciągłą) lub SAW (*Submerged Arc Welding* - spawanie łukiem krytym; na wykresie 5b zaznaczono linią przerywaną) oraz od referencyjnej wartości granicy plastyczności łączonych elementów. Zasięg naprężeń rozciągających w pasach wynosi $c_2=c_w+0,5t_w$, natomiast w środku c_w . Wartości współczynników γ oraz δ na ściskanych odcinkach ścianek oblicza się z warunku równowagi naprężeń w przekroju. W tab. 1 przedstawiono parametry wpływające na rozkład naprężeń rezydualnych w odniesieniu do przekrojów HW 300 oraz IW 500 (proporcje przekroju takie same jak w przypadku IPE 500) przy przyjęciu różnych metod spawania (MAG i SAW) oraz gatunków stali konstrukcyjnej (stal konwencjonalna S355 oraz stal o podwyższonej granicy plastyczności S 690). Wyniki uzyskano przy stosunku pola powierzchni spoin do sumy grubości łączonych ścianek $A_w/\Sigma t = 1,2$.

Imperfekcje geometryczne przyjęto jako wstępne wygięcia prętów względem osi mniejszej bezwładności przekroju z-z, o wartości amplitudy na poziomie tolerancji wytwarzania elementów walcowanych [5]: $3L/2000$ i $L/1000$, w odniesieniu do IPE 500 i HEB 300, a także elementów spawanych [6]: $L/750$.



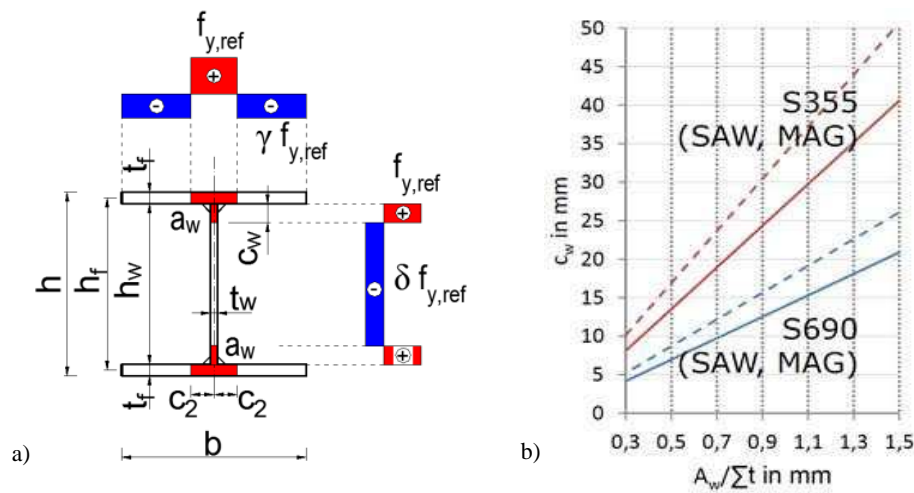
Rys. 3. Standardowy rozkład naprężeń rezydualnych w przypadku elementów walcowanych na gorąco; a) przekroje szerokostopowe, b) przekroje wąskostopowe

Fig. 3. Standard residual stress patterns in case of rolled sections; a) wide flange sections, b) narrow flange sections



Rys. 4. Liniowo zmienne naprężenia rezydualne wg rys. 3a) modelowane jako zastępcze pole naprężeń wstępnych o schodkowo zmiennej rzędnej (S_{xx})

Fig. 4. Residual stress distribution according to Fig. 3a) modelled as the equivalent stepped initial stress field (S_{xx})



Rys. 5. Uproszczony rozkład naprężeń rezydualnych w zależności od metody spawania MAG lub SAW zgodnie z [4]; a) dystrybucja naprężeń; b) wykres zależności parametru c_w

Fig. 5. Simplified residual stress distribution dependent upon the welding technology MAG or SAW according to [4]; a) stress block; b) evaluation of HAZ geometric parameter c_w

Tabela 1. Parametry wpływające na rozkład naprężeń rezydualnych w przypadku $A_w/\Sigma t = 1,2$ i w odniesieniu do różnych przekrojów oraz metod spawania (zgodnie z rys. 5.)

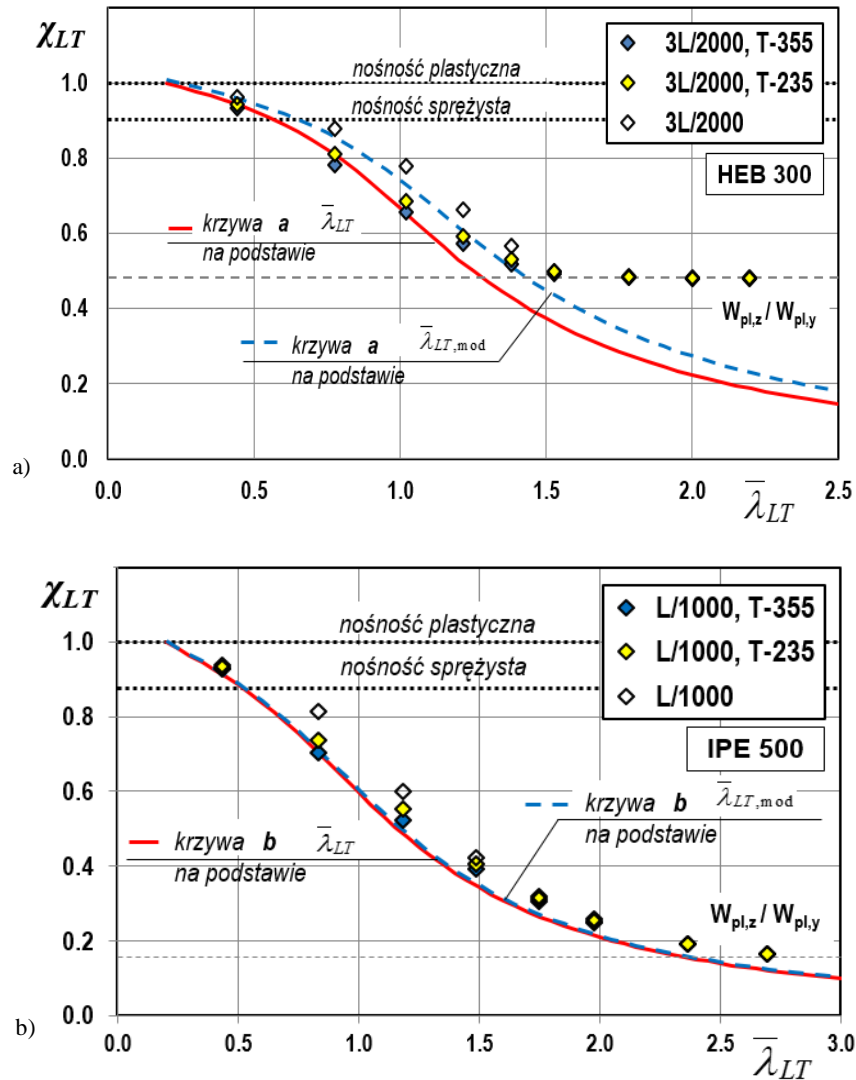
Table 1. Parameters of residual stresses distribution in case of $A_w/\Sigma t = 1,2$ with respect to different sections and welding technologies (according to Fig. 5.)

Zasięg stref wpływu ciepła	Gatunek stali	MAG		SAW	
		HW 300	IW 500	HW 300	IW 500
$c_w + 0,5 t_f$ [mm]	S 355	42,0	40,5	50,1	48,6
	S 690	26,2	24,7	30,4	28,9
c_z [mm]	S 355	38,0	37,6	46,1	45,7
	S 690	22,2	21,8	26,4	26,0
γ [-]	S 355	0,339	0,601	0,443	0,840
	S 690	0,174	0,279	0,213	0,351
δ [-]	S 355	0,426	0,201	0,554	0,251
	S 690	0,229	0,114	0,276	0,135

3. Symulacje MES zwichrzenia belek walcowanych

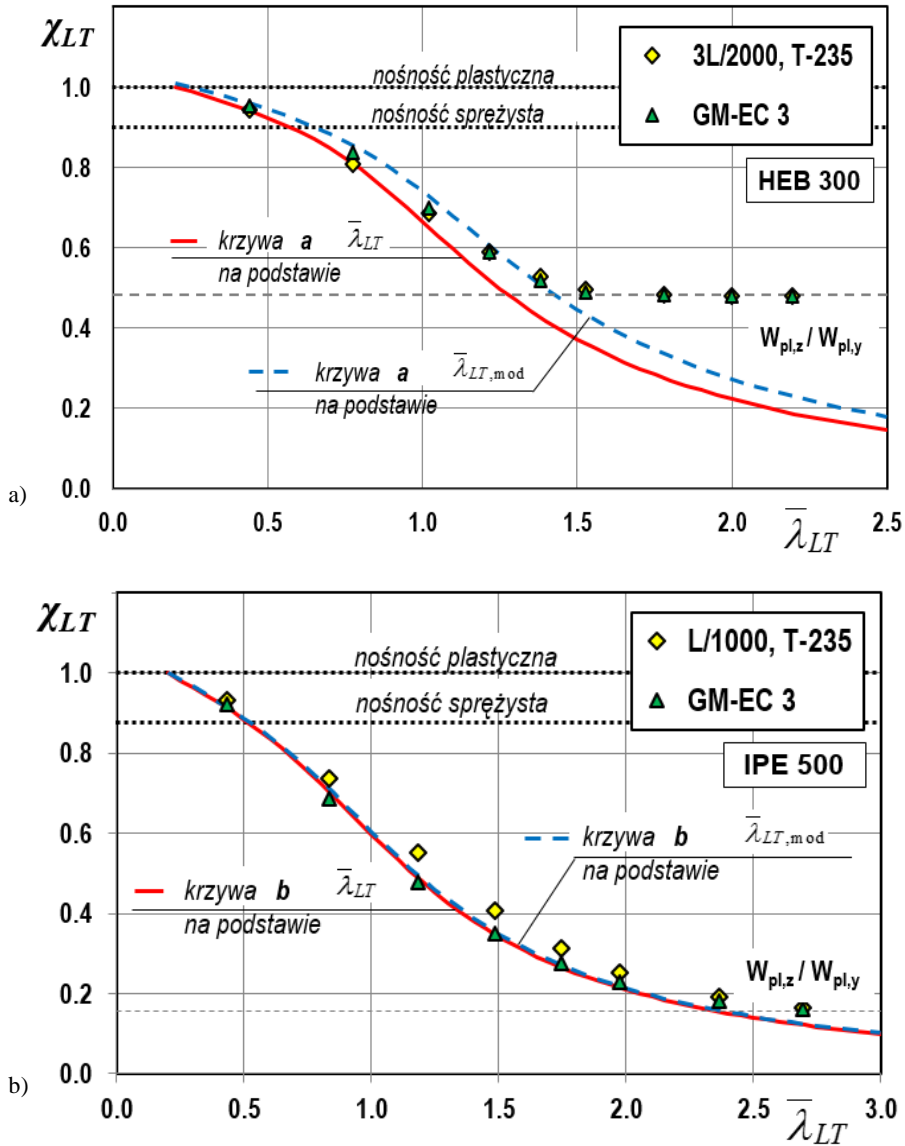
Obliczenia zwichrzenia belek poddanych jednokierunkowemu zginaniu względem osi większej bezwładności przekroju y-y przeprowadzono przy użyciu metody elementów skończonych i wykorzystaniu programu komputerowego ABAQUS/Standard. Jednoprzęsłowe belki modelowano z wykorzystaniem powłokowych elementów skończonych S4R o liniowych funkcjach kształtu. Zadane warunki brzegowe na końcach pręta umożliwiają liniowo-zmienną deplancję na długości pasów. Do obliczeń przyjęto sprężysto-plastyczny model stali o wzmocnieniu izotropowym i o małej wartości modułu wzmocnienia, równej $E/1000$ w celu uzyskania numerycznej stabilności rozwiązania. Szczegóły modelowania MES zostały przedstawione przez autorów w [7] i [8].

Nośności elementów wyznaczono przyjmując imperfekcje geometryczne o wartości zastępczej lub o wartości realnej, gdy w sposób jawny uwzględniono imperfekcje materiałowe. Rozkład naprężeń rezydualnych określono po przyjęciu $f_{y,ref} = 235 \text{ N/mm}^2$ oraz $f_{y,ref} = 355 \text{ N/mm}^2$. Analizie poddano elementy o przekrojach HEB 300 oraz IPE 500 wykonane ze stali S355. Wyniki symulacji MES porównano z wynikami otrzymanymi z metody ogólnej (oznaczono przez GM-EC 3) i porównano z krzywymi eurokodowymi. Krzywe eurokodowe skonstruowano w dwojaki sposób, przyjmując smukłość $\bar{\lambda}_{LT}$ na podstawie momentu krytycznego z rozwiązania liniowego problemu własnego (LEA) zaś smukłość $\bar{\lambda}_{LT,mod}$ z rozwiązania kwadratowego problemu własnego (QEA) [9]. Wyniki przeprowadzonych obliczeń MES w przypadku zwichrzonych belek walcowanych zamieszczono na rys. 6-7.



Rys. 6. Porównanie wyników symulacji numerycznych, uwzględniających rozdzielnie imperfekcji materiałowych i geometrycznych, z krzywymi eurokodowymi w przypadku stali S355; a) przekrój HEB 300; b) przekrój IPE 500 ($f_{y,ref} = 355 \text{ N/mm}^2$ i 235 N/mm^2)

Fig. 6. Comparison of results of finite element simulations according to the method of separate imperfection inclusion and Eurocode's buckling curves in case of steel S355; a) HEB 300 section; b) IPE 500 section ($f_{y,ref} = 355 \text{ N/mm}^2$ and 235 N/mm^2)



Rys. 7. Porównanie wyników symulacji numerycznych uwzględniających różne metody przyjmowania imperfekcji z krzywymi eurokodowymi w przypadku stali S355; a) przekrój HEB 300; b) przekrój IPE 500 ($f_{y,ref} = 235 \text{ N/mm}^2$)

Fig. 7. Comparison of results of finite element simulations according to different methods of imperfection inclusion and Eurocode's buckling curves in case of steel S355; a) HEB 300 section; b) IPE 500 section ($f_{y,ref} = 235 \text{ N/mm}^2$)

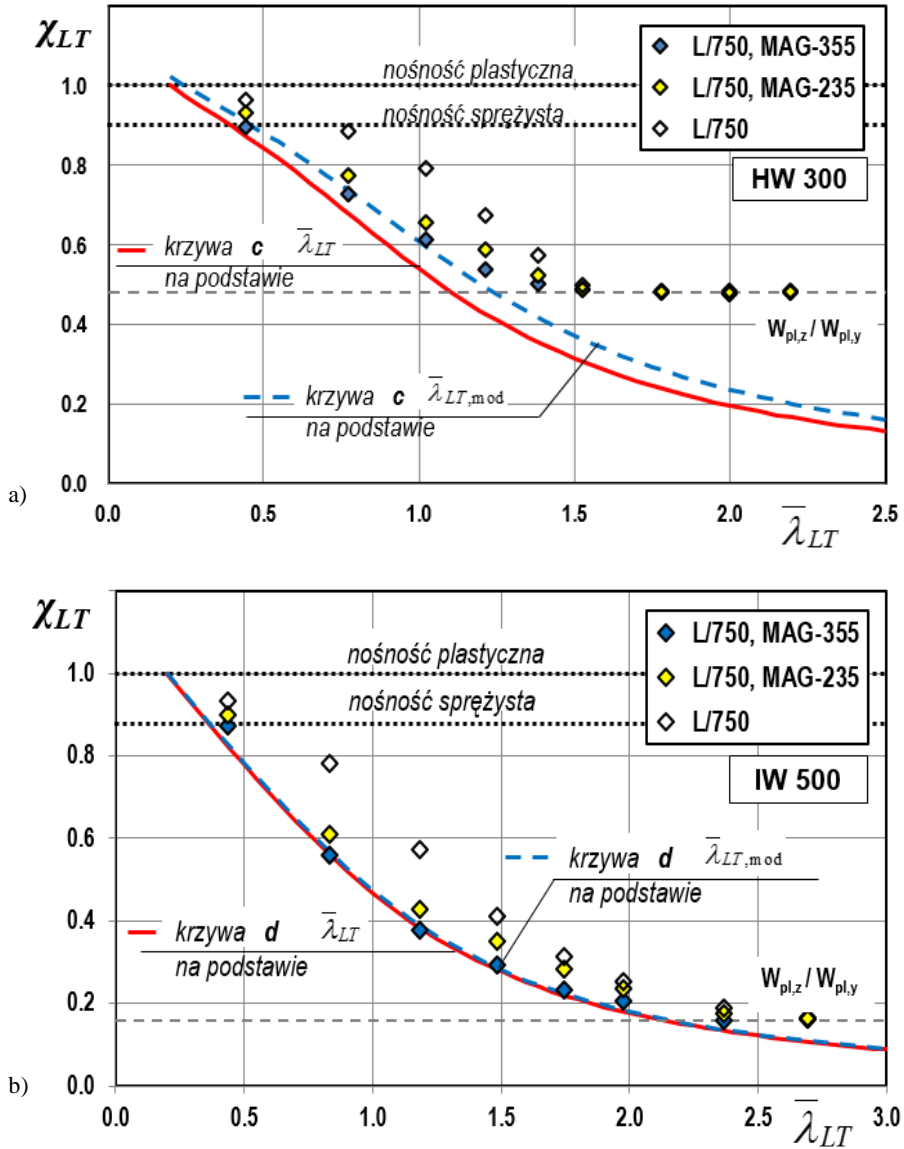
Na podstawie wyników przedstawionych na rys. 6-7 można sformułować następujące wnioski:

- bez względu na sposób modelowania imperfekcji, wyniki uzyskane z analiz GMNIA są zbliżone do eurokodowych krzywych zwichrzenia,
- przyjęta wartość referencyjnej granicy plastyczności $f_{y,ref}$ ma istotny wpływ na nośność dwuteowych elementów zginanych podlegających zwichrzeniu,
- odnośnie elementów o przekroju HEB 300, przyjęcie imperfekcji zastępczych prowadzi do uzyskania nieco wyższych nośności, niż w przypadku rozdzielnego uwzględnienia imperfekcji materiałowych i geometrycznych,
- w przypadku prętów o przekroju IPE 500, symulacje numeryczne uwzględniające rozdzielnie imperfekcje materiałowe i geometryczne prowadzą do uzyskania większych nośności na zwichrzenie, niż zastosowanie imperfekcji zastępczych (odwrotnie niż w przypadku przekroju HEB 300),
- w zakresie średnich smukłości elementów zginanych, naprężenia rezydualne prowadzą do większej redukcji nośności niż imperfekcje geometryczne wynikające z tolerancji ich wytwarzania,
- odnośnie elementów bardzo smukłych, rozwiązania przy wykorzystaniu MES dążą asymptotycznie do pewnego poziomu współczynnika redukcyjnego nośności przy zwichrzeniu, mianowicie $\chi_{LT} \rightarrow W_{pl,z} / W_{pl,y}$,
- w analizie elementów o przekroju szerokostopowym (HEB 300), rozwiązania numeryczne uzyskane z analiz GMNIA są bliższe wartościom odpowiadającym eurokodowej krzywej zwichrzenia bazującej na smukłości zmodyfikowanej $\bar{\lambda}_{LT,mod}$, a nie smukłości $\bar{\lambda}_{LT}$,
- w przypadku przekroju wąskostopowego (IPE 500), rozwiązania numeryczne uzyskane z analiz GMNIA odpowiadają wartościom eurokodowej krzywej zwichrzenia bazującej na smukłości $\bar{\lambda}_{LT}$.

4. Symulacje MES zwichrzenia belek spawanych

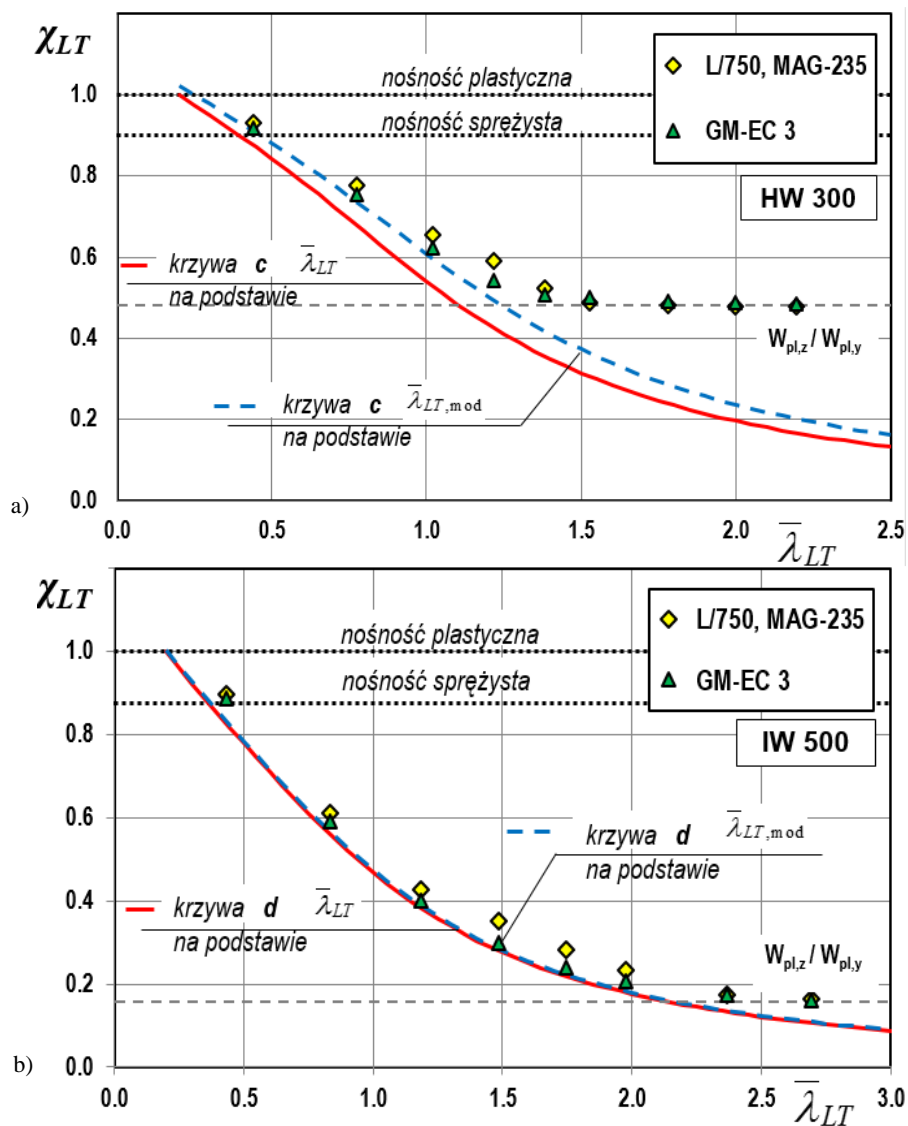
Obliczenia nośności belek jednokierunkowo zginanych względem osi y-y ze zwichrzeniem wykonano także w odniesieniu do elementów spawanych o przekrojach HW 300 oraz IW 500. Analizy GMNIA przeprowadzono w odniesieniu do stali konstrukcyjnej S355 oraz metody spawania MAG, stosując podejście wykorzystujące zastępczą imperfekcję geometryczną oraz podejście polegające na niezależnym modelowaniu imperfekcji geometrycznych oraz materiałowych, wynikających z procesu wytwarzania oraz tolerancji wykonania realnych elementów konstrukcji stalowych. Rezultaty symulacji numerycznych porównano z krzywymi eurokodowymi na rys. 8-9.

Na podstawie wyników przedstawionych na rys. 8-9 można sformułować podobne wnioski jak w przypadku analiz przeprowadzonych w odniesieniu do belek walcowanych na gorąco, których wyniki przedstawiono na rys. 6-7.



Rys. 8. Porównanie wyników symulacji numerycznych, uwzględniających rozdzielnie imperfekcje materiałowe i geometryczne, z krzywymi eurokodowymi w przypadku stali S355; a) przekrój HW 300; b) przekrój IW 500

Fig. 8. Comparison of results of finite element simulations according to the method of separate imperfection inclusion and Eurocode's buckling curves in case of steel S355; a) HW 300 section; b) IW 500 section



Rys. 9. Porównanie wyników symulacji numerycznych uwzględniających różne metody przyjmowania imperfekcji z krzywymi eurokodowymi w przypadku stali S355; a) przekrój HW 300; b) przekrój IW 500 ($f_{y,ref} = 235 \text{ N/mm}^2$)

Fig. 9. Comparison of results of finite element simulations according to different methods of imperfection inclusion and Eurocode's buckling curves in case of steel S355; a) HW 300 section; b) IW 500 section ($f_{y,ref} = 235 \text{ N/mm}^2$)

Na podstawie wyników przedstawionych na rys. 8 i 9 można sformułować następujące wnioski:

- bez względu na sposób modelowania imperfekcji, wyniki uzyskane z analiz GMNIA układają się w pobliżu eurokodowych krzywych zwichrzenia,
- wartość referencyjnej granicy plastyczności $f_{y,ref}$ ma większy wpływ na techniczne zwichrzenie spawanych elementów zginanych o przekroju bisymetrycznym niż odnotowano to w odniesieniu do elementów walcowanych na gorąco,
- odnośnie elementów spawanych o różnej proporcji wymiarów ścianek przekroju, nośności uzyskane przy użyciu MES z rozdzielnym uwzględnieniem imperfekcji materiałowych i geometrycznych są w całym analizowanym zakresie smukłości większe od nośności uzyskanych przy zastosowaniu imperfekcji zastępczych; uwaga powyższa dotyczy zarówno belek spawanych o przekroju HW 300, jak również belek o przekroju IW 500,
- w zakresie średnich smukłości elementów zginanych, przyjęcie referencyjnej wartości $f_{y,ref}$ do określenia wartości naprężeń rezydualnych w przekroju spawanym ma istotniejszy wpływ na zwichrzenie niż w wypadku elementów walcowanych na gorąco,
- odnośnie elementów bardzo smukłych, rozwiązania przy wykorzystaniu MES dążą asymptotycznie do tego samego poziomu współczynnika redukcyjnego nośności przy zwichrzeniu, mianowicie $\chi_{LT} \rightarrow W_{pl,z} / W_{pl,y}$, jaki otrzymano w wypadku analiz MES dotyczących belek walcowanych na gorąco,
- podobnie jak w przypadku elementów walcowanych na gorąco, uzyskane z analiz GMNIA nośności belek spawanych o przekroju szerokostopowym (HW 300) są bliższe wartościom odpowiadającym eurokodowej krzywej zwichrzenia bazującej na smukłości zmodyfikowanej $\bar{\lambda}_{LT,mod}$, a nie smukłości $\bar{\lambda}_{LT}$,
- w przypadku belek spawanych o przekroju wąskostopowym (IW 500), rozwiązania numeryczne uzyskane z analiz GMNIA są bliższe wartościom wyznaczonym z eurokodowej krzywej zwichrzenia bazującej na smukłości $\bar{\lambda}_{LT}$.

5. Wnioski

W pracy przedstawiono zagadnienie wpływu imperfekcji na zwichrzenie techniczne belek stalowych walcowanych oraz spawanych. Przy odrębnym modelowaniu imperfekcji materiałowych (naprężenia resztkowe) oraz geometrycznych (zgodnie z tolerancjami wytwarzania elementów) wyznaczono wpływ typu niedoskonałości na nośność rozważanego elementu. Autorzy zastosowali także podejście polegające na obliczaniu belek obarczonych zastępczą imperfekcją geometryczną stwierdzając, że oba podejścia są na ogół równoważne. Na podstawie przeprowadzonych analiz można ponadto wyciągnąć wniosek, iż w zakresie średnich smukłości elementów zginanych, naprężenia rezydualne

prowadzą do większej redukcji nośności niż imperfekcje geometryczne wynikające z tolerancji ich wytwarzania.

Przedstawione w pracy obliczenia jednoprzęsłowych belek o wyidealizowanych warunkach brzegowych są podstawą do przeprowadzenia dalszych analiz, z uwzględnieniem innych warunków brzegowych, np. jak rozważano to w pracy [10], a także z uwzględnieniem złożonych stanów obciążeń [11]. Zastosowana metodologia może być także z powodzeniem użyta do modelowania zagadnień niestateczności lokalnej i globalnej prętów cienkościennych, jak rozważano np. w [12].

Literatura

- [1] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] Simoes da Silva L., Simoes R., Gervasio H.: Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. ECCS Eurocode Design Manual, Ernst & Sohn, 2010.
- [3] Rykaluk K.: Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2012.
- [4] Pasternak H., Launert B., Krausche T.: Welding of girders with thick plates – Fabrication, measurement and simulation, Journal of Constructional Steel Research, 115, 2015, pp. 407-416.
- [5] EN 10034, Structural steel I and H sections- Tolerances on shape and dimensions, CEN, Brussels, 1996.
- [6] PN-EN 1090-2, Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych – Część 2: Wymagania techniczne dotyczące wykonania konstrukcji stalowych, PKN, Warszawa, 2014.
- [7] Giżejowski M., Szczerba R., Gajewski M., Stachura Z.: On the resistance evaluation of lateral-torsional buckling of bisymmetrical I-section beams using finite element simulations, Procedia Engineering 153, 2016, pp. 180-188.
- [8] Giżejowski M., Szczerba R., Gajewski M.: Modele MES i metody symulacji w analizie zwichrzenia zginanych elementów konstrukcji stalowych. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, Politechnika Rzeszowska, t. XXXIII, 33, 63 (1/I/16), s. 339-346, DOI: 10.7862/rb.2016.40.
- [9] Giżejowski M., Gajewski M., Stachura Z., Szczerba R.: W sprawie oceny zwichrzenia stalowych belek dwuteowych. Inżynieria i budownictwo, 1/2017, s. 13-17.
- [10] Żmuda J.: Problemy niestateczności w projektowaniu dźwigarów stalowych. Studia i Monografie, nr 156, Oficyna Wydawnicza Politechniki Opolskiej, Opole 2004.
- [11] Kowal Z., Szychowski A.: Nośność graniczna prętów ściskanych pod interakcyjnym obciążeniem poprzecznym, Inżynieria i Budownictwo, 7, 1996.
- [12] Szychowski A.: A theoretical analysis of the local buckling in thin-walled bars with open cross-section subjected to warping torsion, Thin-Walled Structures 76 2014, pp. 42-55.

INFLUENCE OF IMPERFECTIONS ON LTB RESISTANCE OF STEEL ROLLED AND WELDED BEAMS

Summary

The proposed paper analyzes the influence of geometrical and material imperfections on the LTB resistance of steel rolled and welded I-section beams subjected to uni-directional bending about major principal axis $y-y$. FEM calculations were conducted in case of rolled beams with wide flange HEB and narrow flange IPE sections and welded beams made of equivalent section dimensions. Imperfection profile corresponding to the lowest eigenmode of lateral-torsional buckling was used in case of equivalent geometric imperfection modelling and the lowest of flexural buckling about minor principal axis $z-z$ in case of separate modelling of geometric and material imperfections. In the latter case, residual stresses were modelled with use of initial stress fields. Geometrically and materially nonlinear analyses of GMNIA type were carried out.

Keywords: steel rolled and welded sections, residual stresses, geometrical imperfections, lateral-torsional buckling, FEM, GMNIA

Przesłano do redakcji: 11.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Roman BIJAK¹

GIĘTNO-SKRĘTNA UTRATA STATECZNOŚCI PODPARTYCH WIDEŁKOWO I OBCIĄŻONYCH MIMOŚRODOWO SŁUPÓW DWUTEOWYCH

W pracy przedstawiono analityczną metodę wyznaczania mnożnika obciążenia krytycznego giętno-skrętnej utraty stateczności niestężonych słupów wykonanych z dwuteowników bisymetrycznych. Zależności analityczne skonstruowano w ten sposób, by były rozszerzeniem wzorów na moment krytyczny zwichrzenia zginanych belek dwuteowych. Zaletą tego podejścia jest między innymi to, że możemy ocenić wpływ siły osiowej na podstawie zmiany znanych ze wzorów na moment krytyczny zwichrzenia współczynników (w tym przypadku C_1 i D). Przemieszczenie z płaszczyzny zginania jest aproksymowane za pomocą funkcji będącej kombinacją symetrycznej i antysymetrycznej postaci wybożenia. Przykłady numeryczne pokazują dobrą zgodność rozwiązań analitycznych z wynikami otrzymanymi w programie LTBeamN. Metoda może znaleźć praktyczne zastosowanie przy wymiarowaniu metodą ogólną słupów obciążonych mimośrodowo.

Słowa kluczowe: giętno-skrętna utrata stateczności, słupy obciążone mimośrodowo, podparcie widełkowe, dwuteowniki bisymetryczne, rozwiązanie analityczne

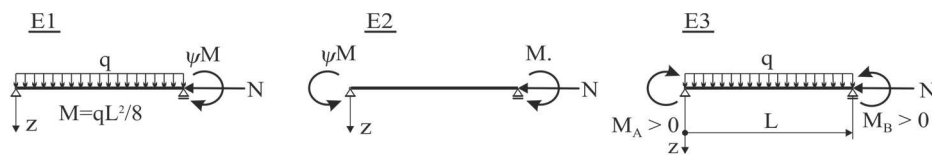
1. Wprowadzenie

W przypadku wymiarowania słupów jednokierunkowo zginanych i ściskanych metodą ogólną [12] musimy wyznaczyć mnożnik obciążenia krytycznego dla giętno-skrętnej utraty stateczności. W pracy analizowano przypadki obciążenia momentami skupionymi na podporach z ewentualnym jednoczesnym obciążeniem równomiernie rozłożonym w przęśle. Omówienie literatury w której analizowano moment krytyczny zwichrzenia dla prostszych schematów statycznych przedstawiono np. w [1, 7]. Natomiast w literaturze zestawionej na końcu tego opracowania w zasadzie zawarto pozycje, które starają się łączyć prostotę wzorów z dokładnością rozwiązania [1÷9].

Otrzymane rozwiązania porównano z wynikami MES (LTBeamN [14]). W tym programie pręt jest dzielony na 100 elementów skończonych. W przypadku podziału na 200 elementów wynik jest ten sam (z dokładnością do 0,001).

¹ Roman Bijak, Politechnika Świętokrzyska, Aleja Tysiąclecia P.P. 7, 25-314 Kielce, r.bijak@wp.pl

W prezentowanej pracy wyprowadzono odpowiednie zależności analityczne uwzględniające wpływ siły osiowej w ten sposób, by były rozszerzeniem wzorów na moment krytyczny zwichrzenia zginanych belek dwuteowych [1÷7]. W celu poprawy dokładności rozwiązania, przemieszczenie z płaszczyzny zginania jest aproksymowane za pomocą funkcji będącej kombinacją symetrycznej i antysymetrycznej postaci wybożenia (por. [8, 9]). W pracy nie uwzględniano podatności połączeń, która ma istotny wpływ na utratę stateczności np. płatwi dwuteowych [11]. W przypadku słupów założenie podparcia widełkowego na końcach daje oszacowania po stronie bezpiecznej.



Rys. 1. Rozpatrywane przypadki obciążenia

Fig. 1. Considered load cases

Moment krytyczny zwichrzenia niestężonych belek zginanych o przekroju bisymetrycznym, podpartych widełkowo na końcach, możemy aproksymować za pomocą wzoru:

$$M_{0,cr} = C_1 \cdot N_{cr,z} \left(\sqrt{D + (C_2 z_g)^2} + C_2 z_g \right) \quad (1)$$

$$D = \frac{I_w}{I_z} + \frac{GI_T}{N_{cr,z}}, \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \quad (2a,b)$$

gdzie: C_1 – współczynnik zależny od rozkładu momentu zginającego,
 C_2 – współczynnik zależny od C_1 i rozkładu obciążenia poprzecznego,
 z_g – współrzędna przyłożenia obciążenia poprzecznego,
 E, G – odpowiednio moduł sprężystości podłużnej i poprzecznej,
 I_w, I_T – moment bezwładności wycinkowy i skręcania St. Venanta,
 I_z – moment bezwładności względem osi z,
 L – rozpiętość belki.

W literaturze niemieckiej [6] wzór (1) jest nieco inaczej zapisany:

$$C_1 = \zeta, \quad C_2 = 0,5, \quad D = c^2, \quad \frac{GI_T}{N_{cr,z}} \approx 0,039 \frac{I_T L^2}{I_z} \quad (3a÷d)$$

Przyjęcie stałej C_2 wg wzoru (3b) upraszcza obliczenia. Jest jednak nieprawne w przypadku schematów statycznych z obciążeniem poprzecznym i momentami skupionymi na podporach [5].

2. Moment krytyczny zwichrzenia zginanych belek dwuteowych

Warunek giętno-skrętnej utraty stateczności zginanych belek wykonanych z dwuteowników bisymetrycznych możemy zapisać w formie [3]:

$$\begin{aligned} \delta I_{bl} = \int_L (EI_z v^{(2)} \delta v^{(2)} + GI_T \varphi^{(1)} \delta \varphi^{(1)} + EI_w \varphi^{(2)} \delta \varphi^{(2)}) dx + \\ + \int_L M_y^b(x) (v^{(2)} \delta \varphi + \varphi \delta v^{(2)}) dx + \int_L q_z^b z_g \varphi \delta \varphi dx = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

gdzie: $f^{(k)} = d^k f / dS^k$ – k -ta pochodna po współrzędnej x ,
 $v(x)$ – przemieszczenie wzdłuż osi y ,
 $\varphi(x)$ – kąt skręcenia przekroju.

Górny indeks b odnosi się do stanu krytycznego:

$$M_y^b(x) = \mu_{cr} M_y(x), \quad q_z^b = \mu_{cr} q \quad (5a,b)$$

gdzie: $M_y(x)$ – rozkład momentu zginającego po długości elementu,
 μ_{cr} – mnożnik obciążenia krytycznego,
 q – obciążenie rozłożone skierowane wzdłuż osi z .

Całkując przez części (4) otrzymujemy układ równań różniczkowych giętno-skrętnej utraty stateczności:

$$EI_z v^{(4)} + M_y^b \varphi^{(2)} = 0 \quad (6)$$

$$M_y^b v^{(2)} + q_z^b \varphi + EI_w \varphi^{(4)} - GI_T \varphi^{(2)} = 0 \quad (7)$$

Wykonując dwukrotne całkowanie równania (6) i uwzględniając warunki brzegowe dla podparcia widełkowego otrzymujemy:

$$v^{(2)} = -\frac{M_y^b(x)}{EI_z} \varphi \quad (8)$$

Po podstawieniu zależności (8) do (7) redukujemy układ (6), (7) do równania różniczkowego giętno-skrętnej utraty stateczności:

$$-\frac{[M_y^b(x)]^2}{EI_z} \varphi + q_z^b \varphi + EI_w \varphi^{(4)} - GI_T \varphi^{(2)} = 0 \quad (9)$$

Równanie (9) jest podstawą do znalezienia przybliżonego rozwiązania analitycznego. Zostało to pokazane szczegółowo w pracach [4, 5]. W dalszej części przedstawiono tylko wyniki potrzebne do opracowania przykładów.

W celu oszacowania momentu krytycznego zwichrzenia wykorzystano metodę ortogonalizacyjną Bubnowa-Galerkina [3÷5] otrzymując równanie:

$$-a_1(M_0^b)^2 + N_{cr,z} a_2 z_g(M_0^b) + N_{cr,z}^2 D = 0 \quad (10)$$

$$a_1 = \frac{2}{M_0^2 L_0} \int_0^L M_y^2(x) \sin^2 \frac{\pi x}{L} dx, \quad a_2 = \frac{qL^2}{M_0 \pi^2} \quad (11a,b)$$

gdzie: $M_0^b = \mu_{cr} M_0$ – krytyczna wartość momentu M_0 ,
 M_0 – maksymalna wartość bezwzględna momentu zginającego
 $(\max |M_y(x)| \quad 0 \leq x \leq L)$.

Rozwiązanie równania kwadratowego (10) można zapisać w postaci wzoru (1) z następującymi parametrami C_1, C_2 [4, 5]:

$$C_1 = \frac{1}{\sqrt{a_1}} \quad (12)$$

$$C_2 = C_1 \frac{a_2}{2} \quad (13)$$

Dla prostych schematów obciążeń współczynnik C_1 wyznaczamy bezpośrednio ze wzorów (11a), (12). W tabeli 1. zestawiono aproksymację współczynników C_1, C_2 dla schematów statycznych rozpatrywanych w dalszej części pracy.

Tabela 1. Współczynniki C_1, C_2 dla wybranych schematów obciążenia (rys. 1.)

Table 1. Coefficients C_1, C_2 for selected load cases (fig. 1.)

Wsp.	Schemat statyczny E1 (rys. 1)		Schemat statyczny E2 (rys. 1)
	$0 \leq \psi \leq 0,69$	$0,69 \leq \psi \leq 1$	$0 \leq \psi \leq 1$
C_1	$1,13 + 0,10\psi$	$-1,25 + 3,5\psi$	$1,77 - 1,04\psi + 0,27\psi^2$ (lecz $C_1 \leq 2,6$)
C_2	$0,41 C_1 / (1 - \psi/4)^2$	$0,41 C_1 / \psi$	0

W ogólnym przypadku (schemat statyczny E3, rys. 1.) współczynnik C_1 możemy aproksymować za pomocą wzoru:

$$C_1 = \sqrt{\frac{21M_0^2}{M_0^2 + 6M_2^2 + 8M_3^2 + 6M_4^2}} \quad (14)$$

gdzie: M_2, M_3, M_4 – momenty zginające odpowiednio dla $x = L/4, L/2, 3L/4$.

3. Wpływ siły osiowej na giętno-skrętną utratę stateczności

Uwzględniając (4) warunek giętno-skrętnej utraty stateczności jednokierunkowo zginanych i ściskanych słupów wykonanych z dwuteowników bisymetrycznych możemy zapisać w formie:

$$\delta I_{b2} = \delta I_{b1} - \int_L N^b (v^{(1)} \delta v^{(1)} + i_p^2 \phi^{(1)} \delta \phi^{(1)}) dx = 0 \quad (15)$$

gdzie: $N^b = \mu_{cr} N$ – krytyczna wartość siły ściskającej,
 i_p – biegunowy promień bezwładności.

Całkując przez części (15) otrzymujemy układ równań różniczkowych giętno-skrętnej utraty stateczności:

$$EI_z v^{(4)} + M_y^b \phi^{(2)} + N^b v^{(2)} = 0 \quad (16)$$

$$M_y^b v^{(2)} + q_z^b \phi + EI_w \phi^{(4)} - GI_T \phi^{(2)} + N^b i_p^2 \phi^{(2)} = 0 \quad (17)$$

Wykonując dwukrotne całkowanie równania (16) i uwzględniając warunki brzegowe dla podparcia widełkowego otrzymujemy (por. (8)):

$$v^{(2)} = -\frac{M_y^b(x)}{EI_z} \phi - \frac{N^b}{EI_z} v \quad (18)$$

Po podstawieniu zależności (18) do (17) otrzymujemy zmodyfikowany układ równań różniczkowych giętno-skrętnej utraty stateczności:

$$EI_z v^{(2)} + M_y^b \phi + N^b v = 0 \quad (19)$$

$$-\frac{[M_y^b(x)]^2}{EI_z} \phi - N^b \frac{M_y^b(x)}{EI_z} v + q_z^b \phi + EI_w \phi^{(4)} - GI_T \phi^{(2)} + N^b i_p^2 \phi^{(2)} = 0 \quad (20)$$

Przemieszczenia założono w postaci:

$$\phi(x) = A \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right), \quad v(x) = B_1 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) + B_2 \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \quad (21a,b)$$

W celu oszacowania momentu krytycznego zwichrzenia wykorzystano metodę ortogonalizacyjną Bubnowa-Galerkina. Wyznaczono równanie kwadratowe:

$$-\bar{a}_1 (M_0^b)^2 + N_{cr,z} a_2 Z_g (M_0^b) + N_{cr,z}^2 \bar{D} = 0 \quad (22)$$

Współczynnik a_2 we wzorze (22) jest taki sam jak w (11). Pozostałe parametry uwzględniają wpływ siły osiowej:

$$\bar{a}_1 = \frac{1}{C_1^2} + \frac{\delta_N}{1-\delta_N}(g_1)^2 + \frac{\delta_N}{4-\delta_N}(g_2)^2, \quad \bar{D} = D - \delta_N i_p^2, \quad \delta_N = \frac{N^b}{N_{cr,z}} \quad (23a-c)$$

$$g_1 = \frac{M_A + M_B}{2M_0} + \frac{qL^2(\pi^2 + 3)}{12M_0\pi^2}, \quad g_2 = \frac{16(M_A - M_B)}{9M_0\pi^2} \quad (24a,b)$$

gdzie: M_A, M_B – momenty skupione na podporach wg rys. 1.

Moment krytyczny możemy zapisać analogicznie do (1):

$$M_0^b(N^b) = \bar{C}_1 \cdot N_{cr,z} (\sqrt{\bar{D} + (\bar{C}_2 z_g)^2} + \bar{C}_2 z_g) \quad (25)$$

$$\bar{C}_1 = \frac{1}{\sqrt{\bar{a}_1}}, \quad \bar{C}_2 = \bar{C}_1 \frac{a_2}{2}, \quad \mu_{cr} = \frac{M_0^b}{M_0} = \frac{N^b}{N} \quad (26a-c)$$

4. Wyniki obliczeń

Mnożnik obciążenia krytycznego μ_{cr} wyznaczamy iteracyjnie. Najpierw zakładamy jego wartość początkową np. $\mu_{cr,1} = 3$. Na jej podstawie wyznaczamy $N_1^b = \mu_{cr,1}N$ oraz $M_{01}^b(N_1^b)$ wg (25). Następnie określamy $\mu_{cr} = M_{01}^b/M_0$. Obliczenia powtarzamy do momentu, gdy $\mu_{cr,i} \approx \mu_{cr}$. Wygodnie jest opracować odpowiedni arkusz kalkulacyjny.

W tabeli 2. porównano rozwiązanie analityczne z wynikami MES w przypadku słupa wykonanego z HEA 400 o długości $L = 8,5$ m dla schematu statycznego E2 (rys. 1.) (M_{cr}, M_0^b przedstawiono w kNm, N_0^b w kN, D w cm^2). Obliczeniowa siła ściskająca wynosi $N_{Ed} = 600$ kN, obliczeniowy moment skupiony $M_{y,Ed} = 350$ kNm.

Tabela 2. Liniowy rozkład momentu zginającego (przypadek E2, rys. 1.)

Table 2. Linear bending moment distribution (case E2, fig. 1.)

Metoda	Zginanie				Zginanie ze ściskaniem					
	ψ	C_1	C_2	M_{cr}	C_1	C_2	D	μ_{cr}	M_0^b	N_0^b
LTBeamN	1	-	-	765,2	-	-	-	1,59	557	954
wzór (25)	1	1	0	765,2	0,784	0	835,2	1,58	556	948
LTBeamN	0	-	-	1401	-	-	-	2,40	840	1440
wzór (25)	0	1,77	0	1354	1,220	0	766,8	2,38	830	1428
LTBeamN	-0,6	-	-	2040	-	-	-	3,22	1127	1932
wzór (25)	-0,6	2,49	0	1906	1,744	0	695,1	3,22	1130	1906

W Tabeli 3 porównano rozwiązanie analityczne z wynikami MES w przypadku słupa wykonanego z HEA 400 o długości $L = 8,5$ m dla schematu statycznego E1 (rys. 1). Obliczeniowa siła ściskająca wynosi $N_{Ed} = 600$ kN. Obciążenie równomiernie rozłożone $q_{Ed} = 40$ kN/m jest przyłożone do górnej półki.

Tabela 3. Obciążenie wg wykresu E1 (rys. 1.)

Table 3. Load according to E1 diagram (fig. 1.)

Metoda	Zginanie				Zginanie ze ściskaniem					
	ψ	C_1	C_2	M_{cr}	C_1	C_2	D	μ_{cr}	M_0^b	N_0^b
LTBeamN	0	-	-	652,3	-	-	-	1,42	515,1	856
wzór (25)	0	1,13	0,46	650,8	0,919	0,373	848,8	1,42	513,7	852
LTBeamN	0,8	-	-	738,1	-	-	-	1,91	552,7	1148
wzór (25)	0,8	1,55	0,79	734,9	1,255	0,643	802,7	1,96	568,7	1176
LTBeamN	1	-	-	1003	-	-	-	2,07	748,6	1243
wzór (25)	1	2,25	0,92	993,5	1,689	0,685	795	2,05	740,3	1230

5. Przykłady wymiarowania wg metody ogólnej

W przypadku wymiarowania słupów mimośrodowo ściskanych metodą ogólną [12] musimy wyznaczyć mnożnik obciążenia krytycznego dla giętno-skrętnej utraty stateczności:

$$\alpha_{cr,op} = \mu_{cr} \quad (27)$$

Za pomocą analizy geometrycznie nieliniowej z uwzględnieniem imperfekcji geometrycznych wyznaczamy $M_{y,Ed}^II$ oraz globalną smukłość względną (28a):

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}, \quad \frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{Ed}^II}{M_{y,Rk}} \quad (28a,b)$$

gdzie: N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ – nośność charakterystyczna przekroju krytycznego odpowiednio przy ściskaniu i zginaniu.

Na podstawie $\bar{\lambda}_{op}$ wyznaczamy współczynniki wyboczenia i zwichrzenia:

$$\chi_{z,op} = \chi_z(\bar{\lambda}_{op}), \quad \chi_{LT,op} = \bar{\chi}_{LT}(\bar{\lambda}_{op}) \quad (29a,b)$$

Jeżeli $\alpha_{ult,k}$ wyznaczamy ze wzoru (28b) to warunek stateczności przyjmuje postać (30a). W przypadku tradycyjnej metody korzystamy ze wzoru (30b) ($M_{y,Ed}^I$ otrzymujemy z analizy liniowej).

$$w_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z,op} N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed}^{II}}{\frac{\chi_{LT,op} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1, \quad w_1^* = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed}^I}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (30a,b)$$

W przykładach przedstawionych poniżej porównano warunek stateczności elementu wg metody 2 i metody ogólnej [12, 13]. Maksymalny moment zginający występuje w nich nad podporą i wówczas $M_{y,Ed}^{II} = M_{y,Ed}^I$. Pominięto sprawdzenie nośności przekroju.

Przykład 1

Rozpatrzmy słup wykonany z HEA 400 ze stali S235 o długości $L = 8,5$ m obciążony wg schematu statycznego E2 ($\psi=0$, rys. 1.) [12]. Obliczeniowa siła ściskająca wynosi $N_{Ed} = 600$ kN, obliczeniowy moment skupiony $M_{y,Ed} = 350$ kNm. Nośności przekroju wynoszą: $N_{Rk} = 3736$ kN, $M_{y,Rk} = 602$ kNm ($\gamma_{M1} = 1,1$). W tabeli 4. zestawiono podstawowe parametry dla warunków stateczności elementu (M_{cr} w kNm, $N_{cr,z}$ w kN). Jeżeli zastosujemy bardziej zaawansowane metody numeryczne [12], to wówczas: $\alpha_{cr,op} = 2,42$, $w_1 = 0,989$.

Tabela 4. Warunek stateczności elementu [12] wg metody 2 i metody ogólnej

Table 4. Stability condition for element [12] according to method 2 and general method

Metoda 2 [12]						Metoda ogólna					
$N_{cr,z}$	χ_z	M_{cr}	χ_{LT}	k_{zy}	w_1^*	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	$\chi_{z,op}$	$\chi_{LT,op}$	w_1
2450	0,460	1414	1,00	0,89	0,954	2,40	1,348	0,749	0,755	0,844	0,992

Przykład 2

Rozpatrzmy słup wykonany z IPE 500 ze stali S235 o długości $L = 3,5$ m. Będziemy korzystać ze wzorów dla schematu E3 ($M_A = 0$, $M_B = -350$ kNm). Obliczeniowa siła ściskająca wynosi $N_{Ed} = 800$ kN. Obliczeniowe obciążenie rozłożone $q_{Ed} = 30$ kN/m jest przyłożone do środka ciężkości ($z_g = 0$) [13]. Nośności przekroju wynoszą: $N_{Rk} = 2714$ kN, $M_{y,Rk} = 516$ kNm. W tabeli 5. zestawiono podstawowe parametry dla warunków stateczności elementu (M_{cr} w kNm, $N_{cr,z}$ w kN, $\gamma_{M1} = 1,0$). Współczynnik C_1 wyznaczono za pomocą wzoru (14):

$$C_1 = \sqrt{\frac{21 \cdot 350^2}{350^2 + 6 \cdot 5305^2 + 8 \cdot 12906^2 + 6 \cdot 22805^2}} = 2,098 \quad (31)$$

Następnie wyznaczamy a_2 i C_2 odpowiednio ze wzorów (11b), (13). Jeżeli skorzystamy z programu LTBeamN to wówczas: $\alpha_{cr,op} = 3,125$, $w_1 = 1,099$.

Tabela 5 Warunek stateczności elementu [13] wg metody 2 i metody ogólnej

Table 5. Stability condition for element [13] according to method 2 and general method

Metoda 2 [13]						Metoda ogólna					
N_{cz}	χ_z	M_{cr}	χ_{LT}	k_{zy}	w_1^*	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	$\chi_{z,op}$	$\chi_{LT,op}$	w_1
3624	0,683	2127	1,00	0,847	1,006	3,08	1,028	0,578	0,849	0,899	1,102

6. Uwagi i wnioski

Prezentowana metoda pozwala na automatyczne wymiarowanie w arkuszu kalkulacyjnym słupów mimośrodowo ściskanych wg metody ogólnej. W rozpatrywanych przykładach otrzymano stosunkowo małe błędy aproksymacji mnożnika obciążenia krytycznego wyznaczonego ze wzorów (23÷26). Przedstawione przykłady są jednak stosunkowo proste. Żeby stosować ją w praktyce projektowej potrzebne są dalsze analizy [15].

Zarówno w przypadku prezentowanej metody jak i programu LTBeamN istnieje możliwość rozpatrywania obciążenia dwuparametrowego podobnie jak w pracy [10]. Jeżeli np. $N^b/N = \mu_{cr,N}$, $M_0^b/M_0 = \mu_{cr,M} = 2,5\mu_{cr,N}$ to zmieniamy mnożnik $\mu_{cr,N}$ dopóki nie spełnimy warunku dla momentu zginającego. Analogicznie postępujemy w programie LTBeamN zmieniając wartość siły osiowej i ustawiając opcję z jej blokadą. W przypadku arkusza kalkulacyjnego Excel, najwygodniej jest wykorzystać wbudowaną funkcję rozwiązywania równań nieliniowych (Solver w zakładce Dane). Można ją również wywoływać z poziomu VBA. Dla schematu statycznego rozpatrywanego w przykładzie 1 otrzymujemy: $\mu_{cr,N} = 1,26$ wg prezentowanej metody i 1,28 z programu MES.

Wpływ sił skupionych i zróżnicowanie miejsca przyłożenia obciążenia po wysokości przekroju można uwzględnić w sposób pokazany w pracy [5].

Literatura

- [1] Weiss S.: Uwagi w sprawie kryterium stateczności w przypadku zgięcia pręta cienkościennego, *Archiwum Inżynierii Lądowej*, XV(3), 1969, s. 623-40.
- [2] Weiss S., Giżejowski M.: *Stateczność konstrukcji metalowych. Układy prętów*. Arkady, Warszawa 1991.
- [3] Mohri F., Brouki A., Roth J.C.: Theoretical and numerical stability analyses of unrestrained, monosymmetric thin-walled beams, *Journal of Constructional Steel Research* 59, 2003, pp. 63-90.
- [4] Bijak R.: Ogólny przypadek zwichrzenia belek o dwuteowym przekroju bisymetrycznym podpartych widełkowo. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* 276, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska* 58 (3/2011/II), s. 201-208.
- [5] Bijak R.: The Lateral Buckling of Simply Supported Unrestrained Bisymmetric I-Shape Beams, *Archives of Civil Engineering*, Volume 61, Issue 4 (Dec 2015), pp. 127-140.

- [6] Stahlbau-Kalender 2009. Herausgegeben von Kuhlman U. Ernst & Sohn, Berlin 2009.
- [7] Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L.: The behaviour and design of steel structures to EC3, Furth edition, Taylor & Francis, London and New York, 2008.
- [8] Stachura Z.: Ocena zwichrzenia sprężystego na podstawie interakcji symetrycznych i antysymetrycznych stanów obciążenia, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, Politechnika Rzeszowska, t. XXXIII, z. 63 (1/I/16), styczeń-marzec 2016, s. 365-372, DOI: 10.7862/rb.2016.43
- [9] Giżejowski M., Stachura Z., Uziak J.: Elastic flexural-torsional buckling of beams and beam-columns as a basis for stability design of members with discrete rigid restraints, Proceedings SEMC 2016 Conference, Cape Town 2016.
- [10] Gosowski B.: Spatial buckling of thin-walled steel-construction beam-columns with discrete bracings, Journal of Constructional Steel Research 52, 1999, pp. 293-317.
- [11] Górski M., Kozłowski A.: Podatność podparcia płatwi na podporze a jej moment krytyczny, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, Politechnika Rzeszowska, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień-czerwiec 2013, s. 99-116, DOI: 10.7862/rb.2013.20.
- [12] Papp F., Rubert A., Szalai J.: DIN EN 1993-1-1-konforme integrierte Stabilitätsanalysen für 2D/3D-Stahlkonstruktionen (Teil 1), Stahlbau 83(1), 2014, s. 1-15.
- [13] Boissonnade N., Greiner R., Jaspart J.P., Lindner J.: Rules for Member Stability in EN 1993-1-1, ECCS-European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 8 - Stability, No. 119, 2006.
- [14] LTBeamN v 1.0.3 [<https://www.cticm.com/content/ltbeamn-logiciel-deversement-elastique-poutres>].
- [15] Bijak R.: Biegedrillknicken von Trägern aus I-Profilen, w przygotowaniu do Stahlbau.

LATERAL-TORSIONAL BUCKLING OF SIMPLY SUPPORTED BISYMMETRIC I-BEAM-COLUMNS

Summary

In the paper, it was presented analytic method of determination of critical load factor for lateral-torsional buckling of unbraced columns made from bisymmetric I-sections. Analytic formulas were elaborated in a manner to make them extension of expressions used for determination of critical moment for beams under bending. Direct advantage of such approach is possibility of estimation of influence of axial force on basis of known coefficients (C1 and D in this case). Displacement out of bending plane is estimated with use of function which is combination of symmetric and antisymmetric form of buckling. Numerical examples show good consistency of analytic results with those obtained from LTBeamN FEM software. This approach can find practical application for calculations of column with use of the general method.

Keywords: lateral-torsional buckling, beams-columns, simply supported beams, bisymmetric I-shaped beams, analytical solution

Przesłano do redakcji: 20.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Zbigniew STACHURA¹
Marian GIŻEJOWSKI²

ALTERNATYWNA PROCEDURA ANALITYCZNO- NUMERYCZNA W EUROKODOWYM PROJEKTOWANIU STALOWYCH ELEMENTÓW Z BOCZNYMI USZTYWNIENIAMI DYSKRETNymi

Przedstawiono alternatywną do eurokodowej propozycję analityczno-numeryczną oceny nośności stalowych elementów osiowo ściskanych i zginanych względem osi większej bezwładności przekroju. Niniejszy artykuł stanowi kontynuację badań autorów prowadzonych dotychczas tylko w odniesieniu do elementów bez usztywnień pośrednich, a rozszerzonych na obecnym etapie do elementów z pośrednimi usztywnieniami dyskretnymi. Zaproponowano uogólnienie sformułowania Ayrton-Perry'ego do elementów równocześnie ściskanych i zginanych, w postaci analogicznej do przyjętej w PN-EN 1993-1-1 lecz odnoszącej się tylko do elementów ściskanych lub zginanych. Na wybranych przykładach porównano wyniki otrzymane z proponowanego alternatywnego podejścia analityczno-numerycznego z wynikami uzyskanymi z interakcyjnych formuł eurokodowych, w których współczynniki interakcji wyznaczano Metodą 1 oraz Metodą 2.

Słowa kluczowe: dwuteownik stalowy, zginanie i ściskanie, nośność na wyobciążenie, uogólnione sformułowanie Ayrton-Perry, dyskretne usztywnienia boczne i przeciwskrajne

1. Wprowadzenie

Właściwa ocena nośności dwuteowych bisymetrycznych elementów stalowych, ściskanych i jednokierunkowo zginanych względem osi większej bezwładności przekroju jest bardzo istotna w projektowaniu konstrukcji stalowych. Bardzo często elementy płaskich układów ramowych są podparte bocznie (w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny ramy) i/lub przeciwskrajnie przez inne drugorzędne elementy nośne, jak np. belki stropowe, płatwie dachowe lub

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Zbigniew Stachura, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Zespół Konstrukcji Metalowych, Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, Polska, z.stachura@il.pw.edu.pl

² Marian Giżejowski, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Zespół Konstrukcji Metalowych, Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, Polska, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

rygle ściennie. Tego typu podparcie może mieć charakter sztywny, przegubowy lub podatny.

Zgodnie z PN-EN 1993-1-1 [10], przy projektowaniu elementów ściskanych stałą siłą podłużną N_{Ed} i jednokierunkowo zginanych względem osi większej bezwładności przekroju y - y momentem o maksymalnej wartości $M_{y,Ed} = M_{y,Ed,max}$ sprawdzenie nośności polega na weryfikacji dwóch stanów granicznych: 1) nośności przekroju oraz 2) nośności elementu z uwzględnieniem utraty stateczności ogólnej (wyboczenia ze zwichrzeniem). W odniesieniu do weryfikacji nośności elementu wykorzystuje się formuły interakcyjne w których współczynniki interakcji można określić zgodnie z Metodą 1 [2] lub Metodą 2 [9], która jest rekomendowana w załączniku krajowym normy [10]. W obu metodach nośność przy wyboczeniu oraz nośność przy zwichrzeniu wyznacza się oddzielnie i niezależnie od siebie na podstawie przyjętego w [10] modelu Ayrton-Perry'ego [1, 15] i koncepcji zastępczych imperfekcji geometrycznych z amplitudą według propozycji Maquoi-Rondala [12]. Alternatywnie do wymienionych powyżej warunków weryfikacji nośności, norma [10] wprowadza również możliwość oceny nośności zgodnie z tzw. metodą ogólną [3], a jej praktyczną aplikację w projektowaniu płaskich układów ramowych przedstawiono w [6].

Współcześnie trwają prace badawcze w opracowaniu uogólnienia podejścia Ayrton-Perry'ego w ocenie nośności elementu jednocześnie ściskanego i zginanego [4, 5, 7, 11, 14]. W większości prace te jednak ograniczane są głównie do elementów bez dodatkowych usztywnień bocznych.

W odniesieniu do elementów z dodatkowymi pośrednimi dyskretnymi podparciami bocznymi i/lub przeciwskrętnymi, w praktyce projektowej ocena nośności zgodnie z [10] przebiega analogicznie jak w odniesieniu do elementów jednoprzęsłowych niestężonych bocznie i/lub przeciwskrętnie, przy czym do oceny nośności wybiera się najniekorzystniejszy segment pomiędzy usztywnieniami bocznymi.

Niniejszy artykuł jest kontynuacją badań [4, 5, 7] uogólnienia podejścia Ayrton-Perry'ego w ocenie nośności elementów swobodnie podpartych poddanych jednoczesnemu ściskaniu i jednokierunkowemu zginaniu w płaszczyźnie większej bezwładności przekroju rozszerzonych w obecnym etapie o elementy z dodatkowymi pośrednimi dyskretnymi podparciami bocznymi i przeciwskrętnymi o charakterze sztywnym. Na wybranych przykładach stalowych elementów wykonanych z gorącowalcowanych dwuteowników o przekrojach klasy 1 i 2 porównano wyniki otrzymane z proponowanego w niniejszym artykule podejścia z wynikami uzyskanymi z formuł eurokodowych, w których współczynniki interakcji wyznaczono Metodą 1 oraz Metodą 2.

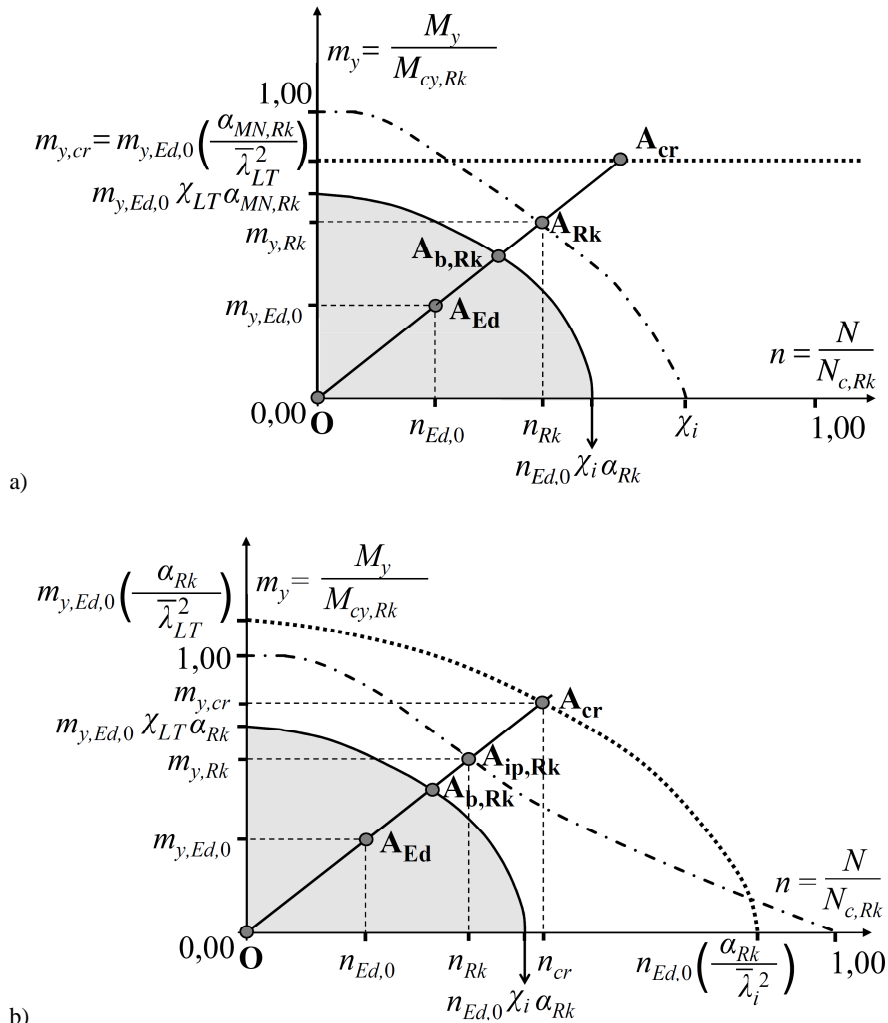
2. Koncepcja oceny nośności na podstawie uogólnionego modelu Ayrton-Perry'ego

Praktyczną interpretację graficzną proponowanego alternatywnego podejścia oceny nośności elementów stalowych przedstawiono na rysunku 1. Rysunek 1a) dotyczy propozycji w odniesieniu do elementów z pośrednimi podparciami bocznymi i przeciwskrętnymi. Porównawczo na rysunku 1b) przedstawiono propozycję autorów [4, 5, 7] opracowaną w odniesieniu do elementów bez stężeń pośrednich. Na rysunku 1: $\bar{\lambda}_{LT}$ jest smukłością względną przy zwichrzeniu, $\bar{\lambda}_i$ jest zaś smukłością względną, która daje najmniejszy współczynnik redukcyjny χ_i przy ściskaniu, tzn. $\chi_i = \min(\chi_y, \chi_z, \chi_T)$ w odniesieniu do wyboczenia giętnego względem osi $y-y$ ($\bar{\lambda}_y$), wyboczenia giętnego względem osi $z-z$ ($\bar{\lambda}_z$) lub wyboczenia skrętnego względem osi $x-x$ ($\bar{\lambda}_T$), przy czym wskazane smukłości względne i współczynniki redukcyjne wyznacza się zgodnie z [10, 13].

Aktualny stan wyężenia przekroju elementu reprezentowany jest na rysunku 1 przez punkt A_{Ed} . Punkt A_{cr} na rysunku 1b) odpowiada sprężystemu wyboczeniu giętno-skrętnemu elementu idealnego zaś na rysunku 1a) odpowiada zwichrzeniu sprężystemu elementu idealnego, poddanego zginaniu. Na rysunku 1b) punkt $A_{ip,Rk}$ odpowiada zniszczeniu elementu idealnego ściskanego i zginanego przy założeniu płaskiej postaci zginania, natomiast na rysunku 1a) punkt A_{Rk} odpowiada zniszczeniu elementu nieidealnego ściskanego i zginanego względem osi $y-y$ (z imperfekcjami tylko w jednym kierunku, giętnymi zgodnie z osią $y-y$ lub $z-z$, lub skrętnymi względem osi $x-x$). W odniesieniu do elementów pośrednio stężonych zaproponowano „przeniesienie” efektów wyboczeniowych (giętnych lub skrętnych) ze stanu odpowiadającego punktowi A_{cr} do stanu odpowiadającego punktowi A_{Rk} . W przypadku elementów pośrednio stężonych decyduje bowiem najczęściej wyboczenie w płaszczyźnie zginania, stąd też dużo bardziej istotniejsze są efekty interakcji wyboczenia i zginania, w odróżnieniu od elementów niestężonych pośrednio, w których o nośności decyduje giętno-skrętna forma utraty stateczności. Punkt $A_{b,Rk}$ odpowiada nośności przy giętno-skrętnej formie technicznej utraty stateczności elementu nieidealnego, w wypadku:

- a) elementów niestężonych poprzecznie z większym wpływem zwichrzenia,
- b) elementów gęsto pośrednio stężonych z większym wpływem technicznego wyboczenia giętnego lub skrętnego.

Szczegółowy opis procedury postępowania odnoszący się do elementów bez usztywnień pośrednich przedstawiono w pracach autorów [4, 5, 7]. W dalszej części artykułu przedstawiono opis procedury odnoszący się do elementów z usztywnieniami pośrednimi.



Rys. 1. Graficzna interpretacja propozycji uogólnienia formuły Ayrton-Perry'ego, a) elementy z pośrednimi dyskretnymi podparciami bocznymi i skrętnymi, b) elementy bez pośrednich usztywnień bocznych i skrętnych

Fig. 1. Graphical interpretation of the proposed generalized Ayrton-Perry formulation, a) members with intermediate discrete lateral-torsional restraints, b) members without intermediate lateral-torsional restraints

Mnożnik obciążenia $\alpha_{M,cr}$ odpowiadający stanowi krytycznemu przy zwichrzeniu zgodnie z rysunkiem 1a) odpowiada proporcji:

$$\alpha_{M,cr} = \frac{\overline{OA}_{cr}}{\overline{OA}_{Ed}} \quad (1)$$

zaś mnożnik obciążenia $\alpha_{MN,Rk}$ odpowiadający stanowi granicznemu ściskania i zginania II rzędu z imperfekcjami (bez uwzględnienia stanu zwichrzenia) odnosi się do ilorazu:

$$\alpha_{MN,Rk} = \frac{\overline{OA}_{Rk}}{\overline{OA}_{Ed}} \quad (2)$$

Sposób wyznaczania mnożników $\alpha_{M,cr}$ (1) i $\alpha_{MN,Rk}$ (2) przedstawiono w dalszej kolejności (patrz pkt. 3 niniejszej pracy).

Mnożnik obciążenia granicznego $\alpha_{b,Rk}$ odpowiadający nośności charakterystycznej elementu nieidealnego ściskanego i zginanego z uwzględnieniem utraty stateczności giętno-skrętnej ma na rysunku 1a) następującą interpretację:

$$\alpha_{b,Rk} = \frac{\overline{OA}_{b,Rk}}{\overline{OA}_{Ed}} \quad (3)$$

przy czym jest wyznaczany z ogólnej zależności wynikającej z modelu Ayrton-Perry'ego:

$$\alpha_{b,Rk} = \chi_{FT} \alpha_{MN,Rk} \quad (4)$$

Współczynnik redukcyjny przy giętno-skrętnej utracie stateczności χ_{FT} elementu nieidealnego wyznaczany jest więc w zaproponowanym ujęciu analogicznie jak w normie [10]:

$$\chi_{FT} = \left(\phi_{FT} + \sqrt{\phi_{FT}^2 - \bar{\lambda}_{FT}^2} \right)^{-1}, \quad \phi_{FT} = 0,5 \left(1 + \alpha_{FT} (\bar{\lambda}_{FT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{FT}^2 \right) \quad (5)$$

gdzie: $\bar{\lambda}_{FT}$ – smukłość względna elementu ściskanego i zginanego ulegającego niestateczności giętno-skrętnej:

$$\bar{\lambda}_{FT} = \sqrt{\frac{\alpha_{MN,Rk}}{\alpha_{M,cr}}} \quad (6)$$

α_{FT} – parametr imperfekcji.

Parametr imperfekcji wyznacza się z nieliniowej interpolacji jak w [7]:

$$\alpha_{FT} = \frac{\alpha_{LT}}{1 + \alpha_n} + \frac{\alpha_i}{1 + \alpha_m} \quad (7)$$

w którym: α_{LT} , α_i – parametry imperfekcji Maquoi-Rondala, odpowiednio w odniesieniu do krzywej niestateczności przy zwichrzeniu (zgodnie z przypadkiem ogólnym wg 6.3.2.2 [10]) oraz krzywej niestateczności przy wyboczeniu (zgodnie z [10]), przy czym $\alpha_i = \alpha_y$, gdy decyduje wyboczenie gięte względem osi y - y lub $\alpha_i = \alpha_z$, gdy decyduje wyboczenie gięte względem osi z - z albo wyboczenie skrętne,
 α_n , α_m – parametry aktualnego stanu efektów oddziaływań:

$$\alpha_n = \frac{n_{Ed,0}}{m_{y,Ed,0}}, \quad \alpha_m = \frac{1}{\alpha_n} \quad (8)$$

gdzie: $n_{Ed,0}$, $m_{y,Ed,0}$ – bezwymiarowe wartości aktualnego stanu efektów oddziaływań:

$$n_{Ed,0} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rk}}, \quad m_{y,Ed,0} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rk}} \quad (9)$$

Nośności przekroju $N_{c,Rk}$, $M_{cy,Rk}$, odpowiednio przy ściskaniu i zginaniu względem osi większej bezwładności, zależne są od klasy przekroju i wyznaczone zgodnie z normą [10].

Kryterium nośności elementu, w zaproponowanym ujęciu, ma postać:

$$\alpha_{b,Rd} = \frac{\alpha_{b,Rk}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \quad (10)$$

gdzie: γ_{M1} jest współczynnikiem częściowym do nośności elementu o wartości $\gamma_{M1} = 1,0$ zgodnie z załącznikiem krajowym do normy [10].

3. Analiza stateczności sprężystej przy zwichrzeniu oraz nośności elementu nieidealnego ściskanego i zginanego przy płaskim zginaniu

Mnożnik obciążenia $\alpha_{M,cr}$ odpowiadający stanowi krytycznemu przy zginaniu ze zwichrzeniem bez udziału siły osiowej wyznacza się z zależności:

$$\alpha_{M,cr} = \frac{M_{cr}}{M_{y,Ed}} = \frac{m_{y,cr}}{m_{y,Ed,0}} \quad (11)$$

gdzie: M_{cr} – sprężysty moment krytyczny zwichrzenia, który można wyznaczać analitycznie (np. wykorzystując zależności podane w [8, 13, 15] i wielu innych) lub numerycznie np. z wykorzystaniem darmowego oprogramowania LTBeam.

W praktyce projektowej, przy wyznaczaniu analitycznym momentu krytycznego $M_{cr} = \min M_{cr,i}$, rozpatruje się wydzielone segmenty „i” belki między usztywnieniami poprzecznymi. Moment krytyczny odnosi się więc do „krytycznego segmentu” o warunkach brzegowych odpowiadających widełkowemu podparciu. W podejściu analityczno-numerycznym zaproponowanym w niniejszej pracy przyjęto, że mnożnik obciążenia przy zwichrzeniu $\alpha_{M,cr}$ elementu z pośrednimi usztywnieniami bocznymi wyznacza się numerycznie z programu LTBeam. Ta wartość może być większa od kilku do kilkudziesięciu procent od wartości wyznaczonej w odniesieniu do „segmentu krytycznego”.

Mnożnik obciążenia $\alpha_{MN,Rk}$ odpowiadający stanowi granicznemu ściskania i zginania II rzędu z imperfekcjami (bez uwzględnienia stanu zwichrzenia) można wyznaczyć wykorzystując formuły uwzględniające sumowanie trzech wskaźników wykorzystania nośności: dwóch dotyczących zginania elementu idealnego: zginania I rzędu (U_{My}), zginania od efektu II rzędu $P-\delta_z$ ($U_{P-\delta_z}$) oraz trzeciego dotyczącego ściskania elementu z imperfekcjami (U_{imp}):

$$U_{My} + U_{P-\delta_z} + U_{imp} = 1 \quad (12)$$

W odniesieniu do swobodnie podpartych w płaszczyźnie XZ elementów o przekrojach klasy 1 i 2, osiowo ściskanych i zginanych dwoma momentami podporowymi o różnym znaku i wartości, składniki wyrażenia (12) mają postać:

• zginanie II rzędu jako suma U_{My} zginania I rzędu oraz $U_{P-\delta_z}$ od efektu $P-\delta_z$:

a) $0 \leq \alpha_n \leq 0,5a$

$$U_{My} = 0,5\alpha_{MN,Rk} m_{y,Ed,0} [1 + \psi_y + (1 - \psi_y)(1 - \xi_{\max})] \quad (13a)$$

$$U_{P-\delta_z} = \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0} [\beta_{\delta} \eta_{Ed,y} \bar{w}_1(\xi_{\max}) + \beta_{\delta 2} \eta_{Ed,y,2} \bar{w}_2(\xi_{\max})] \quad (14a)$$

b) $0,5a \leq \alpha_n$

$$U_{My} = 0,5\alpha_{MN,Rk} m_{y,Ed,0} \frac{1 - \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}}{1 - 0,5a} [1 + \psi_y + (1 - \psi_y)(1 - \xi_{\max})] \quad (13b)$$

$$U_{P-\delta_z} = \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0} \frac{1 - \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}}{1 - 0,5a} \left[\beta_{\delta} \eta_{Ed,y} \bar{w}_1(\xi_{\max}) + \beta_{\delta 2} \eta_{Ed,y,2} \bar{w}_2(\xi_{\max}) \right] \quad (14b)$$

• wpływ imperfekcji na wyężenie elementu ściskanego U_{imp} :

a) gdy $\min(\chi_i) = \chi_y$

$$U_{imp} = \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0} \frac{\bar{w}_1(\xi_{\max})}{(1 - \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}) (1 - \bar{\lambda}_y^2 \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0})} \quad (15a)$$

b) gdy $\min(\chi_i) = \chi_z$

$$U_{imp} = \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0} \frac{1}{(1 - \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}) (1 - \bar{\lambda}_z^2 \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0})} \quad (15b)$$

c) gdy $\min(\chi_i) = \chi_T$

$$U_{imp} = \alpha_T (\bar{\lambda}_T - 0,2) \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0} \frac{1}{(1 - \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}) (1 - \bar{\lambda}_T^2 \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0})} \quad (15c)$$

gdzie: $\psi_y = M_{y,Ed,supp,min} / M_{y,Ed,supp,max}$ – współczynnik proporcji podporowych momentów zginających, gdzie $M_{y,Ed,supp,max}$ oraz $M_{y,Ed,supp,min}$ są odpowiednio maksymalnym i minimalnym podporowym momentem zginającym,

ξ_{\max} – bezwymiarowa rzędna ξ odnosząca się do najbardziej wyężonego przekroju elementu przy założeniu $\xi = 2x/L$, gdzie L jest długością elementu,

a – parametr kształtu do interakcyjnej nośności plastycznej przekroju określany zgodnie z normą [10],

β_{δ} , $\beta_{\delta 2}$ – współczynniki amplifikacji odpowiadające przybliżonemu uwzględnieniu efektów II rzędu ($P-\delta_z$) przy zginaniu względem osi $y-y$,

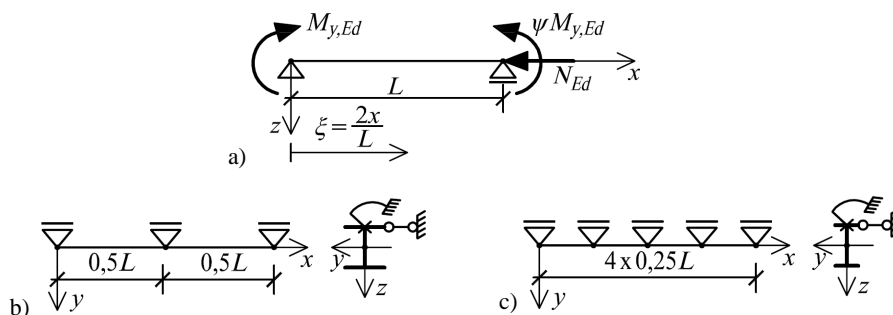
w których $\bar{\lambda}_i$ jest związane z najmniejszym współczynnikiem redukcyjnym $\chi_i = \min(\chi_y, \chi_z, \chi_T)$:

$$\beta_{\delta} = \frac{1}{1 - \bar{\lambda}_i^2 \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}}, \quad \beta_{\delta 2} = \frac{1}{1 - 0,25 \bar{\lambda}_i^2 \alpha_{MN,Rk} n_{Ed,0}} \quad (16)$$

Pozostałe oznaczenia wyjaśniono w pracy [4] i nie będą tutaj przywoływane.

4. Przykłady krzywych nośności granicznej elementów ściskanych i zginanych

Rozpatrzono dwa przykłady swobodnie podpartego elementu ściskanego i jednokierunkowo zginanego momentami podporowymi względem osi większej bezwładności $y-y$ (w dwóch wariantach proporcji momentów podporowych $\psi_y = 1$ oraz $\psi_y = -1$), wykonanych z kształtowników IPE 360 oraz HEB 300 ze stali S 235, dyskretnie podpartych bocznie i przeciwskrętnie w równych odstępach tak, aby smukłości względne przy wyboczeniu giętym względem osi $z-z$ wydzielonych segmentów wynosiły $\bar{\lambda}_z = 1,0$. Na rysunku 2. przedstawiono schematy statyczne analizowanych elementów wraz z rozmieszczeniem sztywnych dyskretnych podparć bocznych i przeciwskrętnych.



Rys. 2. Schemat statyczny, a) ogólny schemat obciążenia, b) element o przekroju HEB 300, c) element o przekroju IPE 360

Fig. 2. Static scheme, a) general loading case, b) beam-column of HEB 300 section, c) beam-column of IPE 360 section

Tabela 1. Zestawienie smukłości względnych analizowanych elementów

Table 1. Summary of element slenderness ratios

Kształtownik	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\bar{\lambda}_T$	$\bar{\lambda}_{LT}$ ($\psi_y = 1$)	$\bar{\lambda}_{LT}$ ($\psi_y = -1$) M_{cr} analitycznie	$\bar{\lambda}_{LT}$ ($\psi_y = -1$) M_{cr} numerycznie
HEB 300	1,167	1,000	0,602	0,709	0,524	0,489
IPE 360	1,013	1,000	0,706	0,801	0,696	0,623

W tabeli 1. zestawiono smukłości względne analizowanych elementów. Smukłość względną przy zwirzeniu $\bar{\lambda}_{LT}$ wyznaczono w dwóch wariantach. W pierwszym M_{cr} wyznaczono analitycznie jako $\min M_{cr,i}$, gdzie $M_{cr,i}$ określono zgodnie z propozycją przedstawioną w [8] w odniesieniu do segmentów wydzielonych pośrednimi stężeniami bocznymi. W drugim M_{cr} wyznaczono nume-

rycznie za pomocą programu LTBeam w odniesieniu do całego elementu, a więc z uwzględnieniem ciągłości kąta obrotu θ_z i deplanacji $d\theta_x/dx$ w punktach rozmieszczenia stężeń pośrednich. Należy zwrócić uwagę, że w przypadku symetrii zginania ($\psi_y = 1$) wartość M_{cr} jest praktycznie identyczna w podejściu analitycznym i numerycznym, dlatego w tabeli 1 podano tylko jedną wspólną wartość smukłości względnej przy zwichrzeniu. W przypadku antysymetrii zginania ($\psi_y = -1$), smukłości otrzymane z wykorzystaniem M_{cr} wyznaczonego numerycznie są mniejsze niż smukłości względne wyznaczone z wykorzystaniem M_{cr} obliczonego analitycznie. Mniejsze smukłości prowadzą do uzyskania większych nośności na zwichrzenie, przy czym w przypadku przekroju HEB 300 jest to nośność większa o ok. 1,5% zaś w przypadku przekroju IPE 360 o ok. 5%. Do wyznaczenia przedstawionych dalej krzywych granicznych nośności przyjęto M_{cr} obliczane numerycznie z wykorzystaniem programu LTBeam.

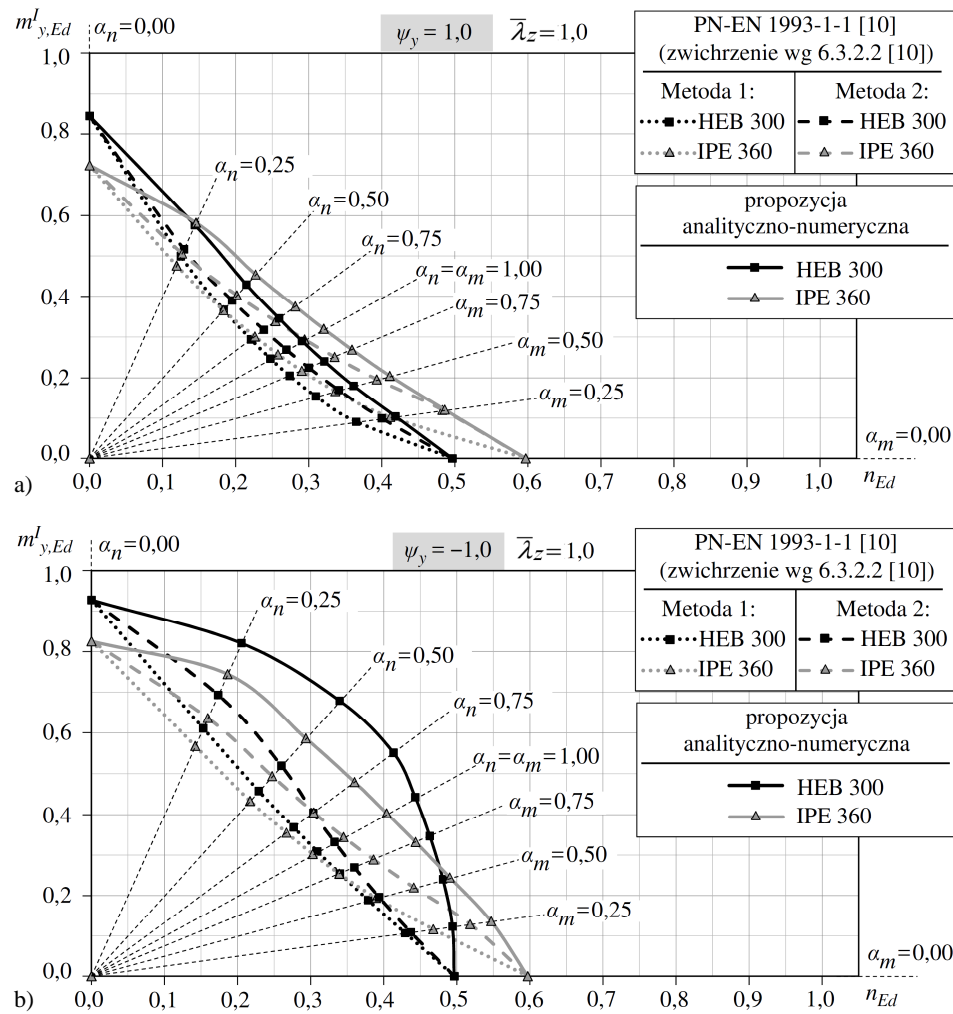
Analizowany przekrój HEB 300 jest przy ściskaniu przekrojem klasy 1, przekrój IPE 360 zaś jest klasy 2 (najniekorzystniejszy przypadek obciążenia). Przekroje mogą być traktowane odpowiednio jako klasy 1 i 2 w odniesieniu do dowolnej proporcji momentu zginającego i osiowej siły ściskającej (wytyczne do wyznaczenia klasy przekroju równocześnie ściskanego i zginanego podano w poradniku [13]). Nośność przekroju HEB 300 wynosi przy ściskaniu $N_{c,Rk} = Af_y = 149,1 \cdot 23,5 = 3504$ kN oraz przy zginaniu względem osi y-y $M_{cy,Rk} = W_{pl,y} f_y = 1869 \cdot 23,5 = 43\,920$ kNcm = 439,2 kNm. Nośność przekroju IPE 360 wynosi przy ściskaniu $N_{c,Rk} = Af_y = 72,7 \cdot 23,5 = 1708$ kN oraz przy zginaniu względem osi y-y $M_{cy,Rk} = W_{pl,y} f_y = 1019 \cdot 23,5 = 23\,950$ kNcm = 239,5 kNm. Parametr kształtu do interakcyjnej nośności plastycznej przekroju HEB 300 wynosi $a = 0,235$ zaś przekroju IPE 360 wynosi $a = 0,406$.

W odniesieniu do analizowanych przypadków elementów, współczynniki redukcyjne związane z decydującą formą wybożenia oraz odpowiadający jej parametr imperfekcji wynoszą:

- HEB 300: $\chi_i = \min(\chi_y; \chi_z; \chi_T) = \min(0,496; 0,540; 0,784) = 0,496$, przyjęto: $\alpha = \alpha_y = 0,34$ oraz $\alpha_{LT} = 0,21$,
- IPE 360: $\chi_i = \min(\chi_y; \chi_z; \chi_T) = \min(0,657; 0,597; 0,780) = 0,597$, przyjęto: $\alpha = \alpha_z = 0,34$ oraz $\alpha_{LT} = 0,34$.

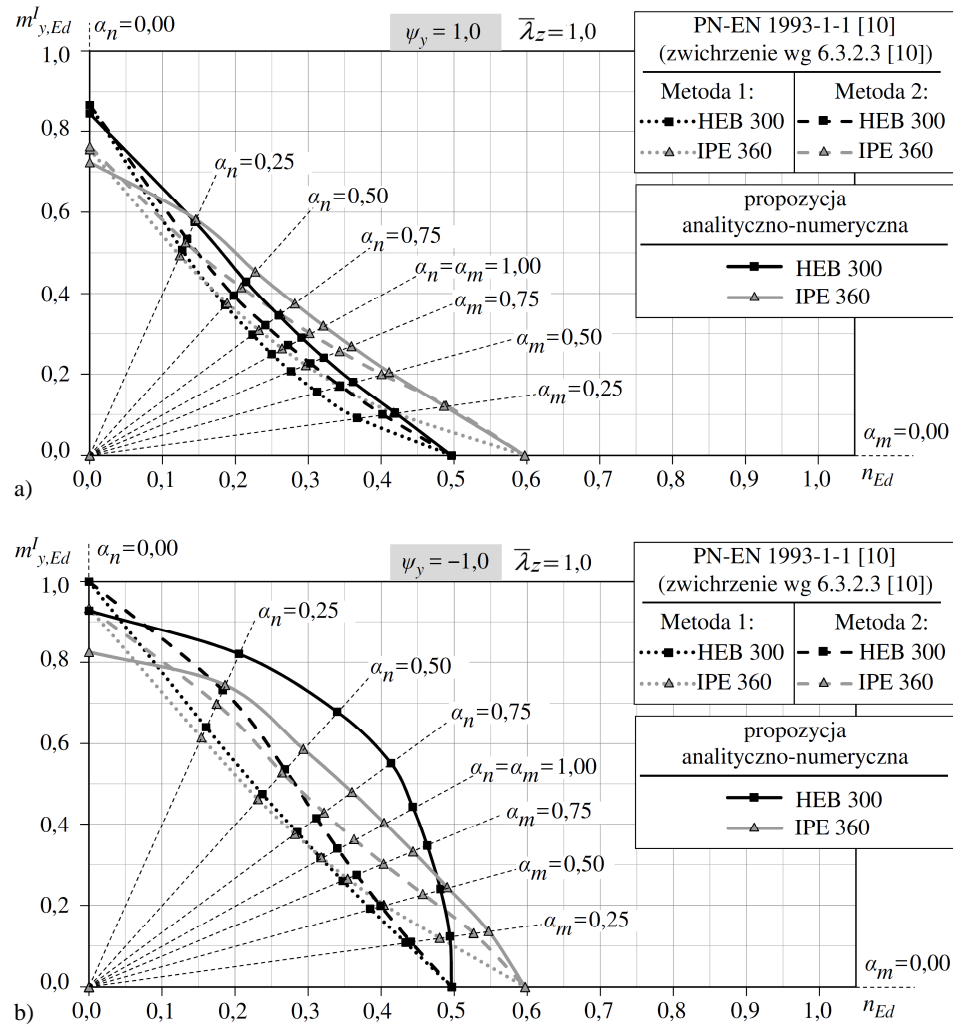
Obliczenia numeryczne i analityczne wykonano w dwóch wariantach proporcji momentów podporowych (symetrii zginania $\psi_y = 1$ oraz antysymetrii zginania $\psi_y = -1$) w odniesieniu do wybranych parametrów proporcji ściskającej siły osiowej i większego zginającego momentu podporowego α_n i α_m , a otrzymane rezultaty w postaci dyskretnej połączono tworząc krzywe graniczne. Na rysunkach 3-4 otrzymane z proponowanej metody analityczno-numerycznej krzywe nośności granicznej porównano z krzywymi eurokodowymi wyznaczonymi zarówno Metodą 1 jak i Metodą 2 w dwóch przypadkach: a) przypadek ogólny – gdy efekty zwichrzenia oszacowane są zgodnie z podejściem ogólnym wg 6.3.2.2 normy [10],

b) przypadek szczególny – gdy efekty zwichtnienia oszacowane są zgodnie z podejściem wg 6.3.2.3 normy [10], przeznaczonym do oceny nośności dwuteowników walcowanych i ich odpowiedników spawanych.



Rys. 3. Porównanie krzywych nośności wybocheniowej w bezwymiarowych współrzędnych n_{Ed} oraz $m_{y,Ed}$ (przypadek ogólny – zwichtnienie zgodnie z 6.3.2.2 [10]), a) zginanie symetryczne ($\psi_y = 1$), b) zginanie antysymetryczne ($\psi_y = -1$)

Fig. 3. Comparison of buckling resistance curves in dimensionless coordinates n_{Ed} and $m_{y,Ed}$ (general case – lateral-torsional buckling according to 6.3.2.2 [10]), a) symmetric bending ($\psi_y = 1$), b) antisymmetric bending ($\psi_y = -1$)



Rys. 4. Porównanie krzywych nośności wyboczeniowej w bezwymiarowych współrzędnych n_{Ed} oraz $m_{y,Ed}$ (przypadek szczególny – zwichrzenie zgodnie z 6.3.2.3 [10]), a) zginanie symetryczne ($\psi_y = 1$), b) zginanie antysymetryczne ($\psi_y = -1$)

Fig. 4. Comparison of buckling resistance curves in dimensionless coordinates n_{Ed} and $m_{y,Ed}$ (special case – lateral-torsional buckling according to 6.3.2.3 [10]), a) symmetric bending ($\psi_y = 1$), b) antisymmetric bending ($\psi_y = -1$)

Z porównania wynika, że nośności uzyskane z proponowanej metody analityczno-numerycznej są powyżej otrzymanych z interakcyjnych formuł eurokodowych, w których współczynniki interakcji wyznacza się Metodą 1 oraz Metodą 2 w obu przypadkach (ogólny i szczególny) szacowania efektów zwichrzenia. Tylko w przypadku szczególnym szacowania zwichrzenia i małych wartości siły podłużnej n_{Ed} obserwuje się większą nośność z formuł eurokodowych. Związane jest to z tym, że w przypadku małych wartości siły ściskającej przeważający wpływ na nośność elementu ma efekt zwichrzenia, który szacowany w przypadku szczególnym zgodnie z 6.3.2.3 normy [10] ma mniejszy wpływ na redukcję nośności elementu niż to wynika z przypadku ogólnego zgodnego z 6.3.2.2 [10]. W związku z tym tylko w przypadku ogólnym, gdy $n_{Ed} = 0$ otrzymuje się tą samą nośność na zwichrzenie z proponowanej metody i formuł eurokodowych. Warto zwrócić uwagę, że w przypadku $m_{y,Ed} = 0$, gdy element podlega tylko ściskaniu, to z obu podejść otrzymuje się taką samą nośność na wyboczenie.

Dodatkowo krzywe nośności otrzymane z proponowanej metody analityczno-numerycznej są bliższe krzywom eurokodowym w przypadku szczególnym szacowania efektów zwichrzenia. Największe różnice pomiędzy proponowaną metodą, a formułami eurokodowymi występują w przypadku antysymetrii momentu zginającego ($\psi_y = -1$), w przypadku symetrii momentu zginającego ($\psi_y = 1$) obserwuje się tylko niewielką kilkuprocentową różnicę w otrzymanych wartościach nośności. Duże różnice w odniesieniu do antysymetrii momentu zginającego związane są z dość konserwatywnym ujęciem przez normę [10] oceny nośności elementów z podparciem pośrednim, szczególnie przy dużym gradiencie momentu zginającego wzdłuż elementu. Warto również zwrócić uwagę, że w odniesieniu do analizowanych przypadków, krzywe nośności granicznej uzyskane z Metody 2 są powyżej otrzymanych z Metody 1, co oznacza, że Metoda 2 jest w odniesieniu do analizowanych przypadków elementów pośrednio stężonych mniej konserwatywna niż Metoda 1. W odniesieniu do elementów bez pośredniego podparcia bocznego i przeciwskrętnego zazwyczaj obserwuje się sytuację odwrotną i to Metoda 1 jest mniej konserwatywna w porównaniu do Metody 2 szczególnie wtedy gdy wzrasta gradient momentu zginającego wzdłuż elementu [5].

5. Podsumowanie

Przedstawiono propozycję metody analityczno-numerycznej oceny nośności elementów ściskanych i jednokierunkowo zginanych względem osi większej bezwładności przekroju o dyskretnych podporach bocznych rozmieszczonych w jednakowych odstępach (przeciwtranslacyjnych i przeciwskrętnych). Zaproponowana metoda jest uogólnieniem metody Ayrton-Perry'ego [7] na przypadek równoczesnego ściskania i zginania elementu, co pozwala na wyznaczenie współczynnika redukcyjnego z uwagą na niestateczność ogólną w sposób analo-

giczny do przyjętego w [10] do wyboczenia prętów jedynie ściskanych lub zwichrzenia prętów wyłącznie zginanych w płaszczyźnie większej bezwładności przekroju. Zaproponowana metoda w odniesieniu do elementów pośrednio stężonych ma równie prostą interpretację graficzną co metoda opracowana do oceny nośności elementów bez pośrednich stężeń (rysunek 1). Dużą zaletą zaproponowanej metody analityczno-numerycznej jest stosowanie tylko jednego kryterium nośności elementu (10) zamiast przedstawionych w [10] dwóch interakcyjnych formuł nośności wyboczeniowej elementu (gdzie współczynniki interakcyjne wyznacza się Metodą 1 lub rekomendowaną w załączniku krajowym Metodą 2) oraz interakcyjnego warunku nośności dotyczącego weryfikacji nośności przekroju. Ponadto, w przedstawionej metodzie proponuje się odejście od koncepcji tzw. równoważnego stałego momentu, który w podejściu eurokodowym pełni istotną rolę w ocenie nośności elementu, szczególnie gdy występuje moment zginający o znacznym gradiencie na długości elementu.

Zaproponowaną koncepcję oceny nośności zilustrowano na przykładzie elementów o dwóch różnych proporcjach h/b dwuteowego przekroju kształownika walcowanego, HEB 300 o $h/b \leq 1,2$ oraz IPE 360 o $h/b > 1,2$, swobodnie podpartych na końcach oraz z dyskretnymi usztywnieniami pośrednimi bocznymi i przeciwskrętnymi. Porównano krzywe graniczne technicznej utraty stateczności otrzymane z proponowanej metody analityczno-numerycznej z krzywymi otrzymanymi z eurokodowych formuł interakcyjnych. W odniesieniu do formuł eurokodowych współczynniki interakcji wyznaczono dwoma metodami – Metodą 1 oraz rekomendowaną w załączniku krajowym do [10] Metodą 2, gdzie efekty zwichrzenia szacowano w dwóch przypadkach – ogólnym zgodnie z 6.3.2.2 [10] i szczególnym zgodnie z 6.3.2.3 [10].

Stwierdzono, że w przypadku analizowanych elementów krzywe nośności wyboczenia technicznego otrzymane z proponowanej metody analityczno-numerycznej są w przeważającym obszarze powyżej otrzymanych z formuł eurokodowych, przy czym różnice te są największe w odniesieniu do antysymetrii momentu zginającego ($\psi_y = -1$). Należy jednak zwrócić uwagę, że w przypadku antysymetrii momentu zginającego ($\psi_y = -1$) i elementów bez dodatkowych pośrednich stężeń, krzywe nośności otrzymane z proponowanej metody są porównywalne lub poniżej otrzymanych z formuł eurokodowych [4, 5]. Ponadto zauważono, że w przypadku rozważanych elementów pośrednio stężonych, z eurokodowej Metody 2 otrzymuje się mniej konserwatywne rozwiązanie niż z Metody 1, szczególnie przy gradiencie momentu zginającego odpowiadającym współczynnikowi $-1 \leq \psi_y < 0$.

W związku z zauważonymi różnicami w otrzymanych wynikach między proponowaną metodą analityczno-numeryczną, a eurokodowymi metodami oceny nośności, w kolejnym etapie badań przewidziano weryfikacyjne analizy numeryczne GMNIA (geometrycznie i materiałowo nieliniowe z uwzględnieniem wpływu imperfekcji).

Literatura

- [1] Ayrton W.E., Perry J., On struts, *The Engineer*, 62 (1886), pp. 464-465.
- [2] Boissonnade A., Jaspard J.-P., Muzeau J.-P., Villette M.: New interaction formulae for beam-columns in Eurocode 3: The French–Belgian approach, *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004), pp. 421-431.
- [3] Bijlaard F., Feldmann M., Naumes J., Sedlacek G., The “general method” for assessing the out-of-plane stability of structural members and frames and the comparison with alternative rules in EN 1993 – Eurocode 3 – Part 1-1, *Steel Construction* 3 (1) (2010), pp. 19-33.
- [4] Gizejowski M., Stachura Z., A consistent Ayrton-Perry approach for the flexural-torsional buckling resistance evaluation of steel I-section members. *Civil and Environmental Engineering Reports* 2 (2017), w druku.
- [5] Gizejowski M., Stachura Z., Ocena nośności stalowych elementów dwuteowych przy wyobczeniach giętno-skrętnych w kontekście nowelizacji eurokodów dotyczących konstrukcji, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6 (2017), w druku.
- [6] Gizejowski M., Stachura Z.: Buckling strength of a steel multi-storey framework according to Eurocode’s general method. In: *Recent Progress in Steel and Composite Structures* (eds. M. Gizejowski, A. Kozłowski, J. Marcinowski & J. Ziolkowski), London. Taylor & Francis Group 2016, pp. 154-155, e-book on CD, pp. 381-391.
- [7] Gizejowski M., Stachura Z.: Generalized Ayrton-Perry approach for the evaluation of beam-column resistance. In: *Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation* (ed. A. Zingoni), London, Taylor & Francis Group, 2016, pp. 253-254, e-book on CD, pp. 713-719.
- [8] Gizejowski M.A., Stachura Z., Uziak J.: Elastic flexural-torsional buckling of beams and beam-columns as a basis for stability design of members with discrete rigid restraints. In: *Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation* (ed. A. Zingoni), London, Taylor & Francis Group 2016, pp. 261-262, e-book on CD, pp. 738-744.
- [9] Greiner R., Lindner J.: Interaction formulae for members subjected to bending and axial compression in Eurocode 3 – the Method 2 approach, *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006), pp. 757-770.
- [10] PN-EN 1993-1-1:2005, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne.
- [11] Papp F.: Buckling assessment of steel members through overall imperfection method. *Engineering Structures* 106 (2016), pp. 124-136.
- [12] Rondal J., Maquoi R., *Le Flambement des Colonnes en Acier*, Notice 1091, Chambre Syndicale des Fabricants de Tubes d’Acier, Paris, France (1980).
- [13] Simoes da Silva L., Simoes R., Gervasio H.: *Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* (2nd edition), ECCS Eurocode Design Manual, Ernst & Sohn, Berlin 2010.
- [14] Tankova T., Marques L., Andrade A., Simoes da Silva L.: A consistent methodology for the out-of-plane buckling resistance of prismatic steel beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 128 (2017), pp. 839-852.
- [15] Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L., *The behaviour and design of steel structures to EC3* (4th edition). Taylor & Francis, London – New York 2008.

AN ALTERNATIVE ANALYTICAL-NUMERICAL PROCEDURE IN EUROCODE'S DESIGN OF STEEL MEMBERS WITH DISCRETE LATERAL AND TORSIONAL IN-SPAN RESTRAINTS

S u m m a r y

An alternative Eurocode's procedure of analytical-numerical Ayrton-Perry type is proposed for the assessment of buckling resistance of steel elements subjected to compression and bending about the major principal cross section axis. This paper is a further authors' contribution that this time is extended for the effect of discrete lateral and torsional in-span restraints on the beam-column resistance evaluation. Authors' proposal, using the parameters predicted partially in an analytical way and partially in a numerical way can be treated as a generalisation of Ayrton-Perry formulation adopted in PN-EN 1993-1-1, that originally addressed the flexural buckling of imperfect compressed members. In PN-EN 1993-1-1 this formulation was also applied to lateral-torsional buckling of imperfect members bent mono-axially about the stronger axis but not extended to all the overall buckling problems associated with combined compression and bending. A detailed explanation is presented using examples of HEB and IPE I-section steel members under compression and moment gradient about the stronger cross section principal axis. Obtained results for different load effects proportion in the domain of the axial compressive force and the bending moment about the section stronger axis are compared with results based on the Eurocode's formulation based on the interaction equations of the axial force and bending moment according to Method 1 and Method 2.

Keywords: steel I-section, beam-column, buckling resistance, generalized Ayrton-Perry formulation, discrete lateral and torsional restraints

Przesłano do redakcji: 11.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Patrycja CYNIAK¹
Iwona SZER²
Jacek SZER³
Tomasz LIPECKI⁴
Ewa BŁAZIK-BOROWA⁵

WPLYW OBCIĄŻENIA DYNAMICZNEGO NA WYTEŻENIE KONSTRUKCJI RUSZTOWANIA

Rusztowanie budowlane to konstrukcja o specyficznym charakterze, która jest szczególnie podatna na drgania o niskich częstotliwościach. W niniejszej pracy, aby jak najlepiej odwzorować stan rzeczywisty, wykorzystano model numeryczny konstrukcji, w którym uwzględniono rzeczywiste imperfekcje geometryczne, uzyskane na podstawie pomiarów geodezyjnych istniejącego rusztowania, oraz wstawiono warunki brzegowe (podpory), zweryfikowane na podstawie zmierzonych drgań swobodnych konstrukcji. Korzystając ze zweryfikowanego modelu zasymulowane zostało przejście człowieka po rusztowaniu na każdym poziomie roboczym jako zmienne w czasie obciążenie dynamiczne. Przeanalizowano wpływ tego obciążenia na wyteżenie konstrukcji rusztowania porównując wartości naprężeń normalnych, które pojawiają się w elementach głównych rusztowania do naprężeń normalnych pochodzących od obciążeń statycznych konstrukcji przyjętych według założeń normowych. Analizowane obciążenie przejściem człowieka po rusztowaniu powoduje znaczące wartości naprężeń, dlatego takie obciążenia dynamiczne powinny być szczególnie uwzględniane podczas projektowania konstrukcji rusztowania.

Słowa kluczowe: rusztowanie, przejście pracownika, analiza dynamiczna, badania in-situ

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Patrycja Cyniak, Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź; tel. 531029218; patrycja.cyniak@dokt.p.lodz.pl

² Iwona Szer, Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź; iwona.szer@p.lodz.pl

³ Jacek Szer, Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź; jacek.szer@p.lodz.pl

⁴ Tomasz Lipecki, Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin; lipecki@pollub.pl

⁵ Ewa Błazik-Borowa, Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin; e.blazik@pollub.pl

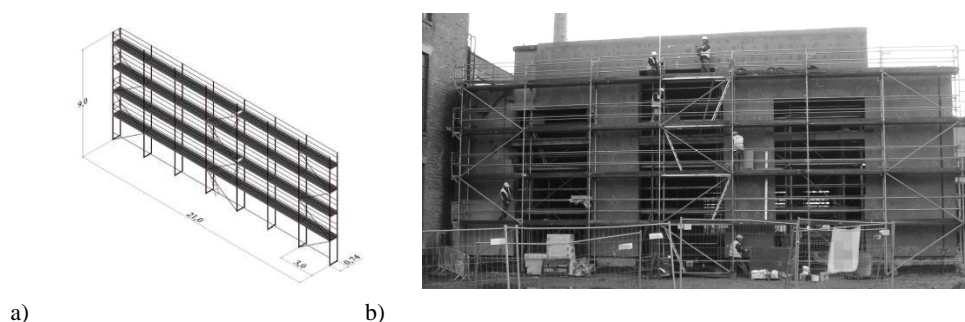
1. Wstęp

Jednym z problemów związanych z użytkowaniem rusztowań budowlanych jest ich podatność na drgania o niskich częstościach. Głównym czynnikiem wprowadzającym konstrukcję w drgania jest przejście pracownika po rusztowaniu. Wpływa to negatywnie na konstrukcję poprzez naruszenie kotwienia oraz zwiększenie wyężenia konstrukcji. Celem pracy jest porównanie naprężeń spowodowanych obciążeniem dynamicznym, które jest efektem poruszania się pracownika po rusztowaniu w stosunku do obciążeń normowych. W pracy zostaną zaprezentowane informacje o modelu numerycznym rusztowania, procedura doboru warunków brzegowych (podpór) oraz weryfikacji modelu rusztowania na podstawie pomiarów przyspieszeń drgań, wykonanych na konstrukcji rzeczywistej. Korzystając ze zweryfikowanego modelu zostanie zasymulowane przejście człowieka po rusztowaniu a następnie w pracy przeanalizowany zostanie wpływ tego obciążenia dynamicznego na wyężenie konstrukcji rusztowania.

2. Opis modelu

2.1. Informacja o konstrukcji rzeczywistej

Rozważane rusztowanie, pokazane na rys. 1., to systemowe rusztowanie ramowe Plettac SL 70 ze stali ocynkowanej ogniowo o szerokości 74 cm. Długość modułu wynosi 3,0 m, natomiast wysokość ramki jest równa 2,0 m. Całkowita długość rusztowania to 21,0 m, a wysokość 9,0 m. Pomosty robocze stanowią dwa podesty drewniane, z wyjątkiem konsol, gdzie zastosowano pomosty aluminiowe. Do głównych elementów rusztowania należą: stojaki, górne i dolne poprzeczki ramki, pomosty robocze, stężenia oraz kotwy. Pozostałe elementy to: poręcze, krawężniki drewniane, trzpienie, łączniki kotwiące, poręcze, podstawki.

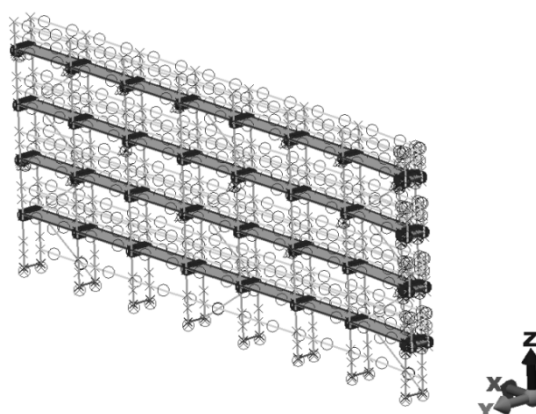


Rys. 1. Rusztowanie budowlane: a) schemat z wymiarami, b) widok rusztowania

Fig. 1. The scaffolds: a) scheme with dimensions, b) view of the scaffolds

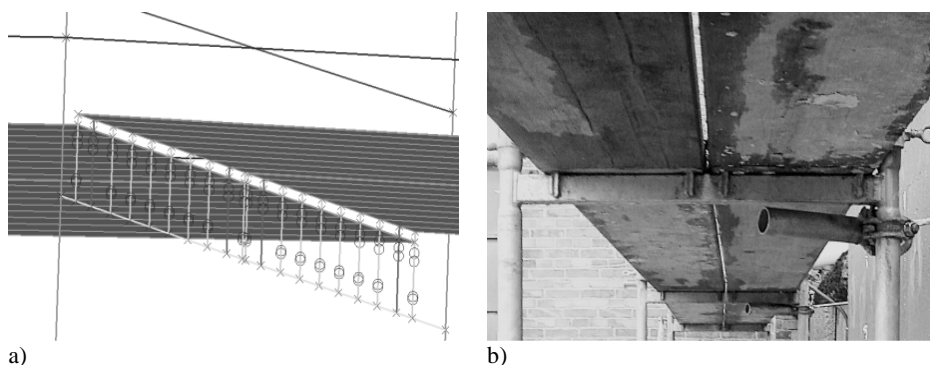
2.2. Informacje o wstępnym modelu rusztowania

Model numeryczny rusztowania opracowano w programie Autodesk Simulation Mechanical (rys. 2.). Wyjściowymi modelami, od których rozpoczęto rozważania był model o idealnej geometrii oraz model o geometrii uwzględniającej imperfekcje, występujące w rzeczywistej konstrukcji. Rzeczywistą geometrię modelu otrzymano na podstawie pomiarów geodezyjnych istniejącego rusztowania.



Rys. 2. Model MES Rusztowania

Fig. 2. Scaffold FEM Model



a)

b)

Rys. 3. Połączenie pomostu z ramą: a) model komputerowy połączenia, b) fragment rusztowania

Fig. 3. The connection of a deck and a frame: a) the computer model of a connection, b) the part of scaffolds

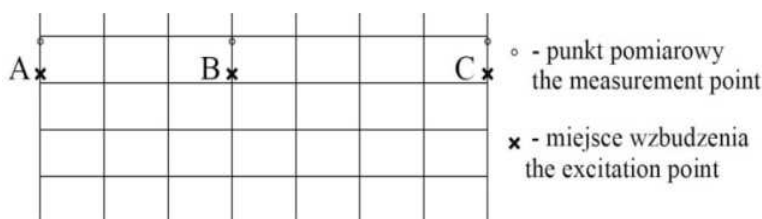
Konstrukcję rusztowania odwzorowano jako układ elementów prętowych. Pomosty robocze jako elementy powierzchniowe oparto przegubowo na trzpieniach sztywno połączonych z górną poprzeczką ramki rusztowania. Występujące

w rzeczywistości trzpienie odwzorowano jako elementy prętowe z przegubem z jednej strony, natomiast oparcie pomostu na poprzeczce modelują elementy kratowe. Model oraz rzeczywiste połączenie między pomostem a poprzeczką rusztowania zostały przedstawione na rys. 3. Stężenia rusztowania, poręcze i krawężniki wprowadzono jako pręty przegubowo połączone z rusztowaniem. Podparcie konstrukcji na podłożu odwzorowano za pomocą podpór przegubowych. Zakotwienie rusztowania w fasadzie budynku za pomocą stalowych kotew przedstawiono jako pręty z pełnym zamocowaniem na jednym końcu. Kotwienie wstępnie zamodelowano za pomocą podpór blokujących wszystkie stopnie swobody, tzn. zablokowano trzy przesuwu i trzy obroty.

Gęstości materiałów zostały dobrane tak, aby masy poszczególnych elementów w modelu były zgodne z masami elementów rzeczywistych, w skład których wchodzi niewzględzone w geometrii modelu dodatkowe blachy i trzpienie.

3. Identyfikacja parametrów dynamicznych

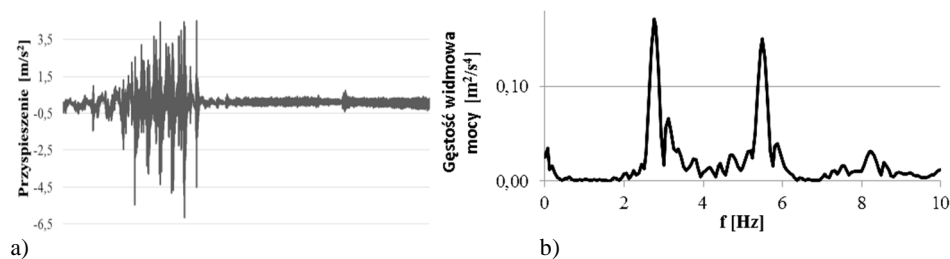
Na rusztowaniu na budowie przeprowadzono szereg pomiarów przyspieszeń drgań, na podstawie których można zidentyfikować drgania swobodne konstrukcji oraz oszacować tłumienie. W celu wyznaczenia wspomnianych parametrów zastosowano wzbudzenie drgań w trzech punktach (dwa skrajne – A i C, oraz środkowy B) na trzecim poziomie roboczym. Do badań wykorzystano sprzęt Brüel & Kjaer: rejestrator Pulse 3053-B-12 podłączony do przenośnego komputera oraz zestaw trzech akcelerometrów. Punkty pomiarowe znajdowały się poniżej ostatniego poziomu pomostów. Dwa akcelerometry trójosiowe 4506B 003 zostały umieszczone na skrajnych słupkach ram rusztowania, natomiast dwa czujniki jednoosiowe 4508 w środku rusztowania (rys. 4). Przyspieszenia drgań mierzone były przez czujniki trójosiowe w dwóch kierunkach poziomych: x – wzdłuż rusztowania, y – w kierunku poprzecznym oraz w kierunku pionowym – z , natomiast czujniki jednoosiowe rejestrowały przyspieszenia w kierunkach poziomych x i y .



Rys. 4. Schemat umieszczenia czujników i miejsc wzbudzeń

Fig. 4. The scheme of the sensors and excitation points locations

Następnie na podstawie 30 przebiegów wykonano analizy FFT (por. [1]), których wynikiem są wykresy pozwalające na wyznaczenie częstości drgań własnych. Przykładowy wykres FFT przyspieszeń pokazano na rys. 7. Na podstawie wyników oszacowano średnie wartości częstości drgań swobodnych konstrukcji. Częstość pierwszej formy drgań swobodnych, wyznaczona na podstawie badań, wynosi 2,5 Hz (rys. 5). Stwierdzono, że tę formę charakteryzuje drganie całego rusztowania wzdłuż płaszczyzny rusztowania. Kolejna częstość drgań swobodnych ujawniona w badaniach wynosiła 5,5 Hz a jej forma charakteryzowała się drganiami, w których dominowały przesunięcia w kierunku prostopadłym do rusztowania.



Rys. 5. Przykładowe wyniki pomiarów przyspieszeń: a) wykres przyspieszeń, b) FFT z przyspieszeń

Fig. 5. The exemplary results of acceleration measurement: a) graph of accelerations, b) FFT for accelerations

Wartość współczynnika tłumienia γ' wyznaczono jako średnią wartość ze współczynników tłumienia oszacowanych w odniesieniu do 4 przebiegów czasowych otrzymanych z badań. Dla każdego z przebiegów określono maksima na wybranym fragmencie wykresu przyspieszeń a następnie aproksymowano je funkcją o wzorze:

$$y = A_0 e^{-\gamma' t} \quad (1)$$

Na tej podstawie otrzymano współczynnik tłumienia o wartości $\gamma' = 7,05$ rad/s.

Wyznaczone parametry dynamiczne rusztowania zostały wykorzystane do opracowania ostatecznego modelu rusztowania.

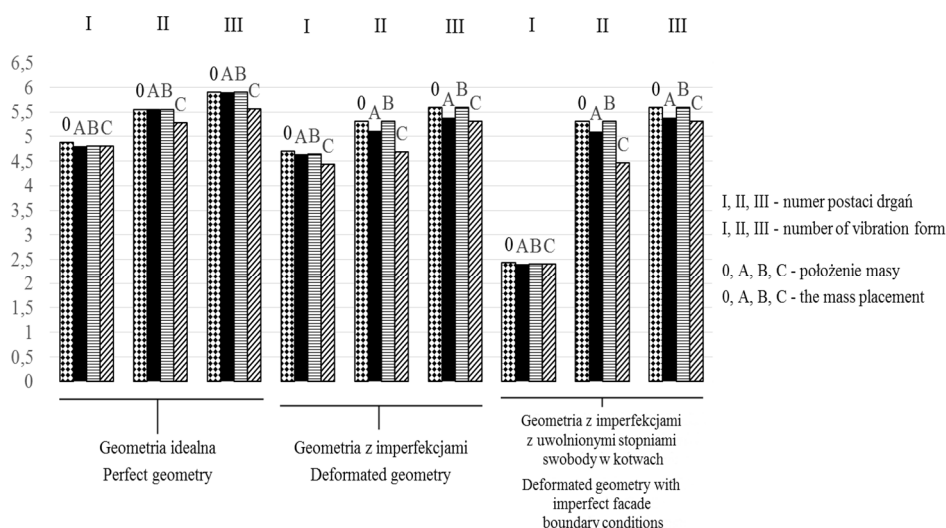
4. Model numeryczny rusztowania

4.1. Dobór warunków brzegowych

Punktem wyjścia do rozważań na temat prawidłowego odwzorowania konstrukcji było wyznaczenie częstości drgań własnych modelu o geometrii idealnej i modelu z imperfekcjami geometrycznymi. Ponieważ podczas pomiarów wymuszenie było realizowane przez osobę o masie 100 kg, to oprócz częstości drgań własnych rusztowania bez dodatkowych mas wykonano również obliczenia z masą

100kg umieszczoną odpowiednio w punkcie A, B i C. Obliczenia bez masy są oznaczone jako „0” a pozostałe literami punktów, w których wstawiano masy.

W wynikach obliczeń drgań własnych obydwu modeli nie ujawniła się oczekiwana wartość pierwszej częstotliwości drgań własnych zbliżonej do 2,5 Hz. Uwzględnienie rzeczywistych imperfekcji zmniejszyło wartość drgań własnych, ale nadal pierwsza częstotliwość drgań własnych była za duża tzn. 4,6 Hz. W kolejnym kroku w obydwu modelach pozostawiono pełne zamocowanie w fasadzie budynku oraz uwolniono przesuw w kierunku x wzdłuż rusztowania w podporach, do których dochodziły stężenia. Ponieważ wyniki z tego modelu także nie były satysfakcjonujące, to rozważono kolejny wariant modelu, uwzględniający wysoce prawdopodobne niepełne zamocowanie kotew w elewacji, tzn. blokujące tylko przesunięcia. Zdecydowano się na badanie zwolnienia obrotów w podporach od górnych poziomów kotwienia, ponieważ czym kotwy znajdują się wyżej tym przesunięcia rusztowania na ich wysokości są większe a zruszenie kotwienia bardziej prawdopodobne. Wykonano szereg obliczeń częstości drgań własnych, w których sprawdzono wpływ na ich wartości kolejno: zwolnienia obrotów w co drugiej podporze na najwyższym poziomie, zwolnienie obrotów wszystkich podpór najwyższego poziomu, zwolnienia obrotów w co drugiej podporze na poziomie niżej, zwolnienie obrotów wszystkich podpór tego poziomu, itd. Ostatecznie zwolniono obroty w podporach, modelujących kotwienie zarówno na wysokości czwartego i trzeciego poziomu roboczego oraz w co drugiej podporze na wysokości drugiego poziomu roboczego. Pierwsza częstotliwość drgań własnych w tym wariantcie wyniosła 2,4 Hz, co jest zadowalająco bliskie wartości wynikającej z pomiarów 2,5 Hz (rys. 6). Dodatkowo druga częstotliwość drgań własnych



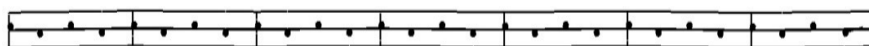
Rys. 6. Porównanie wartości częstości drgań własnych

Fig. 6. The comparison of natural vibrations frequencies

z obliczeń równa 5,4 Hz jest bardzo bliska wartości drugiej formy drgań swobodnych otrzymanej z badań 5,5 Hz. Również obliczone formy drgań własnych wykazały przesunięcia zgodne z wynikami pomiarów. Dlatego uznano, że model ten prawidłowo odzwierciedla rzeczywistą pracę konstrukcji.

4.2. Oddziaływanie dynamiczne spowodowane przejściem człowieka

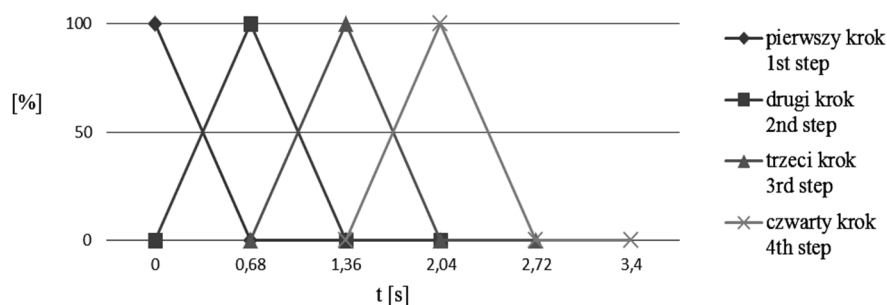
Przejście człowieka po rusztowaniu rozważane jest jako ruch w kierunku wzdłużnym rusztowania. Miejsca kontaktu stóp z pomostem roboczym znajdują się po obu stronach linii prostej wyznaczonej w środku szerokości pomostu (rys. 7.). Pionowe obciążenie przekazywane przez człowieka na rusztowanie przyjęto równe 1,0 kN (co odpowiada ciężarowi osoby o masie w przybliżeniu równej 100 kg). Oprócz składowej pionowej podczas ruchu człowieka należy uwzględnić również składowe poziome obciążenia – w kierunku wzdłużnym rusztowania x oraz poprzecznym y . Wartości sił poziomych wyznaczono na podstawie przebiegów okresowych sił wzbudzających w kierunku pionowym, bocznym i wzdłużnym przy założeniu symetrii oddziaływania przekazywanego z obu stóp według [2], które wynoszą odpowiednio 20% i 5% wartości siły pionowej.



Rys. 7. Miejsca przyłożenia sił na pomostach roboczych podczas ruchu człowieka

Fig. 7. Loads placement during human walk on working platforms

Obciążenie zadano jako zmienne w czasie, ze względu na stopniowe przenoszenie ciężaru z jednej stopy na drugą. W momencie pełnego kontaktu jednej stopy i podniesienie drugiej 100 % obciążenia jest przekazywane poprzez stopę człowieka w miejscu kontaktu jej z pomostem roboczym na rusztowanie. W następnej chwili wartość obciążenia przekazywanego przez tę stopę maleje do zera przy jednoczesnym wzroście wartości obciążenia przekazywanego przez drugą stopę od zera do 100% (rys. 8.). Dzięki przeprowadzonym próbom ustalo-



Rys. 8. Procentowy udział przekazywanego obciążenia w kolejnych krokach

Fig. 8. Proportional distribution of loads in next steps

no czas trwania jednego kroku jako równy 0,68 s i długość kroku jako równą 0,75 m. Przy takim założeniu przejście przez cały poziom roboczy zajmuje 19,04 s i składa się z 28 kroków.

4.3. Parametry tłumienia

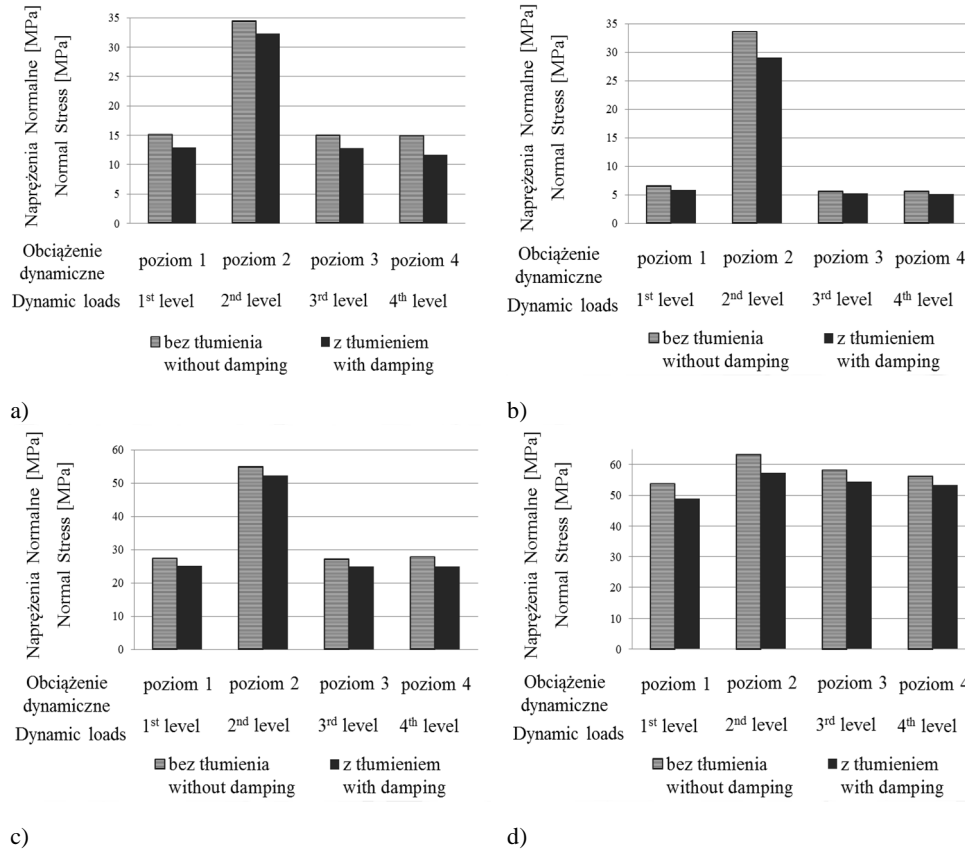
Rusztowanie to konstrukcja składająca się z wielu elementów ze sobą połączonych. Ze względu na znaczną liczbę połączeń między elementami, a także nieperfekcyjny ich montaż, pojawia się dużo luzów, tłumiących drgania. Program Autodesk Simulation Mechanical pozwala na uwzględnienie w obliczeniach dynamicznych współczynnika tłumienia masowego α oraz współczynnika tłumienia sztywnościowego β zgodnie z modelem tłumienia Rayleigha. Współczynniki wyznaczono na podstawie pracy [3] i wyniosły $\alpha=1,54$ (rad/s) oraz $\beta=0,12$ (s/rad).

5. Wyniki analizy

Korzystając z modelu komputerowego, opisanego w poprzednim punkcie, wykonano analizę zachowania się rusztowania pod wpływem obciążenia zmiennego w czasie. Obciążeniem dynamicznym w niniejszej pracy jest przejście pracownika po poziomie roboczym. Naprężenia normalne powstałe podczas tego przejścia porównano z naprężeniami, które wyznaczono za pomocą analizy statycznej w konstrukcji obciążonej jedynie ciężarem własnym oraz w konstrukcji, do której zgodnie z normą [4] przyłożono na najwyższym poziomie roboczym obciążenie powierzchniowe o wartości 2,0 kN/m² oraz na jednym poziomie niżej o wartości 1,0 kN/m².

Rozważono przejście pracownika po każdym z poziomów roboczych. Naprężenia normalne sprawdzono dla głównych elementów konstrukcji, tj. słupków, poprzeczek górnych i dolnych ramy rusztowania oraz kotew. Na rysunku 9. przedstawiono porównanie wartości naprężeń normalnych dla sytuacji obliczeniowej bez uwzględnienia tłumienia oraz z uwzględnieniem tłumienia.

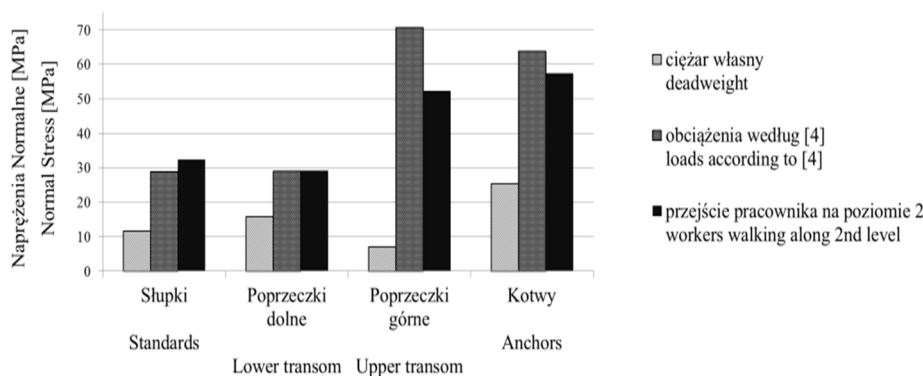
Uwzględnienie tłumienia powoduje zmniejszenie wartości naprężeń w elementach we wszystkich przypadkach. Największe różnice w wartościach naprężeń odnotowano dla przypadku obciążenia przejściem pracownika drugiego poziomu roboczego i wynosiły one w przybliżeniu 6,0 MPa dla kotew, 5,0 MPa dla poprzeczek dolnych, 3,0 MPa dla poprzeczek górnych oraz 2,0 MPa dla słupków ramy rusztowania.



Rys. 9. Maksymalne naprężenia normalne spowodowane przejściem pracownika, w: a) słupkach, b) dolnych poprzeczkach, c) górnych poprzeczkach, d) kotwach

Fig. 9. The maximum normal stress caused by the passage of the employee for: a) standards, b) lower transom, c) upper transom, d) anchors

Najbardziej niekorzystnym okazało się wprowadzenie obciążenia dynamicznego na drugim poziomie roboczym. Największe naprężenia wystąpiły w kotwach i wynosiły 57,4 MPa, niewiele mniejsze naprężenia pojawiły się w górnych poprzeczkach ramy rusztowania o wartości 52,2 MPa. Maksymalne naprężenia w słupkach to 32,3 MPa i niewiele od nich mniejsze w dolnych poprzeczkach ramy rusztowania równe 29,0 MPa.



Rys. 10. Porównanie wartości naprężeń normalnych w elementach rusztowania wywołanych statycznymi i dynamicznymi obciążeniami

Fig. 10. The comparison of normal stress in scaffolding elements caused by static and dynamic loads

Na rysunku 10. pokazano porównanie naprężeń normalnych wywołanych przejściem pracownika i naprężeń od statycznego eksploatacyjnego obciążenia, przyjętego zgodnie z normą [4]. Naprężenia normalne, spowodowane obciążeniem dynamicznym w postaci przejścia pracownika po podestach drugiego poziomu roboczego, osiągają wartości porównywalne do wartości naprężeń, które uzyskuje się przy obciążeniu normowym. Z analizy wynika, że rozważane obciążenie dynamiczne powinno być szczególnie uwzględniane podczas projektowania konstrukcji rusztowania ze względu na powodowane znaczące wartości naprężeń w elementach.

6. Wnioski

Obciążenia dynamiczne konstrukcji rusztowania w postaci przejścia pracownika po poziomie roboczym powinny być szczególnie uwzględniane podczas projektowania konstrukcji rusztowania, czego obecnie się nie wykonuje z powodu braku tego typu zaleceń w normach [4] i dokumentacjach technicznych rusztowań. Obciążenie to wywołuje w elementach rusztowania naprężenia porównywalne do wartości naprężeń wywoływanych przez obciążenia normowe.

W pracy nie uwzględniono masy człowieka przechodzącego po pomostach roboczych, która może okazać się istotna przy dalszych rozważaniach na ten temat. W przypadku analizy dynamicznej obiektów budowlanych masa człowieka nie jest istotna w porównaniu z masą konstrukcji. W przypadku rusztowania człowiek o masie ok. 100 kg oddziałuje na pomost o masie ok. 45 kg, czyli o ok. połowę mniejszą. Dlatego w przyszłości planowane są badania z uwzględnieniem ruchu masy. Ponadto w pracy przyjęto uproszczony model przejścia pracownika. Sposób przekazywania obciążenia osoby przemieszczającej się jest znacznie bar-

dziej skomplikowany (por. [2]), co w kolejnych etapach badań zostanie również uwzględnione. W przyszłości planowane są dokładniejsze analizy, które pozwolą na opracowane wniosków przydatnych w praktyce inżynierskiej.

Informacje dodatkowe: Artykuł jest wynikiem realizacji projektu badawczego „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań” finansowanego przez NCBiR w ramach PBS3 na podstawie umowy nr PBS3/A2/19/2015.

Literatura

- [1] Broch J. T.: Mechanical Vibration and Shock Measurements, available from Bruel & Kjaer Instruments, Inc., Marlborough, MA, Oct. 1980.
- [2] Živanović S., Pavić A., Reynolds P.: Vibration Serviceability of Footbridges under Human-induced Excitation: a Literature Review, Journal of Sound and Vibration 279, 2005, s. 1-74.
- [3] Wielgos P.: Ocena skuteczności działania wielokrotnych, strojonych tłumików masywowych w konstrukcjach budowlanych; Rozprawa doktorska; Politechnika Lubelska Wydział Budownictwa i Architektury, 2010.
- [4] PN-EN 12811-1. Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy. Część 1: Rusztowania Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania; PKN, Warszawa 2007.

IMPACT OF DYNAMIC LOAD ON SCAFFOLD CONSTRUCTION EFFORT

Summary

Scaffolding is very specific type of construction, especially susceptible to low frequency vibrations. Employees walking on the scaffold cause construction vibrations. It has negative influence on construction which is the breach of anchors and increase of construction effort. In this paper numerical model is verified for the best representation of real construction. Imperfections received from geodetic measurements of the real construction were taken into account. Different boundary conditions were considered, because of their impact on construction vibrations. The vibrations were taken as comparative parameter. During natural vibrations analysis excitations in three different points of scaffold were considered. Results of automatic calculations were compared with free vibrations of construction, which was identified basing on measurements of vibration accelerations performed on the scaffold. Employee's walking on every working level as a variable in time dynamic load was simulated on verified numerical model. Impact of this load on construction effort was analysed by comparing normal stress values which appeared in main elements of scaffold (standards, upper transom, lower transom, anchors) to normal stress values caused by static loads according to standard recommendations. Analysed dynamic load induced by walking an employee on scaffold causes significant values of stress in main scaffold elements. These values are almost the same as values of stress derived from static loads according to standard recommendations. In conclusion, dynamic loads as before should be particularly taken into consideration during designing scaffold construction.

Keywords: scaffolds, passage of employee, dynamic analysis, full-scale measurements

Przesłano do redakcji: 12.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Piotr GÓRSKI¹
Beata STANKIEWICZ²
Marcin TATARA³

BADANIE CHARAKTERYSTYK DYNAMICZNYCH PODWIESZONEJ KŁADKI DLA PIESZYCH WYKONANEJ Z KOMPOZYTU GFRP

W artykule przedstawiono sposób określenia i wyniki analizy charakterystyk dynamicznych podwieszanej kładki dla pieszych, znajdującej się w miejscowości Kolding w Danii, wykonanej w całości z kompozytu polimerowego na bazie włókien szklanych GFRP. Na podstawie pomiarów przyspieszeń drgań swobodnych pomostu kładki, wymuszonych podskokami jednej osoby, dokonano identyfikacji pięciu pierwszych częstości drgań własnych, odpowiadających postaci drgań własnych i wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego. Częstości i postaci drgań własnych wyznaczono metodą dekompozycji w dziedzinie częstotliwości. Wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego wyznaczono na podstawie aproksymacji metodą najmniejszych kwadratów odfiltrowanych drgań swobodnych pomostu kładki. Otrzymane wartości liczby tłumienia porównano z wartościami podanymi w literaturze dla wybranych kładek o konstrukcjach wykonanych z innych, alternatywnych materiałów. Stwierdzono stosunkowo dużą wartość tłumienia konstrukcyjnego analizowanej kładki. Otrzymane wyniki badań mogą być pomocne do obliczenia dynamicznej odpowiedzi nowoprojektowanych konstrukcji mostowych, a także do oceny i monitorowania stanu technicznego istniejących obiektów mostowych o konstrukcji wykonanej z kompozytów na bazie włókien szklanych GFRP.

Słowa kluczowe: obiekt mostowy, kompozyt GFRP, parametry modalne, drgania swobodne, tłumienie konstrukcyjne

1. Wprowadzenie

Kompozyty polimerowe na bazie włókien szklanych GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) należą do materiałów innowacyjnych, stopniowo wdraża-

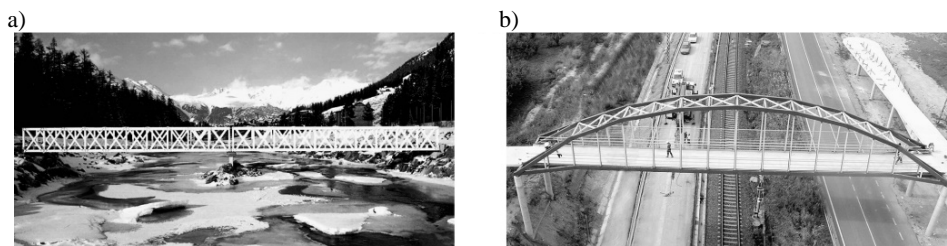
¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Piotr Górski, Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, tel.: +48 77 4498588, e-mail: p.gorski@po.opole.pl

² Beata Stankiewicz, Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, tel.: +48 77 4498587, b.stankiewicz@po.opole.pl

³ Marcin Tataro, Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury, ul. Katowicka 48, 45-061 Opole, tel.: +48 77 4498592, m.tatara@po.opole.pl

nych w obiektach mostowych jako materiał konstrukcyjny. Przemawia za tym szereg zalet tego materiału, do których można zaliczyć: stosunkowo dużą wytrzymałość na zginanie, mały ciężar własny, łatwość montażu, wysoką odporność na działanie czynników atmosferycznych, a także łatwość kształtowania elementów. Pomimo wielu zalet kompozyty polimerowe GFRP mają pewne ograniczenia. Należą do nich: stosunkowo mała wartość modułu sprężystości podłużnej, mała odporność alkaliczna i mała odporność na pękanie [11]. Z tego względu w dalszym ciągu prowadzone są badania w celu poprawy własności mechanicznych i trwałości tego materiału, np. [12].

Obecnie kompozyty polimerowe GFRP stosowane są w konstrukcjach obiektów mostowych zwykle w połączeniu z innymi powszechnie stosowanymi materiałami konstrukcyjnymi, do których należą stal i beton. W nowoczesnych konstrukcjach kładek dla pieszych kompozyty na bazie włókien szklanych często stosowane są jako materiał płyt pomostowych. Przykłady takich zastosowań przedstawiono w pracy [11]. Obiekty mostowe o konstrukcji wykonanej w całości z kompozytu na bazie włókien szklanych GFRP wciąż należą do nielicznych. Na świecie znanych jest zaledwie kilka takich konstrukcji. Wśród nich można wymienić: kładkę dla pieszych Scripps Bridge, La Jolla, USA [4], kładkę Aberfeldy Bridge, Szkocja, Wielka Brytania [10], kładkę Pontresina Bridge, Szwajcaria (rys. 1a) [6], kładkę w pobliżu miasta Lleida, Hiszpania (rys. 1b) [5], kładkę w miejscowości Tainan, Taiwan [7] i kładkę w miejscowości Kolding, Dania [5], która jest przedmiotem badań przedstawionych w niniejszym artykule. Z krajowych realizacji należy wymienić pierwszy drogowy most kompozytowy w Polsce, oddany do użytku w 2016r. w miejscowości Błazowa koło Rzeszowa. Znane są także badania prototypowego mostu pieszo-rowerowego o konstrukcji z kompozytu przekładkowego, znajdującego się na terenie kampusu Politechniki Gdańskiej [9].



Rys. 1. Kładki kompozytowe: a) Pontresina Bridge, Szwajcaria, b) Lleida, Hiszpania, na podstawie [5, 6]

Fig. 1. Composite footbridges: a) Pontresina Bridge, Switzerland, b) Lleida, Spain, based on [5, 6]

Podstawowymi charakterystykami modalnymi konstrukcji inżynierskich są częstości drgań własnych, odpowiadające im postacie drgań własnych i tłumienie konstrukcyjne. Znajomość wartości rzeczywistych charakterystyk stanowi podstawę weryfikacji poprawności rozwiązań przyjętych na etapie projektowa-

nia konstrukcji i może być pomocna do oceny i monitorowania stanu technicznego konstrukcji poddanych działaniom obciążeń dynamicznych. Jest to szczególnie istotne w odniesieniu do tłumienia konstrukcyjnego, które jest jednym z ważniejszych, a jednocześnie niepewnym parametrem, znacząco redukującym niepewność obliczeniowej odpowiedzi konstrukcji. Wiarygodnym sposobem określenia rzeczywistych wartości charakterystyk dynamicznych konstrukcji jest wykonanie pomiarów ich drgań. Publikacje dotyczące badania charakterystyk dynamicznych i odpowiedzi pod obciążeniem dynamicznym obiektów mostowych o konstrukcji wykonanej z kompozytów polimerowych na bazie włókien szklanych GFRP są wciąż nieliczne i niewystarczające do sformułowania wytycznych i zaleceń do projektowania tego typu obiektów. Dlatego obecnie istnieje duża potrzeba wykonania takich badań.

W artykule przedstawiono sposób określenia i wyniki analizy charakterystyk dynamicznych podwieszanej kładki dla pieszych, znajdującej się w miejscowości Kolding w Danii, wykonanej w całości z kompozytu polimerowego na bazie włókien szklanych GFRP. Na podstawie pomiarów przyspieszeń drgań swobodnych pomostu kładki, wymuszonych podskokami jednej osoby, dokonano identyfikacji pięciu pierwszych częstości drgań własnych, odpowiadających postaci drgań własnych i wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego. Częstości i postaci drgań własnych wyznaczono metodą dekompozycji w dziedzinie częstotliwości. Wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego wyznaczono na podstawie aproksymacji metodą najmniejszych kwadratów ofiltrowanych drgań swobodnych pomostu kładki. Otrzymane wartości liczby tłumienia porównano z wartościami podanymi w literaturze dla wybranych kładek o konstrukcjach wykonanych z innych, powszechnie stosowanych materiałów. Stwierdzono stosunkowo dużą wartość tłumienia konstrukcyjnego analizowanej kładki. Otrzymane wyniki badań mogą być pomocne do przewidywania dynamicznej odpowiedzi nowoprojektowanych konstrukcji mostowych, a także do oceny i monitorowania stanu technicznego istniejących obiektów mostowych o konstrukcji wykonanej z kompozytów na bazie włókien szklanych GFRP.

2. Kładka dla pieszych, zestaw pomiarowy i wyniki pomiarów

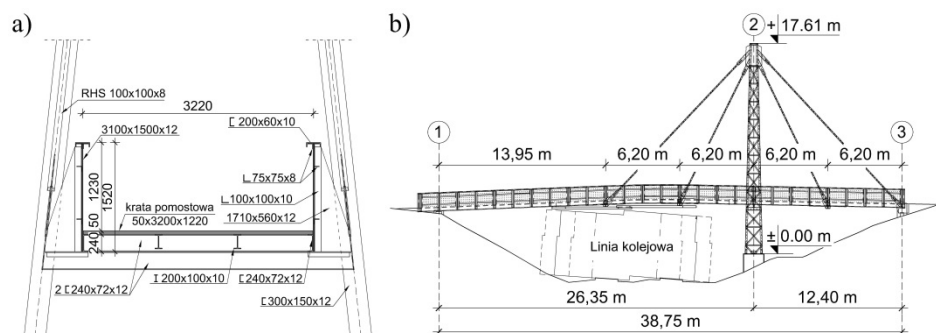
Obiektem badań jest podwieszona kładka dla pieszych w całości (łącznie z pylonem i odciągami) wykonana z kompozytu GFRP, znajdująca się w miejscowości Kolding w Danii nad jedną z głównych linii kolejowych prowadzących do centrum miasta. Kładka została wykonana jako dwuprzęsłowa z pomostem podwieszonym do pylonu w kształcie litery A. Całkowita długość pomostu wynosi 40,77 m, zaś jego szerokość użytkowa 3,21 m. Rozpiętości teoretyczne przęseł pomiędzy osiami podpór wynoszą 26,35 m i 12,40 m. Dźwigary nośne przęseł wykonane zostały w postaci belek z perforowanych profili modułowych o wysokości 1,5 m, długości 3,1 m i grubości 12 mm, połączonych ze sobą za pomocą śrub. Dźwigary podwieszono do pylonu o całkowitej wysokości

17,61 m za pośrednictwem 4 par odciągów, wykonanych z kwadratowych, zamkniętych profili kompozytowych o długościach 17,85 m, 17,66 m, 13,58 m i 13,36 m. Wymiary zewnętrzne pylonu w płaszczyźnie poziomej są zmienne po wysokości i wynoszą od 5,22 m x 1,29 m (u podstawy) do 1,39 m x 0,49 m (w wierzchołku pylonu). Widoki ogólne analizowanej kładki przedstawiono na rys. 2, zaś jej przekrój poprzeczny i podłużny na rys. 3.



Rys. 2. Kładka dla pieszych w Kolding, Dania: a) widok na pomost i b) widok z boku

Fig. 2. Footbridge in Kolding, Denmark: a) the view on the deck and b) the side view

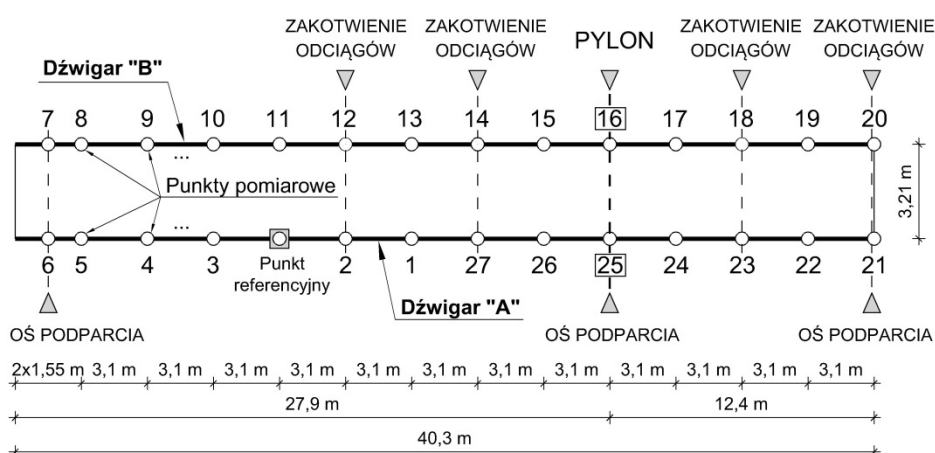


Rys. 3. Kładka dla pieszych w Kolding, Dania: a) przekrój poprzeczny i b) podłużny

Fig. 3. Footbridge in Kolding, Denmark: a) the cross-section and b) the longitudinal section

Pomiary drgań swobodnych kładki wykonano w dniu 1.10.2016r. Do pomiarów zastosowano dwa niskoszumowe czujniki typu PCB 3711E112G, wykonane w technologii Micro-Electro-Mechanical System (MEMS), które mają zdolność rejestracji przyspieszeń drgań o częstościach w przedziale od 0 do 400 Hz w zakresie pomiarowym ± 2 g. Czujniki przyspieszeń były połączone z kartą pomiarową typu Data Translation DT9837A, a ta z kolei z komputerem typu Laptop, służącym do stałej kontroli i zapisu danych w trakcie prowadzonych badań. Do określenia postaci drgań konieczne było zastosowanie dwóch czujników jednocześnie. W tym celu wybrano 28 punktów pomiarowych znaj-

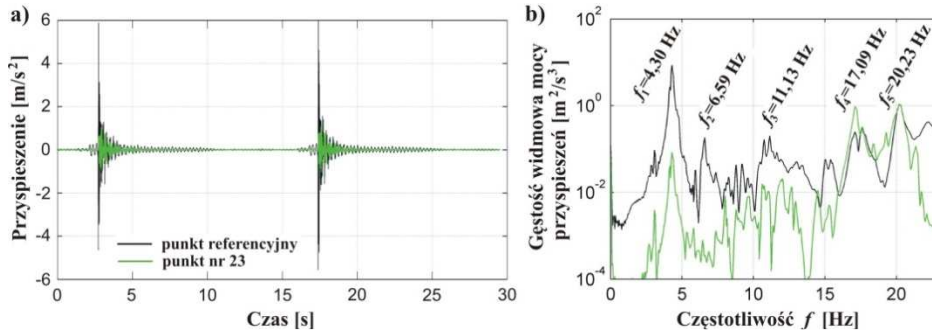
dujących się w górnej części dźwigarów nośnych przęseł kładki (dźwigar „A” i „B”), głównie w odstępach co 3,1 m wzdłuż osi podłużnej dźwigarów. W czasie badań jeden z czujników znajdował się w stałym położeniu w punkcie referencyjnym, zaś drugi był umieszczany kolejno od punktu 1 do punktu 27. Lokalizację punktów pomiarowych przedstawiono na rys. 4. Po każdej zmianie położenia czujnika ruchomego wykonywane były pomiary drgań swobodnych pomostu kładki w płaszczyźnie pionowej, w czasie co najmniej 15 sekund, wymuszonych pojedynczym podskokiem jednej osoby. Podskoki wykonywane były na środku pomostu w pobliżu punktu referencyjnego. Pomiary rejestrowano z częstotliwością próbkowania 200 Hz.



Rys. 4. Lokalizacja punktów pomiarowych na dźwigarach kładki dla pieszych

Fig. 4. Locations of the measuring points on the girders of the footbridge

Na rys. 5a przedstawiono przykładowe zarejestrowane dwie serie przyspieszeń drgań swobodnych dźwigara „A” w płaszczyźnie pionowej w punkcie referencyjnym i w punkcie pomiarowym nr 23 wymuszonych podskokiem jednej osoby. Na podstawie pomierzonych przyspieszeń drgań pomostu określono, za pomocą szybkiej transformacji *Fouriera*, częstotliwości drgań swobodnych pomostu, które na osi odciętych odpowiadały wartościom dominującym w uzyskanym spektrum. Wykresy funkcji gęstości widmowej mocy zarejestrowanych przyspieszeń drgań pionowych dźwigara „A” w punkcie referencyjnym i w punkcie pomiarowym nr 23 przedstawiono na rys. 5b. Na otrzymanym spektrum widocznych jest pięć wyraźnych pików, których wartości odpowiadają pięciu pierwszym częstotliwościom drgań swobodnych pomostu, tj.: $f_1=4,30$ Hz, $f_2=6,59$ Hz, $f_3=11,13$ Hz, $f_4=17,09$ Hz, i $f_5=20,23$ Hz.



Rys. 5. a) Wyniki pomiarów składowej pionowej przyspieszeń drgań dźwigara „A” kładki w punkcie referencyjnym i w punkcie pomiarowym nr 23 pod wpływem wymuszeń impulsowych oraz b) wykresy funkcji gęstości widmowej mocy zarejestrowanych przyspieszeń

Fig. 5. a) Measurement results of vertical component of footbridge girder “A” acceleration at the reference point and measuring point no 23 due to impulse excitations and (b) the power spectral density functions of the recorded accelerations

3. Postacie drgań własnych

W celu wyznaczenia postaci drgań własnych pomostu analizowanej kładki, odpowiadających kolejnym częstościom drgań własnych, zastosowano procedurę metody dekompozycji w dziedzinie częstotliwości, znanej w literaturze światowej pod nazwą *Frequency Domain Decomposition* (FDD).

Metoda FDD została opracowana przez *Brincker’a* [1]. Zgodnie z algorytmem metody należy wyznaczyć rozkład według wartości osobliwych (*ang. Singular Value Decomposition*) zbioru macierzy gęstości widmowych mocy $\mathbf{G}_{xx}(if_i)$ odpowiedzi konstrukcji zarejestrowanych w co najmniej dwóch punktach pomiarowych jednocześnie. Przykładowo dla przyspieszeń drgań zarejestrowanych jednocześnie w dwóch punktach pomiarowych macierz gęstości widmowych odpowiedzi \mathbf{G}_{xx} dla określonej dyskretnej częstości f_i ma następującą postać:

$$\mathbf{G}_{xx}(if_i) = \begin{bmatrix} PSD_{11}(if_i) & CSD_{12}(if_i) \\ CSD_{21}(if_i) & PSD_{22}(if_i) \end{bmatrix} \quad (1)$$

gdzie: $PSD_{rr}(if_i)$ – elementy na głównej przekątnej oznaczające gęstości widmowe odpowiedzi konstrukcji w punkcie pomiarowym r , które dla procesów rzeczywistych są zwykłymi rzeczywistymi gęstościami widmowymi składowych procesów $x_r(t)$ przedstawiających drgania konstrukcji w punkcie r , $CSD_{qr}(if_i)$ – wzajemne gęstości widmowe odpowiedzi konstrukcji w różnych jej punktach q i r , które są zespolonymi, hermitowskimi gęstościami widmowymi spełniającymi własność $CSD_{qr}(if_i) = CSD_{rq}^*(if_i)$, przy czym $q \neq r$, a górny indeks „*” oznacza operator wielkości zespolonej sprzężonej, $i = \sqrt{-1}$ – jednostka urojona.

Nie omawiając dalej szczegółów podstaw teoretycznych metody FDD (podstawy te wyjaśnione są w literaturze, np. [1]), należy podkreślić, że każdą macierz $\mathbf{G}_{xx}(if_i)$ dla określonej dyskretnej częstości f_i można przedstawić w postaci rozkładu według wartości osobliwych jako iloczyn macierzy diagonalnej \mathbf{S}_i i macierzy unitarnej \mathbf{U}_i w następującej postaci:

$$\mathbf{G}_{xx}(if_i) = \mathbf{U}_i \mathbf{S}_i \mathbf{U}_i^H \quad (2)$$

gdzie: $\mathbf{S}_i = \text{diag}[s_1(f_i), s_2(f_i), \dots, s_j(f_i), \dots, s_n(f_i)]$ – macierz diagonalna, odpowiadająca i -tej dyskretnej częstości f_i , zawierająca zbiór dyskretnych wartości osobliwych $s_j(f_i)$,

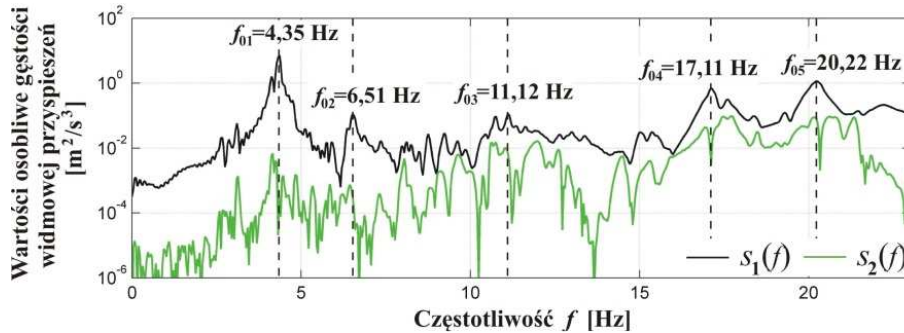
$\mathbf{U}_i = [\{u_{i1}\}, \{u_{i2}\}, \dots, \{u_{ij}\}, \dots, \{u_{in}\}]$ – macierz unitarna zawierająca kolumnowe wektory osobliwe $\{u_{ij}\}$, odpowiadające i -tej dyskretnej częstości f_i , $j = 1, 2, \dots, n$,

n – wymiar macierzy $\mathbf{G}_{xx}(if_i)$, wynikający z liczby punktów pomiarowych, w których zarejestrowano sygnały cyfrowe przedstawiające odpowiedź badanej konstrukcji.

Wykres pierwszych wartości osobliwych $s_1(f_i)$ w dziedzinie częstotliwości jest zdominowany przez wartości maksymalne, które na osi odciętych odpowiadają kolejnym częstościom drgań własnych badanej konstrukcji f_{0k} . Z kolei pierwsze wektory osobliwe $\{u_{i1}\}$ macierzy \mathbf{U}_i , odpowiadające maksymalnym wartościom osobliwym $s_1(f_{0k})$, określają bezwymiarowe rzędne k -tej postaci drgań własnych odpowiadającej częstości drgań własnych f_{0k} , stąd:

$$\phi_k = \{u_{k1}\}. \quad (3)$$

Postacie drgań własnych analizowanej kładki wyznaczono na podstawie wyników pomiarów przyspieszeń pionowych drgań swobodnych jej pomostu, wymuszonych pojedynczymi podskokami jednej osoby, zarejestrowanych jednocześnie w dwóch różnych punktach pomiarowych, tj. w stałym punkcie referencyjnym i w punktach pomiarowych od 1 do 27. Obliczenia wykonano za pomocą autorskiego programu komputerowego, napisanego w środowisku MATLAB. Gęstości widmowe *PSD* i *CSD* dyskretnego sygnału cyfrowego, przedstawiającego drgania swobodne analizowanej kładki, wyznaczono techniką *Welcha* [8]. Na rysunku 6. przedstawiono wykresy funkcji wartości osobliwych $s_1(f)$ i $s_2(f)$ gęstości widmowej mocy zarejestrowanych przyspieszeń drgań swobodnych dźwigara „A” w punkcie referencyjnym i w punkcie pomiarowym nr 23 i wyznaczone metodą FDD częstości drgań własnych kładki od f_{01} do f_{05} . Wartości rzędnych pięciu pierwszych postaci drgań własnych pomostu analizowanej kładki i ich teoretyczną aproksymację przedstawiono na rys. 7.



Rys. 6. Funkcje wartości osobliwych na podstawie zarejestrowanych przyspieszeń pionowych drgań swobodnych dźwigara kładki w punkcie referencyjnym i w punkcie pomiarowym nr 23

Fig. 6. Singular values functions based on the recorded vertical free vibrations of the footbridge girder at the reference point and measuring point no 23

4. Liczba tłumienia konstrukcyjnego

Wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego ζ_k pomostu analizowanej kładki, odpowiadające częstościom drgań własnych f_{0k} , zostały obliczone na podstawie zarejestrowanych przyspieszeń pionowych drgań swobodnych pomostu w punkcie referencyjnym. W tym celu dokonano dekompozycji zarejestrowanych przyspieszeń drgań na pięć składowych drgań swobodnych charakteryzujących się analizowanymi częstościami drgań od f_{01} do f_{05} . Dekompozycji drgań dokonano techniką filtracji z zastosowaniem filtru Chebysheva typ 1, pasmowo-przepustowego, rzędu 8, ze współczynnikiem zafalowań 1 dB. Procedurę filtracji wykonano przyjmując pasma częstości przepustowych znajdujących się w następujących przedziałach: 3,5-5,0 Hz; 6,0-6,8 Hz; 11,0-11,5 Hz; 16,8-17,3 Hz i 19,5-20,7 Hz. Przykład zastosowania podobnej procedury dekompozycji drgań w celu wyznaczenia tłumienia konstrukcji przedstawiono w pracy [8].

Wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego ζ_k wyznaczono za pomocą aproksymacji odfiltrowanych przyspieszeń drgań swobodnych dźwigara kładki $q_k(t)$ metodą najmniejszych kwadratów za zastosowaniem funkcji aproksymującej $a_k(t)$ ze względu na niewiadome ω_{0k} , ζ_k , x_{0k} i φ_k w następujący sposób:

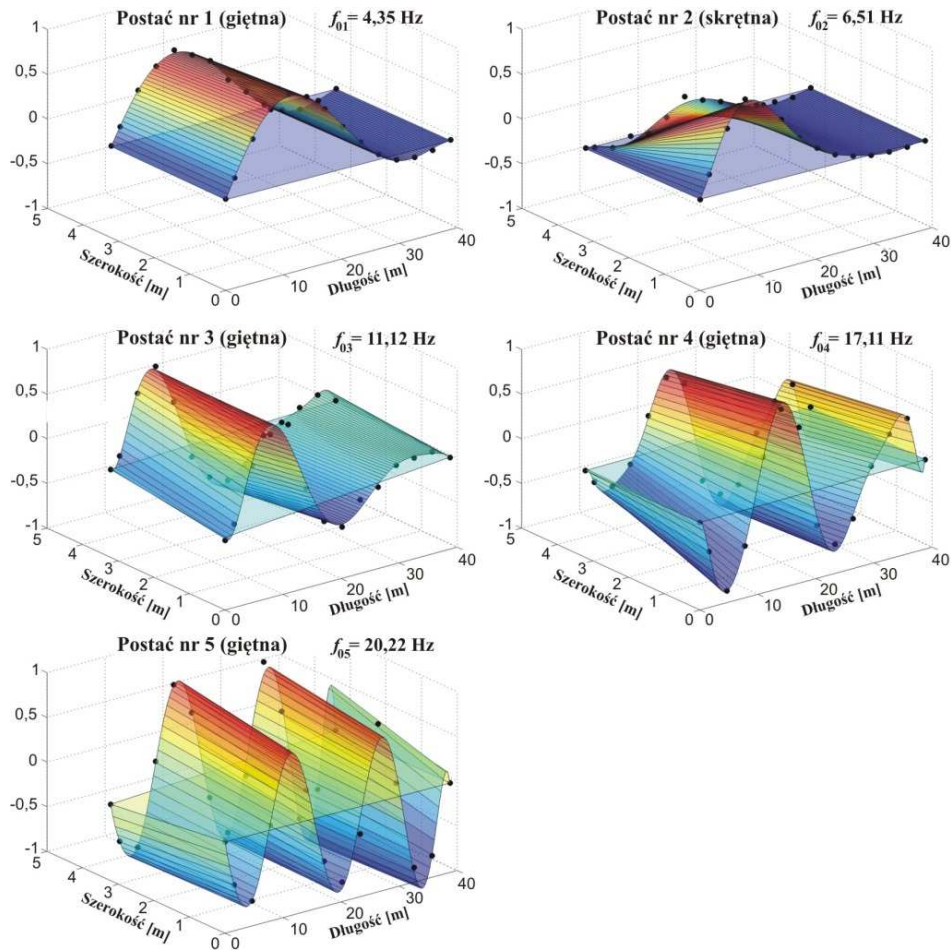
$$q_k(t) = a_k(t) + m_k(t) = \frac{x_{0k}}{\sqrt{1-\zeta_k^2}} e^{-\zeta_k \omega_{0k} t} \cos(\sqrt{1-\zeta_k^2} \omega_{0k} t - \varphi_k) + m_k(t) \quad (4)$$

gdzie: $\omega_{0k} = 2\pi f_{0k}$ – częstość kołowa drgań własnych,

x_{0k} – wartość początkowa,

φ_k – faza początkowa,

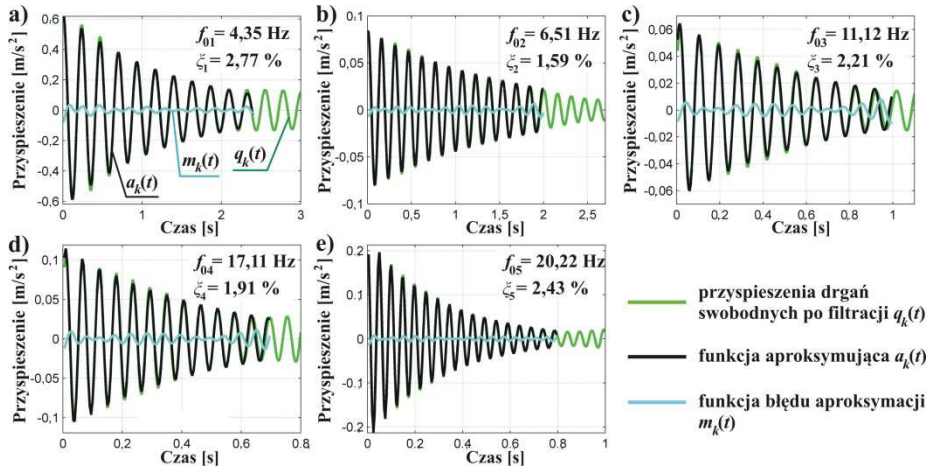
$m_k(t) = q_k(t) - a_k(t)$ – funkcja błędu aproksymacji.



Rys. 7. Teoretyczna aproksymacja rzędnych postaci drgań własnych pomostu analizowanej kładki dla pieszych wyznaczonych na podstawie pomiarów doświadczalnych

Fig. 7. Theoretical approximation of mode shapes ordinates of the analyzed footbridge deck determined using measurement data

Na rysunku 8. przedstawiono wyniki obliczeń wartości liczby tłumienia ζ_k odpowiadające pięciu pierwszym częstościom drgań własnych f_{0k} pomostu analizowanej kładki. Przedstawiono tu także wykresy: odfiltrowanych przyspieszeń drgań swobodnych dźwigara kładki $q_k(t)$, funkcji aproksymującej $a_k(t)$ i funkcji błędu aproksymacji $m_k(t)$.



Rys. 8. a) Teoretyczna aproksymacja przyspieszeń drgań swobodnych dźwigara kładki po filtracji z zastosowaniem filtra Chebysheva typ 1, rzędu 8, pasmowo-przepustowego dla częstotliwości w przedziale: a) 3,5-5,0 Hz, b) 6,0-6,8 Hz, c) 11,0-11,5 Hz, d) 16,8-17,3 Hz i e) 19,5-20,7 Hz

Fig. 8. Theoretical approximation of free vibration accelerations of footbridge girder after filtering using the eighth-order Type 1 Chebyshev band-pass digital filter with pass-band: a) 3.5-5.0 Hz, b) 6.0-6.8 Hz, c) 11.0-11.5 Hz, d) 16.8-17.3 Hz and e) 19.5-20.7 Hz

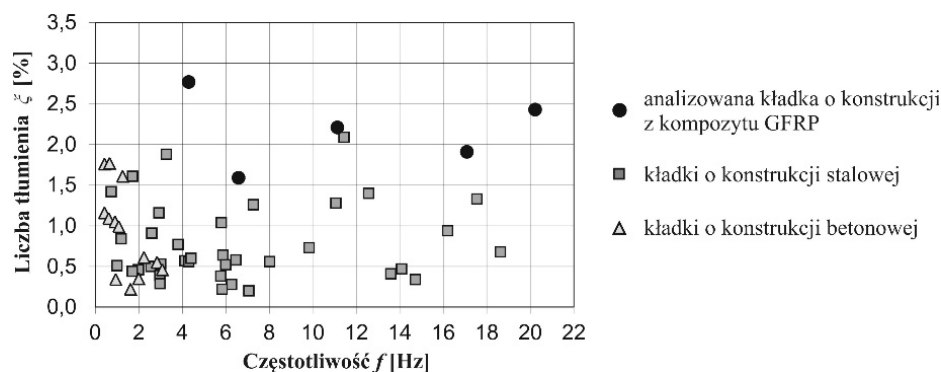
5. Wzajemne porównanie liczby tłumienia wybranych kładek

Na rysunku 9. przedstawiono wzajemne porównanie wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego wyznaczone doświadczalnie dla analizowanej kładki wykonanej w całości z kompozytu GFRP i wybranych kładek dla pieszych wykonanych z betonu lub stali o porównywalnych rozpiętościach w odniesieniu do ich częstotliwości drgań własnych (dane zaczerpnięto z literatury [2-3]).

6. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki identyfikacji pięciu pierwszych częstotliwości drgań własnych, odpowiadających im postaci drgań własnych i wartości liczby tłumienia konstrukcyjnego podwieszanej kładki dla pieszych wykonanej w całości z kompozytu polimerowego na bazie włókien szklanych GFRP. Postacie drgań własnych nr 1, 3, 4 i 5 reprezentują formy drgań giętnych pomostu, zaś postać nr 2 jest skrętną formą drgań.

Na podstawie porównania otrzymanych wartości liczby tłumienia analizowanej kładki i wartości literaturowych dla wybranych kładek dla pieszych wykonanych z betonu lub stali o porównywalnych rozpiętościach (por. rys. 9) stwierdzono, że tłumienie konstrukcyjne kładki wykonanej w całości z kompozytu GFRP jest największe i mieści się w przedziale od 1,6 do 2,8 % dla wszystkich analizowanych częstotliwości drgań własnych. Tłumienie kładek betonowych mieści się w przedziale od 0,2 do 1,8 %, zaś stalowych od 0,2 – 2,1 %.



Rys. 9. Wzajemne porównanie doświadczalnych wartości liczby tłumienia analizowanej kładki z kompozytu GFRP i wybranych kładek dla pieszych wykonanych z innych materiałów w odniesieniu do ich częstości drgań własnych (na podstawie danych literaturowych [2-3])

Fig. 9. Comparison of measured damping ratios of the analysed footbridge made of GFRP composite and selected footbridges made of various materials regarding them natural vibration frequency (based on literature data [2-3])

Ze względu na niewystarczającą liczbę publikacji dotyczących badań charakterystyk dynamicznych i odpowiedzi pod obciążeniem dynamicznym obiektów mostowych o konstrukcji wykonanej z kompozytów polimerowych GFRP obecnie istnieje duża potrzeba wykonania takich badań. Informacje uzyskane z tych badań mogą być pomocne na etapie projektowania tego typu nowych obiektów w celu weryfikacji przyjętych dla nich modeli obliczeniowych i przewidywania ich odpowiedzi pod obciążeniem dynamicznym, a także w celu oceny i monitorowania stanu technicznego istniejących obiektów.

Literatura

- [1] Brincker R., Zhang L., Andersen P.: Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. „Proc. of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC)”, Kissimmee, USA, 2000.
- [2] Brownjohn J.M.W., et al.: Footbridge system identification using wireless inertial measurement units for force and response measurements, *Journal of Sound and Vibration*, vol. 384, 2016, s. 339-355.
- [3] Butz C., et al.: Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges (SYNPEX), Final Report, RFCS, 2007.
- [4] Cortright S.R.: *Bridging the World*, Bridge INK, Wilsonville, 2003.
- [5] Fiberline Composites, <https://fiberline.com/fiberline-bridge-kolding> (dostęp: 1 marca 2017 r.).
- [6] Kutz M.: Construction applications of composites. In: Kutz M., editor. *Handbook of materials selection*. John Wiley & Sons; 2002, s. 1415.
- [7] Li Y.F., Badjie S., W. Chen W., Chiu Y.T.: Case study of first all-GFRP pedestrian bridge in Taiwan, *Case Studies in Construction Materials*, vol. 1, 2014, s. 83-95.

- [8] Magalhães F., Cunha Á., Caetano E., Brincker R.: Damping estimation using free decays and ambient vibration tests, *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 24, 2010, s. 1274-1290.
- [9] Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł., Rucka M., Wilde K., Klasztorny M., Chróścielewski J.: Kompozytowy most pieszo-rowerowy w kampusie Politechniki Gdańskiej – badania doświadczalne, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego, Bydgoszcz 2015, s. 265-272.
- [10] Skinner J.M.: A critical analysis of the Aberfeldy Footbridge, Scotland, *Proceedings of Bridge Engineering 2nd Conference*, University of Bath, Bath, UK, 2009.
- [11] Stankiewicz B.: Composite GFRP deck for bridge structures, *Procedia Engineering*, vol. 40, 2012, s. 423-427.
- [12] Stankiewicz B.: Durability of glass fiber-reinforced polymer bridge panel based on differential thermal analysis, dynamic mechanical analysis, and differential scanning calorimetry analysis, *Journal of Composite Materials*, doi: 10.1177/0021998316669857 (publikacja w druku).

INVESTIGATION OF DYNAMIC CHARACTERISTICS OF CABLE-STAYED FOOTBRIDGE MADE OF GFRP COMPOSITE

Summary

The aim of this paper is to investigate of dynamic characteristics of cable-stayed footbridge in Kolding, Denmark, made entirely of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) composite. During examination based on in situ free-decay measurements and using accelerometers under human jumping the primary five natural frequencies, corresponding mode shapes and damping ratios of the footbridge were identified. The Frequency Domain Decomposition (FDD) approach was applied to identify the natural frequencies and mode shapes. The corresponding damping ratios were extracted by using a least square curve fitting approximation of the filtered free-decay vibration of the footbridge deck. The estimated damping ratios were compared with data published in the literature for selected footbridges made of various conventional materials. The obtained experimental results provide a relevant data regarding the dynamic response prediction or structural health monitoring of all-GFRP composite footbridges.

Keywords: bridge structure, GFRP composite, modal parameters, free-decay vibration, structural damping

Przesłano do redakcji: 23.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Leszek SZOJDA¹

ANALIZA NUMERYCZNA ZMIAN NAPRĘŻEŃ W KONSTRUKCJI ŚCIANY WYWOŁANYCH NIECIĄGLYMI DEFORMACJAMI PODŁOŻA GÓRNICZEGO

Efektom podziemnej eksploatacji kopalni na powierzchni terenu są osiadania powierzchni. W większości przypadków są to deformacje tzw. ciągłe, które ujawniają się w postaci łagodnej niecki obniżenia, jednak w określonych przypadkach mogą się pojawić deformacje nieciągłe. Ich sposób ujawniania się jest gwałtowny, a zabezpieczenie konstrukcji znajdującej się na powierzchni terenu jest trudne.

W referacie przedstawiono analizę numeryczną układu budowla-podłoże obciążonej ujawniającymi się nieciągłymi deformacjami podłoża. Analizę przeprowadzono z wykorzystaniem niekomercyjnego oprogramowania MAFEM3D, które zostało opracowane przez prof. Majewskiego. Program stosuje przyrostowo-iteracyjną procedurę MES z wykorzystaniem sprężysto-plastycznego modelu materiałowego z izotropowym wzmocnieniem i osłabieniem. Zastosowanie tego modelu materiałowego umożliwiło opracowanie modelu konstrukcji muru ceglanego oraz podłoża, który został obciążony nieciągłą deformacją terenu. Analizę przeprowadzono dla jednego geometrycznego modelu ściany z różnymi wykorzystanymi materiałami konstrukcyjnymi i elementami wzmacniającymi. Obciążenia zostały zaimplementowane jako próg terenowy, który obejmował różną długość fundamentu. W trakcie analizy wyników brano pod uwagę były zmiany naprężeń w konstrukcji i podłożu. Poziom wytyżenia każdego elementu skończonego przedstawia strefy wyczerpania nośności, co może wskazywać na powstanie zarysowań w konstrukcji lub uplastycznień w podłożu.

Wyniki analiz numerycznych dają obiecujące rezultaty, które jednak należy ograniczyć do konkretnej konstrukcji ściany. Dalsze etapy analiz powinny zostać rozszerzone na pełną analizę trójwymiarową i przestrzenną współpracę elementów konstrukcyjnych (ściany, płyty stropowe). Należy również rozważyć różny rodzaj parametrów gruntowych oraz lokalizacji progu w stosunku do fundamentów. Przedstawiona analiza jest wstępna, a wyniki mają charakter jakościowy.

Słowa kluczowe: nieciągłe deformacje podłoża, układ budowla-podłoże, analiza MES, sprężysto-plastyczny model materiałowy

¹ Leszek Szojda, Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice
tel. 32 237 25 92; leszek.szojda@polsl.pl

1. Wprowadzenie

Inżynierskie odejście do projektowania konstrukcji budowlanych sprowadza się do spełnienia warunku Stanów Granicznych, w których oddziaływania zewnętrzne nie wywołują skutku większego niż nośność elementów konstrukcyjnych. Zadaniem projektanta jest właściwe zebranie wszystkich obciążeń działających na obiekt i ułożenie ich w odpowiednie kombinacje zgodne z normami [1], co jest kluczem do poprawnego zaprojektowania konstrukcji. Całe oddziaływanie konstrukcji należy bezpiecznie sprowadzić na podłoże projektując właściwe fundamenty. Można znaleźć jednak przypadki kiedy podłoże staje się aktywnym oddziaływaniem wywołującym obciążenia konstrukcji. Sytuacja taka występuje w rejonach aktywności górniczej, gdzie na skutek podziemnej eksploatacji złoża powstają pustki poeksploatacyjne, które zostają wypełnione nadległymi skałami, a na powierzchni pojawia się strefa obniżeń. Polskie warunki geologiczne oraz znaczna głębokość eksploatacji złóż wywołują łagodne strefy obniżeń [2, 3, 4]. Określane są one jako ciągłe deformacje podłoża. Oddziaływań tych jednak nie można pominąć w procesie projektowania obiektów w takiej strefie, gdyż w skrajnych przypadkach mogą doprowadzić do uszkodzeń wyłączających obiekt z eksploatacji. Znacznie bardziej niebezpieczne i obciążające konstrukcje są nieciągłe deformacje podłoża. Zalicza się do nich efekty uaktywnienia i wypełnienia podziemnych pustek położonych blisko powierzchni terenu (jaskiń lub starych wyrobisk górniczych) lub progów terenowych czy uskoków. Należy jednak zauważyć, że eksploatacja górnicza prowadzona jest w głębiej położonych warstwach skalnych skorupy ziemskiej, a obiekty budowlane posadowione są w warstwie skał rozdrobnionych – gruntów spoistych i niespoistych. Warstwa ta spełnia rolę swoistego amortyzatora i częściowo łagodzi efekty zjawisk krawędziowych deformacji nieciągłych. Analiza zachowania konstrukcji poddanej działaniu takiej deformacji podłoża powinna być prowadzona zarówno w odniesieniu do konstrukcji jak i do podłoża, a więc należy rozpatrywać tzw. układ budowla-podłoże.

Niniejszy referat ma za zadanie przybliżenie i przedstawienie zachowania się konstrukcji oraz podłoża w procesie ujawniania się krawędzi deformacji nieciągłych. Analiza numeryczna została przeprowadzona dla jednego elementu konstrukcyjnego budynku mieszkalnego jakim jest ściana. Obciążenia w postaci progu terenowego zostały przyłożone w różnym miejscu na długości fundamentu, a analizie poddano również zmianę naprężeń w podłożu. Można było tego dokonać dzięki zastosowaniu zaawansowanego modelu numerycznego materiału w doniesieniu zarówno do konstrukcji, jak i do podłoża.

2. Przyjęty model materiałowy

Model materiałowy zastosowany w obliczeniach numerycznych ma bardzo istotne znaczenie dla wyników obliczeń. W przedstawionym zagadnieniu ko-

nieczne jest przyjęcie układu budowla-podłoże i odpowiednie wprowadzenie obciążeń, które są w tym przypadku przemieszczeniami podłoża. Dla rozważenia tego zagadnienia posłużono się niekomercyjnym pakietem programów o nazwie MAFEM3D autorstwa prof. S. Majewskiego z częścią do prezentacji wyników autorstwa dr G. Wandzika. Dokładny opis modelu przedstawiono w pracach [5] i [6]

Obliczenia numeryczne zostały wykonane z wykorzystaniem sprężysto-plastycznego modelu materiałowego ze stowarzyszonym prawem płynięcia i dwuparametrowym, izotropowym prawem wzmocnienia względnie osłabienia. Model ten zalicza się do grupy nasadkowych modeli sprężysto-plastycznych (*cap model*) bez punktów osobliwych z rozmytym obrazem zarysowania (*smearred crack*).

W obszarze sprężystym założono nieliniową sprężystość charakteryzowaną stycznymi: modułem sprężystości E_t i współczynnikiem Poissona ν_t , zależnymi od poziomu wyężenia. Wspomniany stopień wyężenia (oznaczany e_{lev} *effort level*) rozumiany jest jako iloraz odległości mierzonej od osi naprężeń średnich do punktu reprezentującego aktualny stan naprężenia, w stosunku do odległości mierzonej od tej samej osi do punktu leżącego na powierzchni granicznej, odpowiadającego aktualnej wartości naprężenia średniego.

Sprężyste zachowanie materiału w przestrzeni naprężeń oktaedrycznych jest ograniczone powierzchnią plastyczności (*yield surface*) oraz ograniczającą (*boundary surface*). W przedstawionym zagadnieniu przyjęto dla zastosowanych materiałów założenie upraszczające o nie domknięciu powierzchni w strefie dużych ściskań. Założenie to przyjęto ze względu na zakres hydrostatycznych naprężeń ściskających, które nie pojawiają się w trakcie analiz typowych konstrukcji budynków. Dla betonu i muru ceglanego przyjęto dodatkowe założenie o pokrywaniu się obydwu powierzchni, natomiast dla elementów podłoża gruntowego powierzchnia plastyczności znajduje się wewnątrz powierzchni granicznej. W trakcie występowania przyrostu obciążenia, gdy naprężenia osiągną powierzchnię plastyczności, powierzchnia ta powiększa się i w ostatecznym przypadku może osiągnąć powierzchnię stanu granicznego. Z tego też powodu, pomimo że charakter powierzchni dla obu rodzajów materiałów jest podobny, mają one różne charakterystyki w obszarze poza sprężystym.

Określenie stanu naprężenia w elemencie w przestrzeni naprężeń oktaedrycznych jest prezentowane w walcowym układzie współrzędnych [7], którego wartości są wyznaczone przez σ_{oct} (normalne naprężenie oktaedryczne) (1), τ_{oct} (styczne naprężenie oktaedryczne) (2) oraz Θ (kąt Lodego) (3). Do wyznaczenia tych zmiennych wykorzystano drugi J_2 (4) oraz trzeci niezmiennik dewiatora stanu naprężenia J_3 (5).

$$\sigma_{oct} = \sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} = \sqrt{\frac{1}{3} [(\sigma_1 - \sigma_m)^2 + (\sigma_2 - \sigma_m)^2 + (\sigma_3 - \sigma_m)^2]} \quad (2)$$

$$\cos 3\Theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (3)$$

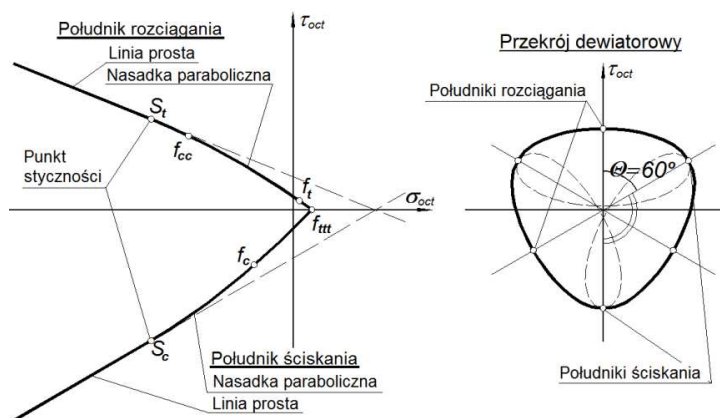
$$J_2 = \frac{1}{2} [(\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (4)$$

$$J_3 = \begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_m \end{vmatrix} \quad (5)$$

Powierzchnia plastyczności oraz powierzchnia graniczna zostały zdefiniowane jako stożki, których osie pokrywają się z osią normalnych naprężeń oktaedrycznych σ_{oct} . Wierzchołek tego stożka znajduje się po stronie naprężeń dodatnich (rozciągających) w tym układzie współrzędnych. W przekroju dewiatorowym ślad stożka powierzchni ma kształt wygładzonej linii elips przechodzących przez sześciokąt modelu Coulomba-Mohra. Zastosowanie elips zostało zaczerpnięte z modelu [8]. W strefie rozciągań powierzchnia ograniczona jest stycznie połączoną nasadką. Tworzące stożka wyznaczone są zatem przez linie proste w strefie naprężeń ściskających σ_{oct} , natomiast w strefie początku układu współrzędnych oraz naprężeń rozciągających przez parabole. Przejście pomiędzy paraboliczną i prostoliniową częścią południków znajduje się w tzw. punkcie styczności (S_i). Wszystkie tworzące stożka przecinają się w jednym punkcie na osi σ_{oct} , który określany jest jako wytrzymałość w stanie równomiernego trójosiowego rozciągania (f_{tt}). Brak danych doświadczalnych nie pozwala określić przecięcia w strefie naprężeń ściskających (f_{cc} – wytrzymałość w stanie równomiernego trójosiowego ściskania) i powierzchnia pozostaje w tej strefie otwarta. Ślad powierzchni w układzie południków głównych oraz w przekroju dewiatorowym przedstawiono na rys. 1.

Ze względu na charakterystyczny kształt powierzchni w przekroju dewiatorowym można wyznaczyć dwie grupy południków głównych – południk rozciągania i południk ściskania. W walcowym układzie współrzędnych położenie tych południków powtarza się co 120° , a południki ściskania są odchyłone od południków rozciągania o kąt 60° . Na południkach tych położone są punkty charakterystyczne, i tak: południk ściskania zawiera punkt określający wytrzymałość materiału w stanie jednoosiowego ściskania (f_c), natomiast na południku rozciągania znajduje się wytrzymałość w stanie jednoosiowego rozciągania (f_t) oraz wytrzymałość w stanie równomiernego dwuosiowego ściskania (f_{cc}).

Każdy z materiałów opisany został za pomocą południków różniących się między sobą. Południki dla betonu i gruntu zostały przyjęte na podstawie [5], natomiast ujednocicone parametry dla muru składającego się z zaprawy i cegły przyjęto na podstawie badań przedstawionych w [9].



Rys. 1. Ślad powierzchni granicznej w płaszczyźnie południków głównych oraz przekroju dewiatorowym
 Fig. 1. Trace of boundary surface in main meridian plane and in deviatoric cross-section

Kształt powierzchni dla materiału konstrukcji został przyjęty na podstawie badań własnych przedstawionych w [9] wykonanych w złożonym stanie naprężenia. Parametry opisujące model betonu oraz gruntu zaczerpnięto z literatury [5] i [6].

Wygodnym sposobem zobrazowania stanu elementu w trakcie wzrostu obciążeń jest tzw. stopień wyciężenia (e_{lev}) (6). W ogólnym przypadku w elemencie skończonym występuje złożony stan naprężeń, który można zobrazować, jako punkt w przestrzeni naprężeń. Z fizycznego punktu widzenia stan naprężenia w elemencie nie może przekroczyć powierzchni granicznej, natomiast może powodować powiększanie się powierzchni plastyczności do osiągnięcia powierzchni granicznej. Proces ten nazywany jest wzmocnieniem materiału i w przedstawionym zagadnieniu dotyczy elementów gruntowych. Stopień wyciężenia podawany w procentach, jest wartością obrazującą wielkość aktualnych stycznych naprężeń oktaedrycznych (τ_{oct}) do naprężeń znajdujących się na powierzchni granicznej ($\tau_{oct,lim}$) przy tym samym poziomie normalnych naprężeń oktaedrycznych (σ_{oct}) oraz kącie Lodego (Θ). Za zniszczenie materiału elemencie uważa się gdy $\tau_{oct} = \tau_{oct,lim}$, wtedy $e_{lev} = 1,00$. Wartość ta nazywana jest dalej poziomem wyciężenia.

$$e_{lev} = \frac{\tau_{oct}(\sigma_{oct}, \Theta)}{\tau_{oct,lim}(\sigma_{oct}, \Theta)} \quad (6)$$

3. Model obliczeniowy budowla-podłoże

Analizie numerycznej z przedstawionym powyżej modelem materiałowym poddano układ ściany typowego budynku mieszkalnego wraz fundamentem oraz podłoża gruntu. Konstrukcja ściany zamodelowana została w różny sposób, od całkowicie niezabezpieczonej, wykonanej z muru ceglanego, do konstrukcji o znacznej sztywności wykonanej z elementami z betonu zbrojonego. Głównym obciążeniem przyłożonym do konstrukcji jest deformacja podłoża w postaci proggu terenowego.

Model obliczeniowy składał się ze ściany o wymiarach 600x300x25cm oraz ławy fundamentowej o przekroju 50x30cm na całej długości ściany. W celu lepszego zobrazowania rozkładu napreżeń w ścianie w zależności od zastosowanych materiałów i elementów konstrukcyjnych przedstawiono trzy układy konstrukcja-podłoże o tych samych wymiarach geometrycznych:

- Model 1 – konstrukcja ściany i fundamentu z muru ceglanego;
- Model 2 – konstrukcja ściany murowana z elementami żelbetowymi wieńca, rdzeni oraz ławy fundamentowej;
- Model 3 – konstrukcja ściany jak w przypadku drugim z otworami – okiennym i drzwiowym.

Geometria układów konstrukcyjnych dla przypadku z otworami okiennym i drzwiowym wraz z podłożem przedstawiona jest na rys. 2. Parametry materiałowe zastosowane do obliczeń pokazano w tablicy 1. W modelu 2 i 3 zastosowano zbrojenie w narożach przekrojów betonowych prętami 4φ16 ze stali klasy A-II.

Tablica 1. Parametry zastosowanych materiałów w obliczeniach numerycznych

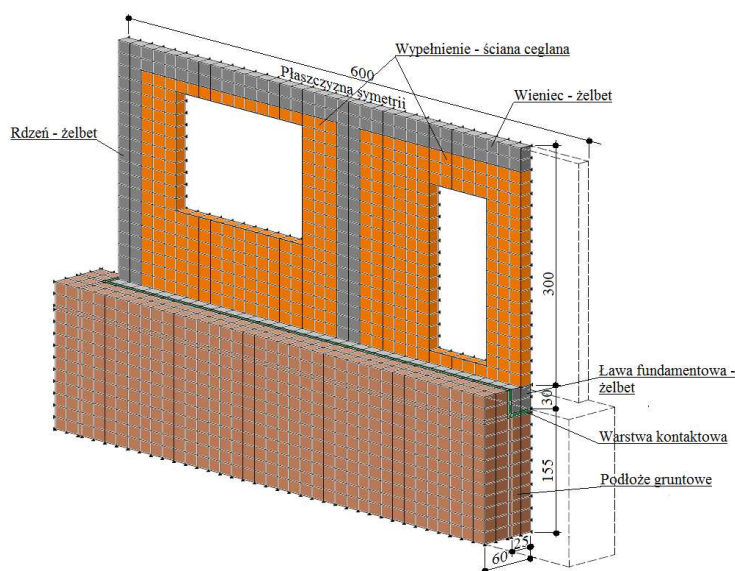
Table 1. Material parameters used in numerical calculation

	Mur ceglany			Beton			Stal zbrojeniowa	
	f_c [MPa]	E_o [GPa]	ν [-]	f_c [MPa]	E_o [GPa]	ν [-]	f_y [MPa]	E_o [GPa]
Model 1	6,5	2,1	0,22	-	-	-	-	-
Model 2 i 3	6,5	2,1	0,22	33,0	22,0	0,2	240,0	200,0

Druga część układu budowla-podłoże odwzorowywała grunt o parametrach kąta tarcia wewnętrznego $\varphi=40^\circ$ i spójność $c=0$. Odpowiada to bardzo nośnemu gruntowi niespoistemu, który został wprowadzony dla lepszego zobrazowania zachodzących zjawisk pod fundamentem.

Obciążenie konstrukcji przyjęto jako sumaryczne obciążenie stropu 4kN/m² o rozpiętości 5m w każdą ze stron i przyłożono w sposób liniowy na górnej krawędzi ściany. Założono, że pod ścianą powstanie deformacja nieciągła w formie proggu terenowego o zrzucie 15cm, którego położenie będzie zmienne. W ramach tego obciążenia przemieszczano węzły modelu, natomiast parametry materiałowe gruntu są jednakowe dla wszystkich elementów.

W modelowaniu wykorzystano symetrię układu wzdłuż płaszczyzny pionowej i stąd model obliczeniowy składał się z 4208 elementów prostokątnych, które rozmieszczone zostały pomiędzy 5962 węzłami. Elementy prętowe miały 292 szt. i ułożone były w narożach elementów betonowych. Pomiedzy elementy fundamentu i podłoża zostały założone elementy kontaktowe o parametrach podłoża zredukowanych do $\frac{1}{4}$. Przemieszczenia podłoża (próg terenowy) podzielono na 45 kroków, co dla jednego kroku obliczeniowego dawało przemieszczenie 0,33cm. Obliczenia wykonywano przy założeniu, że próg terenowy obejmował różną część fundamentu w granicach od 45 do 495cm długości ławy.



Rys. 2. Model układu budowla-podłoże przyjęty do analizy numerycznej

Fig. 2. Model of soil-structure system for numerical analysis

4. Wyniki analizy numerycznej

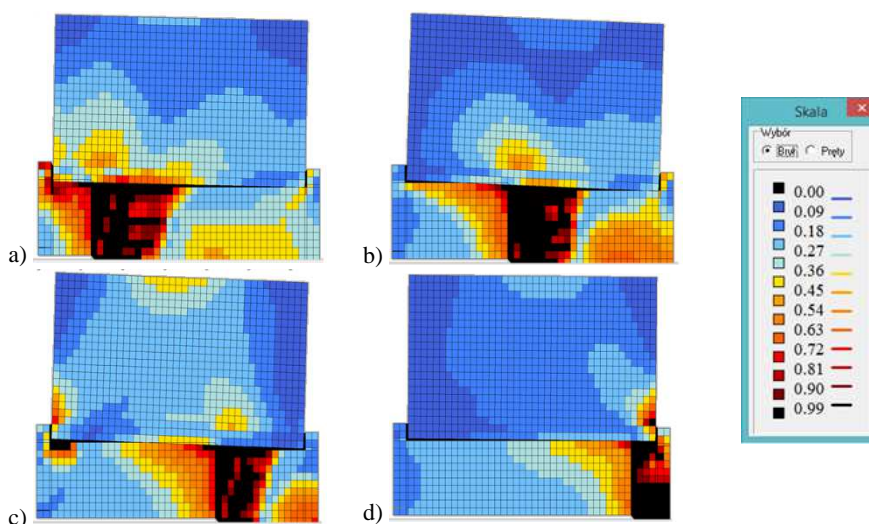
Analizę numeryczną przeprowadzono zwracając szczególną uwagę na dwie właściwości: zmianę naprężeń, a dokładniej poziomu wyężenia elementów e_{lev} konstrukcji ściany oraz zmianę naprężeń pionowych σ_z w podłożu pod fundamentem na długości ławy.

4.1. Poziom wyężenia w elementach konstrukcji ściany

Do analizy wyników obliczeń numerycznych wykorzystano poziom wyężenia (6). Rezultaty obliczeń w postaci barwnych map elementów brylowych poka-

ziano dla ostatniego kroku obliczeniowego, w przypadku gdy próg terenowy obejmował 7,5%; 32,5%; 57,5% i 82,5% procent długości ściany – odpowiada to progowi znajdującemu się w odległości 45cm, 195cm, 345cm i 495cm licząc od prawego końca ławy. Kolory ciepłe oznaczają wzrost wyężenia, a czarny wyczerpanie nośności w danym elemencie. Na rysunkach o numerach 3, 4 i 5 przedstawiono zmiany wyężenia elementów w odpowiednio Modelach 1, 2 i 3 przy proggu terenowym obejmującym odpowiednią długość ławy fundamentowej.

Rysunek 3. (Model 1) przedstawia ścianę wykonaną wyłącznie z elementów murowych. Uwagę zwraca podniesiony poziom wyężenia w dolnych elementach ściany do wyczerpania nośności w miejscu połączenia ławy i ściany na krawędzi (rys. 3d). Nie nastąpiło uszkodzenie pionowe ściany, pomimo że deformacja wywołana proggiem terenowym była pod środkiem długości ściany.



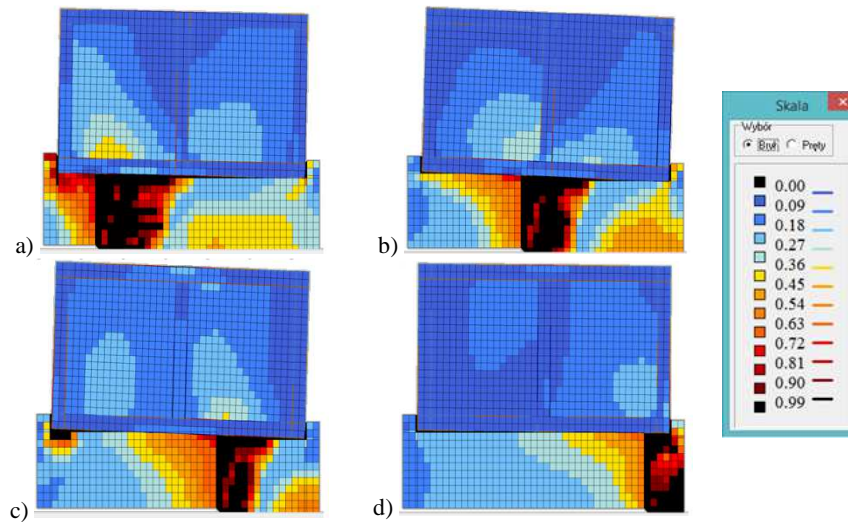
Rys. 3. Wyężenie w elementach Modelu 1 (ściana ceglana) przy proggu obejmującym długości ławy: a) 495cm (82,5%); b) 345cm (57,5%); c) 195cm (32,5%); d) 45cm (7,5%)

Fig. 3. Effort level for FE of Model 1 (brick-wall) for a fault including the footing length: a) 495cm (82,5%); b) 345cm (57,5%); c) 195cm (32,5%); d) 45cm (7,5%)

Model 2 (rys. 4.) przedstawia konstrukcję ściany wzmocnioną żelbetowymi rdzeniami, ławą i wieńcem. Beton i zbrojenie wydatnie redukują odkształcenia ściany i tym samym wzrost naprężeń oraz wyężień – nie przekracza on 50%.

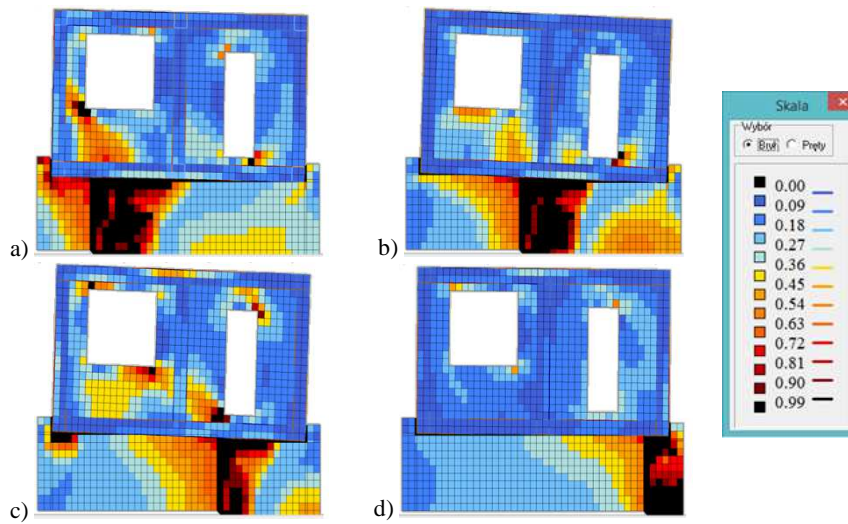
Ściana perforowana otworami (Model 3) poddana jest znacznym wyężeniom. Związane jest to z mniejszą sztywnością konstrukcji i częściowym dopasowaniem się ściany do deformacji terenu, pomimo zastosowania wzmocnień żelbetowych. Na szczególną uwagę zasługuje rys. 5a i 5c, gdzie pojawiły się strefy wyczerpania nośności w narożach otworów. Odkształcenia wywołują zmianę kształtu otworów z prostokątnego na równoległoboczny, a w miejscach

powstania kąta rozwartego w narożach występuje rozciąganie, co świadczy o potencjalnej możliwości pojawienia się rysy w kierunku diagonalnej do otworu.



Rys. 4. Wytężenie w elementach Modelu 2 (ściana ceglana z elementami żelbetowymi) – a), b), c), d) – jak w rys. 3.

Fig. 4. Effort level for FE of Model 2 (brick-wall with RC elements) – a), b), c), d) – as in fig. 3

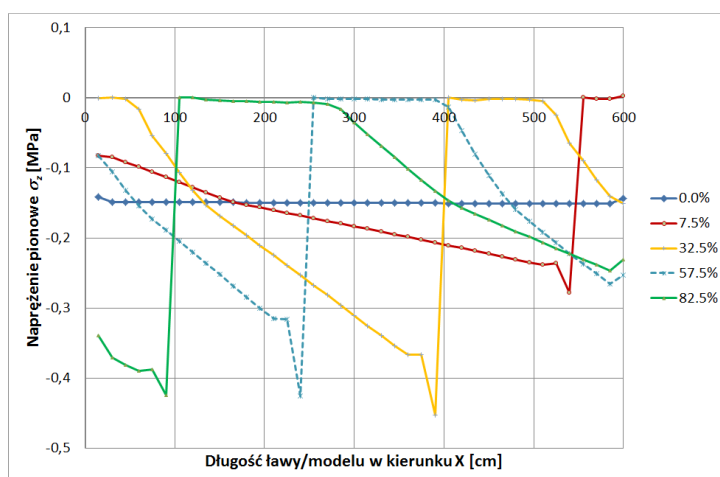


Rys. 5. Wytężenie w elementach Modelu 3 (ściana ceglana z elementami żelbetowymi i otworami okiennymi i drzwiowymi) – a), b), c), d) – jak w rys. 3.

Fig. 5. Effort level for FE of Model 3 (brick-wall with RC elements and openings) – a), b), c), d) – as in fig. 3

4.2. Zmiany naprężeń pionowych w podłożu pod fundamentem

Wyteżenia elementów gruntowych są znacznie większe niż elementów konstrukcji. Występuje to szczególnie w miejscu wymuszenia przemieszczeń progów terenowego. W strefie, gdzie następuje obniżenie, elementy przylegające bezpośrednio do warstwy progów ulegają uplastycznieniu (wyteżenie 99% - kolor czarny) ze względu na wzajemną interakcję. Z punktu widzenia stanu konstrukcji istotne jest jednak stwierdzenie zmiany naprężeń pionowych σ_z w podłożu, których wzrost może wywołać uplastycznienie elementów, co będzie skutkowało ewentualnym osiadaniem. Na rysunku 6. przedstawiono jak zmieniają się one przy różnym położeniu progów terenowego w stosunku do długości fundamentu oraz porównano je z naprężeniami pod ławą bez wpływów deformacji podłoża.



Rys. 6. Zmienność naprężeń σ_z pod ławą fundamentową w zależności od położenia progów terenowego

Fig. 6. Soil stress σ_z variability under footing for different fault position

Dla małego zakresu osiadań (7,5% i 32,5% długości) można zaobserwować zawieszenie fundamentu – redukcja naprężeń σ_z do zera, a dla większego zakresu (57,5% i 82,5% długości) zaraz przy progów następuje redukcja. W miarę jednak oddalania się od progów następuje wzrost naprężeń. W pierwszym przypadku ściana pracuje wspornikowo, a następnie w charakterze belki-tarczy (dwa punkty podparcia). We wszystkich przypadkach następuje znaczny wzrost naprężeń przy krawędzi progów w części, która nie osiadła. W prezentowanym przypadku wzrost jest ponad dwukrotny – 0,15MPa dla przypadku bez deformacji podłoża oraz ponad 0,4MPa dla progów terenowego obejmującego ponad 30% długości.

5. Podsumowanie i wnioski

Deformacje nieciągłe pochodzenia górniczego występują na powierzchni terenu znacznie rzadziej niż deformacje typu ciągłego. Intensywność oraz szybkość ich ujawniania się wywołuje bardzo gwałtowne obciążenie konstrukcji obiektów. Budynki i obiekty niezabezpieczone na przejście takich wpływów w zasadzie nie są w stanie przenieść dodatkowych oddziaływań bez znacznych uszkodzeń, do zniszczenia konstrukcji włącznie.

Przedstawione analizy wskazują na znaczący wzrost odporności budynku gdzie zastosowano wzmocnienia konstrukcji elementami żelbetowymi (Model 2 – rys. 4.). Najistotniejszym wpływem deformacji podłoża jest zmiana sposobu podparcia ławy fundamentowej. Przemieszczenie pionowe części podłoża powoduje powstanie szczeliny, gdy osunięcie się podłoża obejmuje niewielką część fundamentu. Występuje wówczas również pochylenie konstrukcji proporcjonalne do wielkości koncentracji naprężeń w strefie przyprogowej gruntu. Gdy próg terenowy obejmuje większą część fundamentu znaczna koncentracja naprężeń części przyprogowej powoduje pochylenie ściany i wtórne oparcie się końca ściany znajdującego się nad częścią obniżoną podłoża. W takim przypadku elementy ściany pracują początkowo jak wsporniki, a w następnym jak tarcze-belki.

Obniżenie sztywności konstrukcji powoduje powstanie koncentracji naprężeń w miejscach osłabień, narożach otworów. Obszary te są miejscami ujawniania się zarysowań konstrukcji, co jest widoczne na rys. 5. (Model 3). Analiza oddziaływania konstrukcji na grunt pokazuje koncentrację naprężeń przy krawędzi progu. Jeżeli konstrukcja jest dostatecznie sztywna, a położenie progu będzie odległe od krawędzi fundamentu, to należy spodziewać się uplastycznienia podłoża. Pokazuje to wykres zmiany naprężeń pionowych σ_z w gruncie – rys. 6.

Przedstawione powyżej obliczenia pokazują możliwość przeprowadzenia obliczeń numerycznych złożonych konstrukcji budowlanych. W niniejszych obliczeniach został zastosowany zaawansowany sprężysto-plastyczny model materiałowy z niekomercyjnego pakietu programów MAFEM3D (autorstwa S. Majewskiego), który pozwala na analizę układu budowla-podłoże-gruntowe. Przedstawione wyniki analiz są wstępem do dalszych obliczeń i mają charakter jakościowy. Przewiduje się dalsze analizy w celu określenia zależności ilościowych.

Literatura

- [1] PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] Popiołek E.: Ochrona terenów górniczych, Wydawnictwa AGH, Kraków 2009.
- [3] Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych, Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2002.
- [4] Kwiatek J. i inni: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych, Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice 1997.

- [5] Majewski S.: Sprężysto-plastyczny model współpracującego układu budynek-podłoże poddanego wpływom górniczych deformacji terenu, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, z. 79, Gliwice 1995.
- [6] Majewski S.: Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
- [7] Zienkiewicz O. C.: Metoda elementów skończonych, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1972.
- [8] Willam K. J., Warnke E. P.: Constitutive Models for the Triaxial Behaviour of Concrete. IABSE Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, Bergamo, IABSE Proc. vol. 19, 1974, p. 1-30.
- [9] Szojda L.: Analiza numeryczna wpływu nieciągłych deformacji podłoża na budynki ścianowe. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009.

NUMERICAL ANALYSIS OF VARIABLE BRICK-WALL STRESS CAUSED BY NON-CONTINUOUS MINING DEFORMATION

Summary

Non-continuous mining deformations appear in mining activity regions. They are not so common as continuous ground deformations. The process of their appearing is violent and a protection of the structure is difficult.

The paper presents a numerical approach to a soil-structures interaction during the activity of ground fault – non-continuous ground deformation. The analysis was carried out by a non-commercial software MAFEM3D created by prof. Majewski. This software uses incremental-iterative procedure of FEM with elastic-plastic material model and isotropic hardening/softening of a material. It allowed to create model of brick-wall structure and the ground which was loaded by the non-continuous ground deformation. The analysis was carried out for one geometric wall shape but with different material parameters and strengthening elements. The loads were implemented as a ground fault which comprised different length of structure footing. The results of calculation were considered for stresses variability of structure and the subsoil. The effort level for finite element showed areas at risk of cracks in structure as well as the ground plasticization process on the edge of the fault.

The numerical analyses gave promising results but they were checked only for one wall structure. The further steps of analyses should be extended to real 3D structures and considered on spatial cooperation of the structural elements like walls, plates etc. In addition the different kind of ground parameters and location below the foundation should be taken in consideration.

Keywords: Non-continuous ground deformation, soil-structure interaction, FEM analysis, elastic-plastic material model

Przesłano do redakcji: 21.03.2017 r.

Przyjęto do druku: : 01.09.2017 r.

Andrzej WIĘCKOWSKI¹
Roman ZIMKA²

ODKSZTAŁCENIA WCZEŚNIE OBCIĄŻONEGO MŁODEGO BETONU NA SZYBKOWIĄŻĄCYM CEMENCIE CSA

Cement CSA jest spoiwem mineralnym, hydraulicznym, o szybkim narastaniu wytrzymałości wczesnej, małym skurczu i wysokiej odporności na siarczany. Po zarobieniu cementu CSA wodą następuje szybka reakcja pomiędzy siarczanoglinianem wapnia, gipsem i wodorotlenkiem wapnia, z dynamicznym wydzielaniem ciepła i intensywnym powstawaniem ettringitu, minerału pozwalającego osiągnąć dużą wytrzymałość wczesną. Szybkie uzyskanie wysokich wytrzymałości na ściskanie betonu na cemencie CSA (wynoszących kilkanaście MPa, po 1 godzinie od chwili dodania wody) umożliwia wczesne obciążenie wykonanych elementów. Stąd przedmiotem wstępnych badań było określenie wielkości odkształceń powstających w młodym betonie, przy działającym obciążeniu, już po 1,5h oraz 2h od chwili zarobienia składników wodą. W kontekście wyników obliczeń wg Eurokodu stwierdzono, że odkształcenia próbek młodego betonu na CSA, w przypadkach obciążeń $k_{\sigma} \leq 0,45$, nie są większe od wyliczonych na podstawie załączonych w normie wzorów. W przypadku większych obciążeń, przy $k_{\sigma} > 0,5$ przy obliczeniach nieliniowego pełzania, odkształcenia po pierwszym dniu przekraczają o około 50 % wartości teoretyczne, a w następnych dniach intensywnie maleją i po 5-tym dniu są mniejsze, niż obliczone wg Eurokodu 2.

Słowa kluczowe: cementy siarczanoglinowe, CSA, pełzanie betonu, beton szybkowiązący

1. Wstęp

W przypadku zastosowania cementów szybkowiązących istotną cechą jest możliwość wczesnego obciążenia konstrukcji. Beton na cemencie CSA po kilku godzinach od zarobienia mieszanki wodą, dzięki szybkiej reakcji siarczanoglinianu wapnia uzyskuje duże wytrzymałości na ściskanie (nawet ponad 20 MPa), a pełną wytrzymałość, gwarantowaną przez producenta po 3 do 7 dniach.

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Andrzej Więckowski, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, Al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. +48126772083, awiecko@agh.edu.pl

² Roman Zimka, Państwowa Wyższa Szkoła Zawodowa w Krośnie, Krosno, Rynek 1, tel +48 134364352, r.zimka@wp.pl

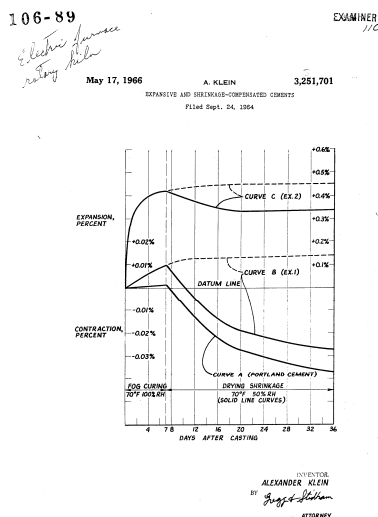
Aby w sposób bezpieczny można było realizować projekty budowane i znacznie wcześniej, niż po 28 dniach obciążać wykonane elementy, konieczne jest dokładne przebadanie tego betonu pod kątem odkształceń związanych z pęczaniem. Również przy naprawach lub przy zastosowaniach specjalnych, niezmiernie ważne jest sprawdzenie zachowania się takiego betonu pod obciążeniem podczas pierwszych godzin po osiągnięciu potrzebnej wytrzymałości na ściskanie. Stąd celem badań jest wstępna ocena odkształceń wcześniej obciążonego młodego betonu na cemencie CSA.

2. Cementy szybkowiązące

Cementy portlandzkie o bardzo znaczących walorach wytrzymałościowych, tracą właściwości wiążące przy dłuższym przechowywaniu oraz wykazują skurcz podczas wiązania i wymagają znacznego czasu zaformowania. Prace nad zastosowaniem innego materiału, opartego o cement glinowy były prowadzone, już w latach 30 XX w., m.in. przez Stefana Bryłę [2]. Uzyskane wyniki świadczyły o znacznie lepszych parametrach takiego cementu, z uwagi na: względnie szybki przyrost wytrzymałości, dopuszczalne niższe temperatury betonowania, odporność na korozję siarczanową, długi okres magazynowania i krótki czas zaangażowania urządzeń formujących, lecz okazały się znacznie droższymi.

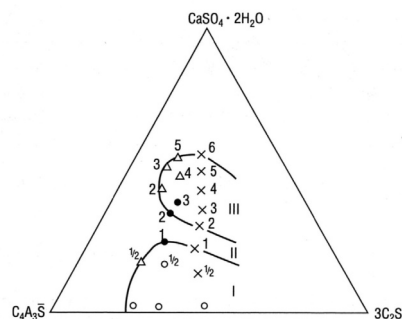
W tym samym czasie trwały prace nad ograniczaniem skurczu w betonie. Najlepszą metodą okazało się wykorzystanie wzrostu objętości, który ma miejsce w procesie powstawania ettringitu. Wzrost ten uzyskiwano poprzez dodawanie do cementu portlandzkiego tlenków glinu. Pierwsze takie próby prowadzone były we Francji, w latach trzydziestych ubiegłego wieku [6]. W 1966 roku w Stanach Zjednoczonych, Alexander Klein zaproponował zastosowanie siarczanoglinianu wapnia, jako źródła jonów glinu, a następnie opatentował technologię wytwarzania betonu bazującego na zmieszanych cementach: portlandzkim i ekspansywnym, opartym o siarczanoglinian wapnia (rys. 1.). Zgodnie z patentem A. Kleina, przy zastosowaniu właściwej proporcji cementów: portlandzkiego do ekspansywnego, efektem był brak rys skurczowych, tak charakterystycznych dla betonów wyłącznie na cemencie portlandzkim.

Dzięki dalszym pracom badawczym przy różnych proporcjach „w trójkącie materiałów”: siarczanoglinian wapnia ($4\text{CaO} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_4$), gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) i krzemian dwuwapniowy ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) wyodrębniono proporcje mieszanek dla cementów szybkowiązących (w pozycji literatury [6] nazwanych cementami szybkotwardniejącymi), ekspansywnych oraz słabo ekspansywnych. Zgodnie z rys. 2., np. przy zastosowaniu względnie mniejszej ilości gipsu uzyskuje się cementy szybkowiązące, w obszarze pola I [6]. W obszarach pól II, III występują cementy odpowiednio, słabo ekspansywne i ekspansywne.



Rys. 1. Zgłoszenie patentowe Kleina - część rysunkowa [3]

Fig. 1. Klein patent application - drawing part [3]



Rys. 2. Wpływ trzech głównych faz na właściwości cementów: I, II, III – obszary pól cementów odpowiednio, szybkowiązających, słabo ekspansywnych, ekspansywnych, na podstawie [6]

Fig. 2. Effect of the three main phases on the cement properties: I, II, III - areas of fields of cement respectively, the fast, low expansive, expansive, based on [6]

Aby uzyskać duże wytrzymałości cementów szybkowiązających, dla klinkieru wypalanego w temperaturze ponad 1200 °C najkorzystniejsze proporcje glinu do krzemu wynoszą $A/S=2,0 \div 2,5$, przy module nasycenia wapnem $M_N=1$ [9]. Prace nad otrzymaniem tego typu cementu prowadzone były również w Polsce, w latach siedemdziesiątych XX wieku, w Instytucie Przemysłu Wiążących Materiałów Budowlanych w Opolu, lecz później zostały zaniechane. Obecnie największymi producentami cementów szybkowiązających są Stany Zjednoczone i Chiny [5, 6, 10, 13, 15, 21].

3. Właściwości cementu CSA

Głównymi składnikami cementów, nazywanych w skrócie CSA, są: bezwodnik siarczanoglinianu wapnia ($4CaO \cdot 3Al_2O_3 \cdot SO_4$) odpowiadający za wczesny przyrost wytrzymałości, krzemian dwu wapniowy ($2CaO \cdot SiO_2$) oraz gips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$). Cementy CSA wypala się w temperaturze około 1250°C, a otrzymany klinkier jest bardziej miękki niż cementu portlandzkiego (który jest wypalany w 1450 °C). Dlatego też czasami w literaturze, ze względu na mniejsze zużycie energii potrzebnej do jego produkcji, CSA nazywa się cementem zielonym. Cementy te produkowane są w klasach 42,5, 52,5, 62,5 72,5 82,5 i 92,5 (które w tym przypadku oznaczają wytrzymałości na ściskanie osiągnięte w ciągu siedmiu dni) a składowane w suchych pomieszczeniach i w nie uszkodzonych opakowaniach mają trwałość 12 miesięcy.

Zalecana proporcja wody do cementu w/c powinna się zawierać, wg [4] w przedziale $0,41 \div 0,61$, zaś wg [18] w zakresie $0,36 \div 0,65$. Należy zwrócić uwagę, że do uzyskania w reakcji monosiarczanu glinianu wapnia niezbędne jest uzyskanie pełnego nawodnienia, które zachodzi, przy minimalnej proporcji $w/c > 0,36$ [17].

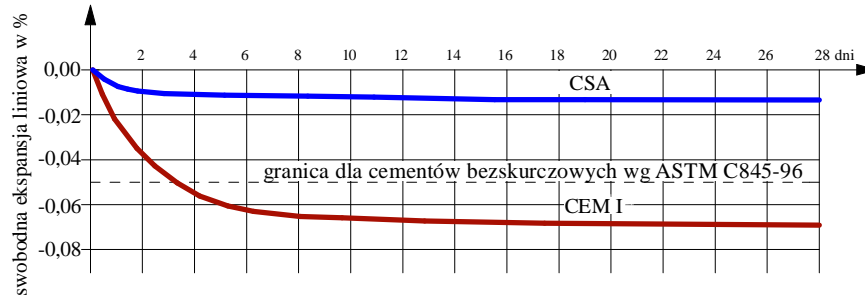
Skład kruszywa jest dobierany na podobnych zasadach, jak w betonach zwykłych, przy czym nie jest zalecana mniejsza ilość CSA, niż 300 kg/m^3 mieszanki betonowej, [20].

Aby osiągnąć zamierzoną wytrzymałość, przygotowanie i układanie betonu na cemencie CSA powinno odbywać się w temperaturze zewnętrznej od $7 \text{ }^\circ\text{C}$ do $32 \text{ }^\circ\text{C}$ (w niższej temperaturze proces wiązania przebiega znacznie wolniej, natomiast w wyższej temperaturze, przy dodatkowym ciepłe wiązania może dochodzić do rozpadu ettringitu). W temperaturze $20 \text{ }^\circ\text{C}$ początek wiązania następuje, wg [16] już po 15 minutach, wg [20] po 25 minutach. Stosując, jako opóźniacz kwas cytrynowy można ten czas wydłużyć o 15 minut.

Na podstawie badań próbek betonu na cemencie CSA, z mieszanki 1 Concrete Mix na Rapid Set[®], o początku wiązania $t_{pw}^1 = 18$ minut, wykonanych zgodnie z EN 196-1, w laboratorium AGH w Krakowie stwierdzono [14]:

- bardzo szybko narastającą wytrzymałość na ściskanie, która po 1 godzinie (od chwili zarobienia wodą) wynosiła nawet 30 MPa,
- istotnym zagadnieniem była ilość dozowanej wody; przy zwiększaniu wartości wskaźnika wody do cementu w/c od 0,41 do 0,61, średnie po 1-nej godzinie, wytrzymałości na ściskanie f_{c1h} zmalały, odpowiednio od 30,1 MPa do 18,1 MPa, tj. o 40 % i podobnie po 2-ech godzinach f_{c2h} również zmalały, od 36,8 MPa do 22,4 MPa, tj. o około 39 %,
- w przypadku mieszanki 2, Concrete Mix z „lekką” opóźnionym początkiem wiązania $t_{pw}^2 = 32$ minuty (bardzo korzystnym wykonawczo) próbki uzyskały wytrzymałości 24,9 MPa i 31,5 MPa, odpowiednio po 1,5 i 4,0 godzinach (od chwili dodania wody), tj. o około 0,5 i poniżej 2 godzin później, niż podobne wytrzymałości 24,5 MPa i 30,0 MPa uzyskały próbki po 1-nej i po 2 godzinach, które były wykonane z mieszanki typowej, o początku wiązania $t_{pw}^1 = 18$ minut.

Dokładny przebieg przemian chemicznych podczas wiązania nie jest dobrze rozpoznany. Przyjmuje się, że w początkowym okresie nawodnienia CSA następuje rozwój 80% ettringitu, jeszcze przed fazą hydratacji i dlatego cement nie wykazuje silnej ekspansji oraz można go zakwalifikować, jako bez skurczowy. Wg [19] skurcz po 28 dniach, w środowisku bardzo suchego powietrza wynosi około $0,076 \text{ mm/m}$, natomiast w środowisku mokrym ma miejsce pęcznienie, około $0,2 \text{ mm/m}$ (dla cementów bez skurczowych wg ASTM C 845-96 [1] przyjmuje się skurcz do $0,5 \text{ mm/m}$). Przykładowe przebiegi w czasie skurczu zapraw z cementów Rapid Set[®] i CEM I ujęto na rys. 3.



Rys. 3. Przebiegi skurczu w czasie zapraw z cementów Rapid Set® i CEM I
Źródło: Opracowanie na podstawie [4]

Fig. 3. Shrinkage ratios for Rapid Set® and CEM I cements
Source: Based on [4]

4. Pełzanie według normy PN-EN 1992 Eurokod 2

Norma PN-EN 1992 Eurokod 2 [11], pełzanie betonu definiuje poprzez bezwymiarowy współczynnik pełzania $\varphi(t, t_0)$ który można obliczyć na podstawie wzoru:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (1)$$

gdzie:

φ_0 – stała, zwana podstawowym współczynnikiem pełzania,

$\beta(t, t_0)$ – funkcja zależna od rozwoju pełzania w czasie, określona dla przedziału czasu działania obciążenia t (odpowiadającego okresowi badania pełzania betonu pod obciążeniem) przy rozpoczęciu tego badania po upływie okresu czasu t_0 – od chwili zarobienia cementu wodą, do chwili rozpoczęcia obciążenia, inaczej: kiedy wiek betonu wynosi t_0 .

Wartość podstawowego współczynnika pełzania φ_0 jest zależna od: wilgotności względnej otoczenia φ_{RH} , wyrażonej w %, współczynnika $\beta(f_{cm})$ – zależnego od średniej wytrzymałości 28-dniowej betonu, w MPa i współczynnika $\beta(t_0)$ – zależnego od wieku betonu w chwili obciążenia. Podstawowy współczynnik pełzania, zgodnie z załącznikiem B normy PN-EN 1992 Eurokod 2 [11], oblicza się według wzoru:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (2)$$

Współczynnik φ_{RH} jest zależny od wilgotności względnej otoczenia i szybkości wysychania betonu, dlatego jest równocześnie powiązany z miarodajnym wymiarem elementu h_0 , w mm, (definiowanym, jako iloraz podwójnego pola przekroju poprzecznego A_c , do obwodu kontaktu elementu z atmosferą u , według wzoru $h_0 = 2 \cdot A_c / u$). Do obliczenia współczynnika φ_{RH} służy wzór:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1-RH}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad (3)$$

Do betonów o wytrzymałości na ściskanie $f_{cm} \leq 35$ MPa współczynniki α_1 i α_2 są równe 1, a dla betonów wyższych wytrzymałości, współczynniki są odpowiednio $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0,7}$, $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0,2}$.

Współczynnik $\beta(f_{cm})$, zależy jedynie od średniej 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie betonu f_{cm} i wynosi:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (4)$$

Współczynnik $\beta(t_o)$, zależy jedynie od wieku betonu t_o – w chwili rozpoczęcia obciążenia i wynosi:

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0,1+t_o^{0,20}} \quad (5)$$

Rozwój pełzania w czasie opisuje funkcja, [11]:

$$\beta_c(t, t_o) = \left(\frac{t-t_o}{\beta_H+t-t_o} \right)^{0,3} \quad (6)$$

gdzie:

β_H - współczynnik zależny od wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu, $\beta_H = 1,5[1+(0,12RH)^{18}]h_o+250 \alpha_3$, przy czym $\beta_H \leq 1500 \alpha_3$ oraz dla $f_{cm} \leq 35$ MPa wartość $\alpha_3 = 1$, a dla $f_{cm} > 35$ MPa wartość $\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0,5}$.

Powyżej przedstawiony sposób obliczenia współczynnika pełzania odnosi się tylko do przypadku początkowego obciążenia nie większego od $0,45f_{ck}$. Przy przekroczeniu tej wielkości uwzględnia się wpływ nieliniowości pełzania mnożąc współczynnik pełzania przez wielkość $\exp[1,5(k_\sigma-0,45)]$, przyjmując $k_\sigma = \sigma_c/f_{ck}(t_o)$, gdzie σ_c jest naprężeniem ściskającym, a $f_{ck}(t_o)$ jest średnią wytrzymałością betonu na ściskanie w chwili obciążenia.

5. Badania wytrzymałości wczesnej na ściskanie betonu z CSA

Przedmiotem wstępnych badań było określenie odkształceń, związanych z pełzaniem wczesnie obciążonego, młodego betonu na szybkowiązącym cemencie CSA. Do wykonania próbek zastosowano gotową mieszankę Concrete Mix na cemencie Rapid Set® KORODUR (dostępną w Niemczech, w USA, w Polsce i wielu innych krajach, konfekcjonowaną w workach 25 kg) o początku wiązania cementu $t_{pw} = 32$ minuty.

Badania wykonano j.w. na mieszance Concrete Mix przy zachowaniu wskaźnika wody do cementu $w/c = 0,47$, na 13-tu próbkach walcowych o średnicy 72 mm i wysokości 100 mm.

Badania wytrzymałości na ściskanie wykonano na 3-ch próbkach walcowych o średnicach 72 mm i wysokościach 100 mm oraz dla porównania wytrzymałości również na 3-ch próbkach sześciennych, o wymiarach $100 \times 100 \times 100$ mm, zgodnie z EN 12390-1, [12]. Zgniatanie przeprowadzono po upływie $t_o = 90$ minut, licząc od chwili zarobienia mieszanki wodą, na prasie Controls Automax5 L0,47, w laboratorium Katedry Geomechaniki Budownictwa i Geotechniki AGH w Krakowie. Na próbkach sześciennych uzyskano średnią wytrzymałość $f_{cm90} = 14,8$ MPa, a na próbkach walcowych $f_{cm90w} = 11,1$ MPa.

Tabela 1. Odkształcenia pełzania młodego betonu na szybkowiązującym cemencie CSA, o wieku $t_o = 90$ minut, przy $k_\sigma = 0,50$

Table 1. Deformation of young concrete creep on CSA rapid cement, age $t_o = 90$ minutes, with $k_\sigma = 0,50$

Okres czasu działania obciążenia t , w dniach	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00
Odształcenie pełzania, wg pełzarki 1 $\text{mm} \times 10^{-2}$	18,00	19,35	19,45	19,75	19,90	20,00	20,10
Przyrost odkształcenia pełzania, wg pełzarki 1 $\text{mm} \times 10^{-2}$		1,35	0,10	0,30	0,15	0,10	0,10
Odształcenie pełzania, wg Eurokodu 2 $\text{mm} \times 10^{-2}$	12,20	15,20	17,21	18,78	20,09	21,21	22,22
Przyrost odkształcenia pełzania, wg Eurokodu $\text{mm} \times 10^{-2}$		3,00	2,01	1,57	1,31	1,12	1,01
Proporcja wyników wg wskazań pełzarki 1 / wg Eurokodu 2	1,48	1,27	1,13	1,05	0,99	0,94	0,90

Trzy próbki walcowe o średnicach 72 mm i wysokościach 100 mm, również po $t_o = 90$ minut, od chwili zarobienia mieszanki wodą, zainstalowano w pełzarkach. Kolejne próbki obciążono siłami: 22,5 kN, 18,0 kN, i 13,5 kN, co odpowiadało proporcji naprężenia do wytrzymałości, odpowiednio $k_\sigma = 0,50$; 0,40; 0,30. Wartości odkształceń pełzania ujęto w tablicach 1-3 i na rys. 4. Ponadto w tablicy 4. i na rys. 5. ujęto wartości odkształceń próbki o wieku $t_o = 120$ minut, o średniej wytrzymałości $f_{cm120w} = 19,5$ MPa obciążonej siłą 32 kN, tj. przy $k_\sigma = 0,40$.

Do obliczenia pełzania wg Eurokodu 2 przyjęto obliczoną wcześniej wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach $f_{cm} = 55$ MPa, oraz wilgotność powietrza $RH = 50\%$. Moduł sprężystości, jako początkowy przyjęto $E_{cm} = 27$ GPa, a wiek betonu t_o obliczono, jako $1,5/24 = 0,0625$ dnia dla obciążenia po 90 minutach oraz $2/24 = 0,0833$ dla obciążenia po 120 minutach. Obliczenie odkształcenia pełzania wg Eurokodu 2 wykonano programem Mathcad, a wyniki ujęto w tablicach 1 do 4.

Tabela 2. Odształcenia pełzania młodego betonu na szybkowiązącym cemencie CSA, o wieku $t_o = 90$ minut, przy $k_\sigma = 0,40$

Table 2. Deformation of young concrete creep on CSA rapid cement, age $t_o = 90$ minutes, with $k_\sigma = 0,40$

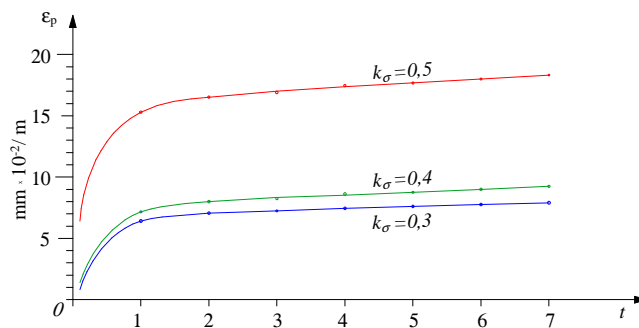
Okres czasu działania obciążenia t , w dniach	1	2	3	4	5	6	7
Odształcenie pełzania, wg pełzarki 2 mm x 10 ⁻²	7,55	8,65	8,95	9,10	9,55	9,70	9,85
Przyrost odształcenia pełzania, wg pełzarki 2 mm x 10 ⁻²		1,10	0,30	0,15	0,45	0,15	0,15
Odształcenie pełzania, wg Eurokodu 2 mm x 10 ⁻²	10,26	12,74	14,42	15,72	16,81	17,74	18,57
Przyrost odształcenia pełzania, wg Eurokodu mm x 10 ⁻²		2,48	1,68	1,3	1,09	0,93	0,83
Proporcja wyników wg wskazań pełzarki 2 / wg Eurokodu 2	0,74	0,68	0,62	0,58	0,57	0,55	0,53

Tabela 3. Odształcenia pełzania młodego betonu na szybkowiąjącym cemencie CSA, o wieku $t_o = 90$ minut, przy $k_\sigma = 0,30$

Table 3. Deformation of young concrete creep on CSA rapid cement, age $t_o = 90$ minutes, with $k_\sigma = 0,30$

Okres czasu działania obciążenia t , w dniach	1	2	3	4	5	6	7
Odształcenie pełzania, wg pełzarki 3 mm x 10 ⁻²	6,04	6,80	7,02	7,20	7,31	7,40	7,48
Przyrost odształcenia pełzania, wg pełzarki 3mm x 10 ⁻²		0,76	0,22	0,19	0,11	0,09	0,08
Odształcenie pełzania, wg Eurokodu 2 mm x 10 ⁻²	7,70	9,56	10,81	11,79	12,61	13,31	13,93
Przyrost odształcenia pełzania, wg Eurokodu 2 mm x 10 ⁻²		1,86	1,25	0,98	0,82	0,70	0,62
Proporcja wyników wg wskazań pełzarki 3 / wg Eurokodu 2	0,78	0,71	0,65	0,61	0,58	0,56	0,54

Na podstawie badań pełzania próbki młodego betonu na cemencie CSA, o wieku $t_o = 90$ minut, przy obciążeniu $k_\sigma = 0,50$, odształcenia wskazane na pełzarce 1, względem obliczonych wg Eurokodu 2, w pierwszym dniu były około 1,5 razy wyższe i przy wydłużaniu okresu obciążenia proporcja ta zmniejszała się. Około 5 dnia odształcenia rzeczywiste próbki i wg Eurokodu 2 uległy wyrównaniu, a w 7-mym dniu odształcenie próbki stanowiło 0,9 wartości normowo obliczonej.



Rys. 4. Wykres odkształcenia pełzania młodego betonu na szybkowiąjącym cemencie CSA, o wieku $t_0 = 90$ minut, przy $k_\sigma = 0,30; 0,4$ i $0,5$

Fig. 4. Graph of creep deformation of young concrete on fast-setting cement CSA, age $t_0 = 90$ minutes, with $k_\sigma = 0.30; 0.4$ and 0.5

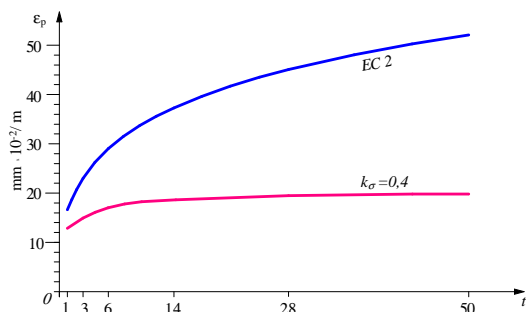
Tabela 4. Odkształcenia pełzania młodego betonu na szybkowiąjącym cemencie CSA, o wieku $t_0 = 120$ minut, przy $k_\sigma = 0,40$

Table 4. Deformation of young concrete creep on CSA rapid cement, age $t_0 = 120$ minutes, with $k_\sigma = 0,40$

Okres czasu działania obciążenia t , w dniach	1	3	6	14	28	50
Odształcenie pełzania, wg pełzarki 4 $\text{mm} \times 10^{-2}$	12,50	15,25	16,25	17,45	18,42	19,60
Przyrost odkształcenia pełzania, wg pełzarki 4 $\text{mm} \times 10^{-2}$		2,75	1,00	1,40	1,30	1,20
Odształcenie pełzania, wg Eurokodu 2 $\text{mm} \times 10^{-2}$	16,63	23,47	28,92	37,03	44,92	52,26
Przyrost odkształcenia pełzania, wg Eurokodu 2 $\text{mm} \times 10^{-2}$		6,84	5,45	8,11	7,89	7,34
Proporcja wyników wg wskazań pełzarki 4 / wg Eurokodu 2	0,75	0,65	0,56	0,47	0,41	0,38

Wyniki badań pełzania próbek młodego betonu na cemencie CSA, o wieku $t_0 = 90$ minut, przy obciążeniach, $k_\sigma = 0,40$ oraz $0,30$ wskazały, że odkształcenia na obydwu pełzarkach 2 i 3 były mniejsze, niż obliczone na podstawie wzorów podanych w normie. W pierwszym dniu odkształcenia stanowiły odpowiednio $0,74$ i $0,78$ wartości odkształceń obliczonych wg Eurokodu 2 i zmniejszały się, aby po 7-miu dniach wynosić odpowiednio $0,53$ i $0,54$ wartości normowej.

Wyniki badań pełzania próbek młodego betonu na cemencie CSA, o wieku $t_0 = 120$ minut, przy obciążeniach, $k_\sigma = 0,40$ wskazały, że odkształcenia próbki na pełzarce 4 były znacząco mniejsze, niż obliczone wg Eurokodu 2 (rys. 5.). W pierwszym dniu odkształcenia stanowiły $0,75$ wartości odkształceń obliczonych wg Eurokodu 2, natomiast po 50-ciu dniach tylko $0,38$ obliczonej wartości normowej.



Rys. 5. Wykres odkształcenia pełzania młodego betonu na szybko wiążącym cemencie CSA, o wieku $t_0 = 120$ minut, przy $k_\sigma = 0,4$ i obliczonego dla tych samych wartości wg Eurokodu 2

Fig. 5. Diagram of creep deformation of young concrete on rapid CSA cement, age $t_0 = 120$ minutes, with $k_\sigma = 0,4$ and calculated for the same value according to Eurocode 2

6. Podsumowanie

Beton na cemencie CSA, opartym o siarczanogliniany wapnia, już po kilkunastu minutach, od zarobienia mieszanki wodą charakteryzuje się bardzo szybko narastającą wytrzymałością, np. po 2 godzinach od zarobienia wodą, $f_{cm120w} > 19,5$ MPa. Stąd taki beton jest predysponowany szczególnie do napraw, m.in. posadzek, nawierzchni dróg i lotnisk, również podczas możliwych tylko kilkugodzinnych przerw w eksploatacji.

Zbadane w laboratorium AGH w Krakowie, próbki betonu na szybko wiążącym cemencie CSA, z mieszanki Concrete Mix Rapid Set[®], już po $t_0 = 1,5$ godziny, od chwili zarobienia składników wodą, obciążone z zachowaniem wartości $k_\sigma \leq 0,45$, charakteryzują się mniejszymi współczynnikami pełzania, niż obliczone normowe wg Eurokodu 2. Należy jednak zauważyć, że w przypadku kiedy obciążenie odpowiada wartości $k_\sigma > 0,45$, w początkowym okresie badań mają miejsce większe odkształcenia próbek, niż obliczone wg Eurokodu 2. Natomiast przy zwiększaniu okresu czasu działania obciążenia przyrosty odkształceń próbki wyraźnie maleją i np. próbka po okresie 5-ciu dni działania obciążenia, już charakteryzowała się mniejszymi odkształceniami niż obliczone wg normy.

Zatem wstępne wyniki badań pełzania walcowych próbek (72 mm * 100 mm) wykonanych z betonu na szybko wiążącym cemencie CSA, z mieszanki Concrete Mix Rapid Set[®] dają możliwość obciążenia tego betonu już po godzinie od zarobienia mieszanki wodą, ale konieczne jest potwierdzenie uzyskanych wyników na normowych próbkach walcowych 150 * 300 mm.

Literatura

- [1] ASTM C 845-96. Standard specification for expansive hydraulic cement.
- [2] Bryła S. „Zachowanie się betonów glinowych pod wpływem czynników zewnętrznych” *Inżynieria i Budownictwo* 2,3 1938.
- [3] Klein A. *Expansive and shrinkage-compensated cements* Patent US3, 251701
- [4] Korodur International GmbH. Product Information.
- [5] Jamroz Z. *Beton i jego technologie*, Wydawnictwo Naukowe PWN SA, Warszawa. 2015.
- [6] Kurdowski W. *Chemia cementu i betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu. Kraków. 2010.
- [7] Neville A.M. „*Właściwości betonu*” Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2012.
- [8] Nocuń-Wczelik W., Konik Z., Stok A., Małolepszy J. „*Spoiwa o kontrolowanych zmianach objętości do prac naprawczych i uszczelniających*” XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Szczecin-Międzyzdroje, 26-29 maja 2009.
- [9] Nocuń-Wczelik W. „*Cement. Metody badań. Wybrane kierunki stosowania*” Wydawnictwo AGH Kraków 2015.
- [10] Mitzel A. *Reologia betonu*. Arkady Warszawa 1972.
- [11] PN-EN 1992 : 2008 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu.
- [12] PN-EN 12390-1 Beton. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form.
- [13] PN-EN 206-04:2014 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [14] Więckowski A. Hajto D., Marcinkiewicz K. Zimka R. *Wytrzymałość wczesna na ściskanie betonów z CSA w zależności od w/c* Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu Wiśla 2016.
- [15] Rüschi H., Jungwirth D. *Skurcz i pęczanie w konstrukcjach betonowych*. Arkady 1979.
- [16] www.concretecountertopinstitute.com/csa-cements-rapid-strength-with-a-low-carbon-footprint/ The Concrete Countertop Institute.
- [17] www.bluey.com.au/wp-content/uploads/2012/03/BluCem-CSA-Cem-LR-R2.pdf Bluey CSA Cement. Product Information.
- [18] www.csa-cement.com Polar Bear CSA Cement. Product Information.
- [19] www.csacement.com Oreworld Cement Manufactured. Product Information.
- [20] www.buzziunicemusa.com/docs/cement/csa_cement.aspx CSA Cement by Buzzi Unicem, Bethlehem USA. Product Information.
- [21] www.concretecountertopinstitute.com/csa-cements-rapid-strength-with-a-low-carbon-footprint/ The Concrete Countertop Institute. Product Information.

STRAIN OF EARLY LOADED YOUNG CONCRETE ON FAST-SETTING CSA CEMENT

Summary

CSA is mineral, hydraulic, fast-setting binder of low shrinkage and high sulphate resistance. Once the CSA cement has been treated with water, a rapid reaction occurs between calcium sulphate, gypsum and calcium hydroxide, with dynamic heat generation and intensive ettringite, a mineral that achieves high early strength. Rapid growth of CSA concrete strength (several MPa, 1 hour after adding water) enables early loading of elements. Thus, the subject of preliminary research was to determine the size of deformation occurring in young concrete, with the working load, after 1.5 hours and 2 hours after the ingredients were mixed with water. In the context of the results of Eurocode 2 calculations it was found that the deformation of young concrete samples on CSA in case of loads $k_\sigma \leq 0.45$ are not higher than those calculated on the basis of the norms enclosed in the standard. For larger loads, at $k_\sigma > 0.5$, for non-linear creep calculations, deformation after the first day exceeds theoretical values by about 50%, and in subsequent days it decreases. After 5 days the deformation is lower than that calculated according to Eurocode 2.

Keywords: calcium sulfoaluminate cement, CSA, creep of concrete, rapid concrete

Przesłano do redakcji: 24.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Krzysztof WILDE¹
Kazimierz JAMROZ²
Marcin BUDZYŃSKI³
Dawid BRUSKI⁴
Stanisław BURZYŃSKI⁵
Jacek CHRÓŚCIELEWSKI⁶
Łukasz PACHOCKI⁷
Wojciech WITKOWSKI⁸

SYMULACJE NUMERYCZNE STALOWEJ BARIERY OCHRONNEJ NA ŁUKU DROGI

W pracy wymieniono pewne czynniki związane z bezpieczeństwem ruchu drogowego, wskazując łuki poziome dróg jako miejsca, gdzie występuje istotna liczba groźnych w skutkach wypadków. W części pracy obejmującej symulacje numeryczne, zrealizowano serię badań spełniających warunki testu zderzeniowego TB11 ze zmiennym promieniem bariery. Oszacowano wpływ zróżnicowania geometrii na parametry bezpieczeństwa.

Słowa kluczowe: urządzenia BRD, ruch drogowy, bezpieczeństwo ruchu drogowego, badania numeryczne, zderzenia pojazdów, łuki poziome drogi, metoda elementów skończonych

1. Problem bezpieczeństwa w ruchu drogowym na łukach poziomych

W ostatnich dziesięciu latach w Polsce, w wypadkach drogowych śmierć poniosło blisko 65 tys. osób, a ponad 700 tys. zostało rannych. Każdego roku ofiarami wypadków staje się ponad 70 tys. uczestników ruchu drogowego.

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Krzysztof Wilde, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12 80-233 Gdańsk, +48583471891, krzysztof.wilde@wilis.pg.gda.pl

² Kazimierz Jamroz, Politechnika Gdańska

³ Dawid Bruski, Politechnika Gdańska

⁴ Marcin Budzyński, Politechnika Gdańska

⁵ Stanisław Burzyński, Politechnika Gdańska

⁶ Jacek Chróścielewski, Politechnika Gdańska

⁷ Łukasz Pachocki, Politechnika Gdańska

⁸ Wojciech Witkowski, Politechnika Gdańska

Eksperti Banku Światowego szacują, że Polska każdego roku traci 2,7% PKB z tytułu wypadków drogowych. W ostatnich latach, mimo zauważalnego spadku liczby ofiar śmiertelnych, nadal jest to ok. 3 tys. zabitych w wypadkach na całej sieci dróg. Wskaźnik demograficzny (liczba ofiar śmiertelnych w przeliczeniu na liczbę mieszkańców) na poziomie 10, sytuuje nasz kraj pod koniec rankingu krajów UE.

Czynników decydujących o występowaniu wypadków drogowych, a szczególnie ich ciężkości, jest wiele i można je pogrupować w systemie: człowiek, pojazd, droga i otoczenie. Dla lepszego zrozumienia i rozpoznania czynników drogowych mających wpływ na powstawanie wypadków konieczna jest budowa modeli miar bezpieczeństwa ruchu drogowego (brd). Takimi miarami mogą być: liczba wypadków, liczba ofiar, gęstość wypadków lub gęstość ofiar.

Budowa modeli miar brd wymaga zebrania wiarygodnych danych dotyczących z jednej strony statystyk wypadków i ich ofiar a z drugiej drogi i jej otoczenia oraz ruchu drogowego. Dużym problemem jest zebranie danych opisujących czynniki drogowe, szczególnie tych dotyczących parametrów geometrycznych drogi. Do takich danych można zaliczyć szerokość jezdni, parametry łuków poziomych i krętości drogi, parametry profilu (pochylenia, falistość). Dodatkowo będą to dane związane z otoczeniem dróg np. odległością przeszkód bocznych oraz wyposażeniem, szczególnie jeżeli chodzi o urządzenia brd – bariery, osłony energochłonne, terminale.

W modelach budowanych w Polsce brakuje przede wszystkim parametrów dotyczących łuków poziomych, pochyleń podłużnych oraz wyposażenia dróg, jako czynników mogących wpływać w znaczny sposób na miary brd. Znaczna część opisywanych modeli zawiera zmienne, w których ukryte są parametry geometryczne drogi, ale nie ma wskazanego ich konkretnego wpływu na brd.

Liczne pozycje literatury wskazują na bezpośredni wpływ parametrów geometrii planu, profilu i wyposażenia drogi na poziom brd, do tej pory ze względu na trudność w uzyskaniu takich danych, nie są one w pełni wykorzystane w polskich modelach brd. Biorąc pod uwagę, że na łukach poziomych doszło w ostatnich 10 latach do ok. 10% wszystkich wypadków drogowych, w których śmierć poniosło ok. 14% wszystkich zabitych na polskich drogach, jest to bardzo istotne zagadnienie wymagające dokładnego rozpoznania. Analizy danych o zdarzeniach drogowych wskazują na bardzo poważny problem występowania przeszkód w otoczeniu dróg. Dane za lata 2007 – 2016 przedstawiają, że w wyniku wypadków na łukach ok. 45% wszystkich ofiar śmiertelnych zarejestrowanych na tym fragmencie sieci drogowej, miało miejsce przy uderzeniu w przeszkodę w pobliżu jezdni: słup, znak i przede wszystkim drzewo.

Parametry łuków poziomych i samo ich występowanie uznaje się za jeden z ważniejszych czynników wpływających na bezpieczeństwo ruchu drogowego. Wyniki badań tego zagadnienia [1, 2, 3] sugerują, że bezpieczeństwo związane z poruszaniem się po łukach poziomych wynika z trzech powiązanych ze sobą

kwestii: zaburzenie uwagi kierowcy, niedostosowanie prędkości do krzywizny oraz niewystarczająca szerokość pasa jezdni. Kolejnym ważnym czynnikiem uwzględnianym w badaniach jest stan nawierzchni w obrębie łuków poziomych [4].

Łuk w planie musi spełniać nie tylko kryteria bezpieczeństwa ruchu pojedynczego elementu drogi, ale również kryteria wynikające z faktu, że stanowi on integralną część drogi. Z tego względu dużą rolę w projektowaniu geometrycznym odgrywają metody oceny jednorodności dróg. Na podstawie wyników badań opracowano liczne modele prędkości i ryzyka wypadkowego, w zależności od krętości i falistości oraz innych cech drogi, takich jak: długość prostej poprzedzającej łuk w planie, szerokość jezdni, szerokość i rodzaj poboczy oraz wyposażenie drogi w urządzenia brd [5, 6, 7, 8]. Iloczyn stosunku wskaźnika liczby wypadków z rannymi na łuku do analogicznego wskaźnika na prostej oraz stosunku energii kinetycznej pojazdu na prostej do energii kinetycznej pojazdu na łuku stanowi tzw. współczynnik niejednorodności geometrycznej drogi [9]. Niezwykle istotne jest prawidłowe dobieranie parametrów dotyczących planu sytuacyjnego, w tym projektowanie strefy bezpieczeństwa oraz dobór urządzeń brd [10] aby zwiększyć bezpieczeństwo uczestników ruchu drogowego. Aby to osiągnąć niezbędne jest modelowanie wpływu parametrów geometrii drogi na miary bezpieczeństwa ruchu drogowego. Próby takiego modelowania podjęto w badaniach prowadzonych przez Politechnikę Gdańską [11]. Wskazano, że zastosowanie barier ochronnych między przeszkodami a krawędzią jezdni znacznie zmniejsza ryzyko wystąpienia wypadków z ofiarami ciężko rannymi lub śmiertelnymi. Dalszych badań wymaga jednak ocena wpływu występowania urządzeń brd dla samych łuków poziomych.

2. Przegląd wyników badań numerycznych i eksperymentalne

W pracy [12] przedstawiono porównanie wyników eksperymentalnych i numerycznych testu zderzeniowego TB32 (pojazd o masie 1500 kg, prędkości 110 km/h, kąt uderzenia 20°) z barierą SP-05/2 w łuku poziomym wklęsłym o promieniu $R=150$ m w 4 wariantach różniących się prędkością nadjeżdżającego pojazdu, a także zastosowaną barierą. Badano 2 warianty bariery: bez nakładki oraz z nakładką energochłonną. We wnioskach zapisano, że w badaniu połowym bariery bez nakładki nie został spełniony warunek nakładany na tzw. pole wyjścia pojazdu po uderzeniu w barierę (tzw. exit box).

W pracy [13] omówiono wyniki numeryczne symulacji zderzenia lekkiego pojazdu osobowego z barierą stalową umocowaną w poziomym łuku wklęsłym. Rozpatrywano 3 warunki początkowe: 40 km/h, 60 km/h oraz 80 km/h. Przyjęto kąt uderzenia pojazdu równy 45°. Otrzymano odpowiednio następujące wartości współczynnika ASI (wskaźnik intensywności przyspieszenia, ang. Acceleration Severity Index): 0,18, 0,32 i 0,51.

Praca [14] dotyczy symulacji zderzenia pojazdu z barierą betonową wklęsłą w poziomym łuku drogi. Badania numeryczne przeprowadzono dla trzech promieni: 50 m (wariant I), 100 m (wariant II) i 200 m (wariant III). Ponadto założono dwa przypadki: pojazd nadjeżdża z zewnętrznego pasa jezdni oraz drugi, gdy pojazd nadjeżdża z wewnętrznego pasa jezdni. Wyniki wskazały, że najbardziej niebezpiecznym przypadkiem jest zderzenie pojazdu z barierą zamontowaną na łuku o promieniu 50 m w wariacie najazdu z wewnętrznego pasa. Autorzy przedstawili wyniki wskazujące, że im większy promień łuku tym mniejsze wartości współczynnika ASI. Ponadto zauważono że w każdym z analizowanych przypadków promienia łuku, wartości ASI są mniejsze gdy pojazd nadjeżdża z zewnętrznego pasa jezdni.

Obszerne studium testów zderzeniowych bariery stalowej N2-W4-A na łuku drogi przedstawił Nycz [15]. Wykazał on, że bariera ochronna (skrajna) SP-05/2 z prowadnicą typu B ustawiona w łuku poziomym wklęsłym ($R = 150\text{m}$) drogi klasy G, GP, S, A nie spełnia wszystkich warunków przyjęcia badania zderzeniowego TB11 i TB32. W pracy [15] pokazano autorską koncepcję poprawy tej sytuacji polegającą na dodaniu nakładki kompozytowo-pianowej.

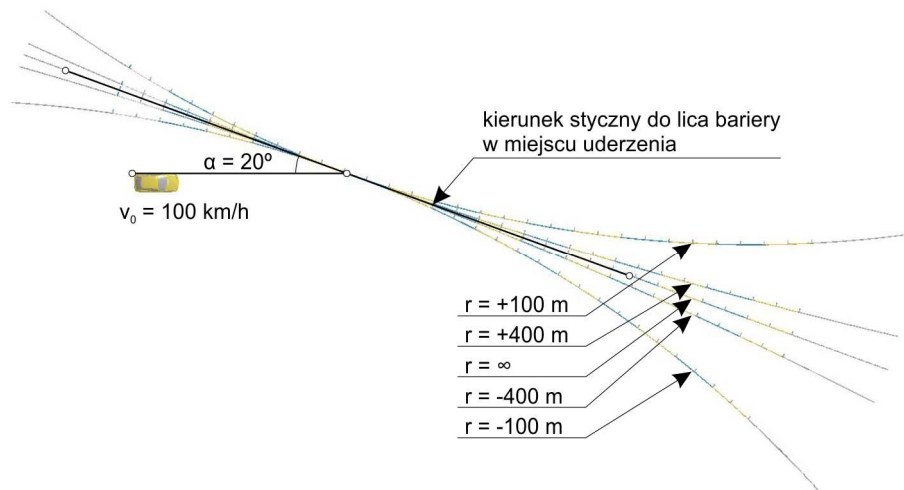
Dokument [16] zawiera pewne informacje dotyczące stosowania barier linowych w łuku poziomym drogi. Na podstawie badań numerycznych zauważono, że uderzenie w wypukłą stronę łuku powoduje zwiększenie wygięcia bariery ze względu na spadek siły napinającej gdy dochodzi do wypięcia liny ze słupków. W takim wypadku liny przyjmują kształt wzdłuż cięciwy łuku zamiast wzdłuż łuku. Zaproponowano, że rozmieszczenie słupków w dużym rozstawie jest niewskazane w łukach o promieniu mniejszym niż 400 m. Bowiem większe ugięcie bariery (mimo zapewnienia odpowiednio szerokiego obszaru za barierą) niekorzystnie wpływa na zdolność bariery do przejścia nadjeżdżającego pojazdu i na możliwość prawidłowego jego wyprowadzenia po zderzeniu.

3. Program badań numerycznych

Na potrzeby niniejszej pracy przeprowadzono serię testów symulacyjnych, z zachowaniem normowych [17] wymagań testu TB11 (pojazd o masie 900 kg, uderzającego w barierę pod kątem 20° , z prędkością 100 km/h). W przypadku barier na łukach, kąt mierzony jest między prostą wzdłuż której porusza się pojazd przed uderzeniem, a prostą styczną do lica bariery w miejscu pierwszego kontaktu (w rzucie z góry), zob. rys. 1. Przeprowadzono 5 symulacji: dla odcinka prostego (promień $r = \infty$), łuk wypukły ($r = +100, +400\text{ m}$), łuk wklęsły ($r = -100, -400\text{ m}$).

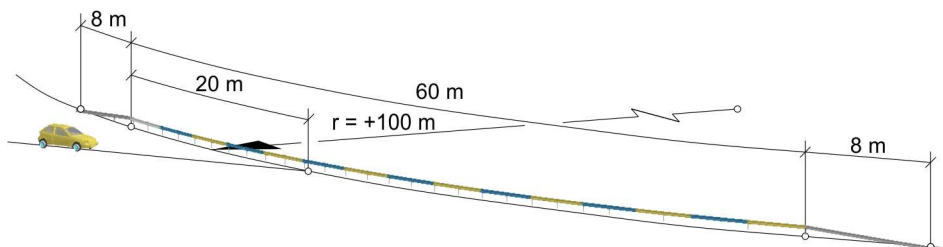
Zasadniczy odcinek bariery ma długość 60 m na początku i końcu znajdują się 8-metrowe zakończenia, na długości których prowadnica bariery sprowadzo-

na jest do poziomu gruntu (rys. 2). Miejsce uderzenia w każdym z testów ulokowane jest w odległości 20 m od początku zasadniczej części bariery.



Rys. 1. Widok ogólny realizowanych symulacji

Fig. 1. Overall view of analyzed variants



Rys. 2. Wymiary analizowanej bariery drogowej – łuk o promieniu $r = +100 \text{ m}$

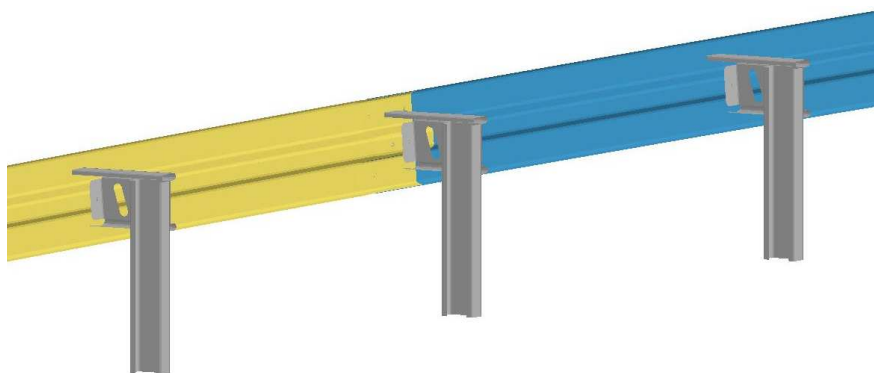
Fig. 2. Dimensions of the analyzed barrier – curve with radius $r = +100 \text{ m}$

Symulacje przeprowadzono za pomocą systemu metody elementów skończonych Ls-Dyna R8.1.0 [18] w wersji MPP double precision na platformie sprzętowej klastra obliczeniowego Tryton zarządzanego przez Centrum Informatyczne TASK przy Politechnice Gdańskiej. Za możliwość korzystania z zasobów klastra Autorzy wyrażają swoją wdzięczność administracji TASK.

3.1. Opis modelu bariery

Model numeryczny drogowej bariery stalowej (rys. 3.) powstał na podstawie dokumentacji typowej konstrukcji, stosowanej przy drogach w naszym kraju (parametry N2/W4/A). Model numeryczny składa się z 544958 węzłów, 529031 powłokowych elementów skończonych oraz 956 objętościowych elementów skończonych (modelowanie łączników). Charakterystyczne wymiary elementów skończonych zawierają się w przedziale 8-12 mm (rys. 4.) Zastosowano elementy powłokowe 4-węzłowe, typu Belytschko-Tsay, o zredukowanym całkowaniu. W celu przewycięzenia problemu klepsydrowania, wprowadzono sztywnościowe tłumienie form pasożytniczych, dzięki czemu w analizach obserwowane są pomijalnie małe wartości energii form pasożytniczych.

Poszczególne części bariery mają grubość 3 i 4 mm i wykonane są ze stali S235. W obliczeniach numerycznych zastosowano model konstytutywny materiału sprężysto-plastycznego z odcinkowo liniowym wzmocnieniem.



Rys. 3. Ogólny widok modeli numeryczny bariery

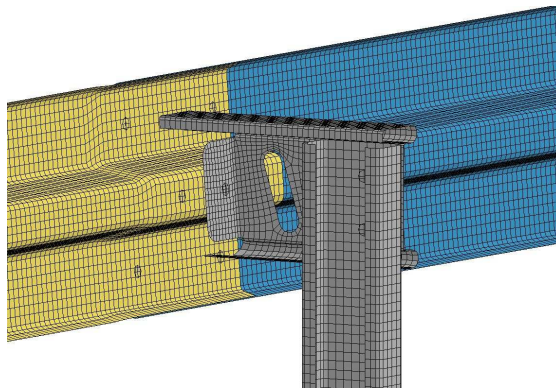
Fig. 3. Numerical model of barrier

3.2. Opis modelu pojazdu

Pojazd stosowany w symulacjach to Geo Metro (rys. 5.) który został pozyskany z zasobów projektu ROBUST (<http://www.vegvesen.no/s/robust/> dostęp 1.04.2017). Pojazd poddano drobnym modyfikacjom, między innymi poprawiono geometrię zbieżności kół, zmodyfikowano wybrane parametry numeryczne oraz zagęszczono dyskretyzację w kluczowych obszarach styku pojazdu z barierą. Masa pojazdu wynosi 929 kg, składa się on z 20089 węzłów i 16291 elementów skończonych różnych typów. W pobliżu środka ciężkości umiejscowiony jest akcelerometr, w formie bryły sztywnej i dedykowanego elementu skończonego, rejestrujący przyspieszenia w lokalnym układzie współrzędnych pojazdu.

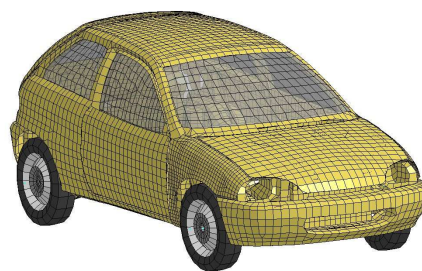
4. Wyniki symulacji

Na rysunku 6. pokazano przebieg wykonanych symulacji. W lewej kolumnie zbiorczo zestawiono widok z góry wszystkich 5 testów. W prawej kolumnie pokazano szczegółowo przebieg testu z wklęsłą barierą o promieniu $r = -100$ m. Test ten wyróżnia się spośród pozostałych trajektorią ruchu pojazdu. Samochód nie zostaje wyprowadzony z powrotem na pas ruchu, lecz wbija się w konstrukcję bariery i zostaje przez nią zatrzymany. Wiąże się to ze zniszczeniem początkowego 20-metrowego odcinka bariery. W pozostałych symulacjach pojazd został utrzymany w pasie ruchu, a poszczególne tor jazdy (zaznaczone linią ciągłą na rys. 6.) niewiele się od siebie różnią.



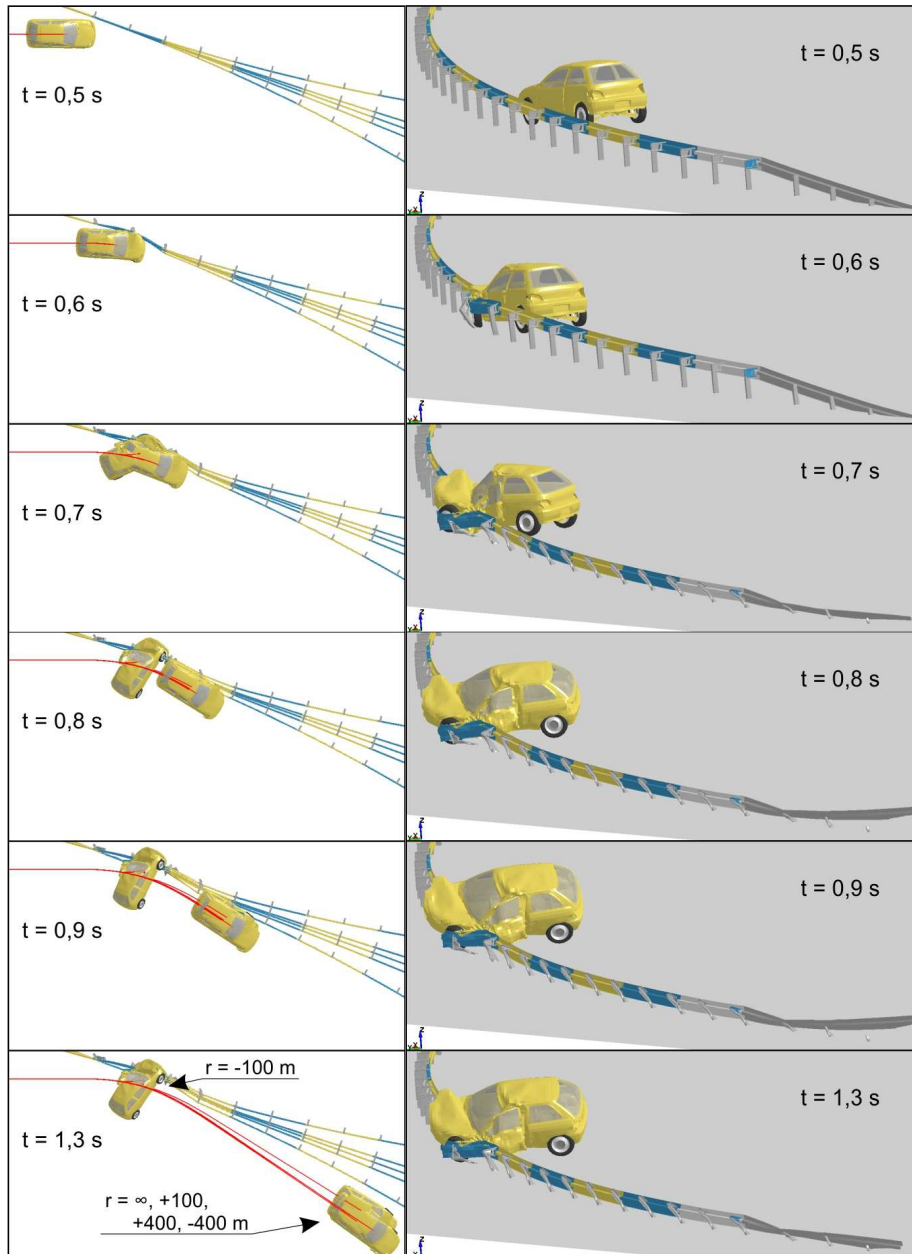
Rys. 4. Szczegół dyskretyzacji bariery

Fig. 4. Close-up view on detail of barrier



Rys. 5. Widok ogólny i dyskretyzacja modelu pojazdu Geo Metro

Fig. 5. Overall view of the Geo Metro vehicle



Rys. 6. Przebieg symulacji. Lewa kolumna: zestawienie zrealizowanych zadań (zaznaczono ślad środka ciężkości). Prawa kolumna: zadanie $r = -100$ m

Fig. 6. Simulation. Left column: calculated variants (shown is the trajectory of the mass center). Right column: variant $r = -100$ m

W tabeli 1. zestawiono uzyskane wskaźniki (zob. [17]) ASI, THIV, PHD, W_m (szerokość pracująca) i W_n (znormalizowana szerokość pracująca). Tylko w teście $r = -100$ m zanotowano wartości, które nie kwalifikują bariery do uzyskania poziomu intensywności zderzenia A, w pozostałych testach ten poziom uzyskano ($ASI \leq 1,0$, $PHD \leq 20$ g oraz $THIV \leq 33$ km/h). Nieznaczne są również różnice w uzyskanej szerokości pracującej, która w 4 z 5 testów pozwala zaliczyć barierę do poziomu szerokości pracującej W3.

Przebiegi czasowe funkcji ASI (rys. 7.) wyraźnie wskazują na występowanie w większości przypadków dwóch maksimum lokalnych, które można skojarzyć z najeżdżaniem przez pojazd na kolejne słupki bariery (rys. 8.).

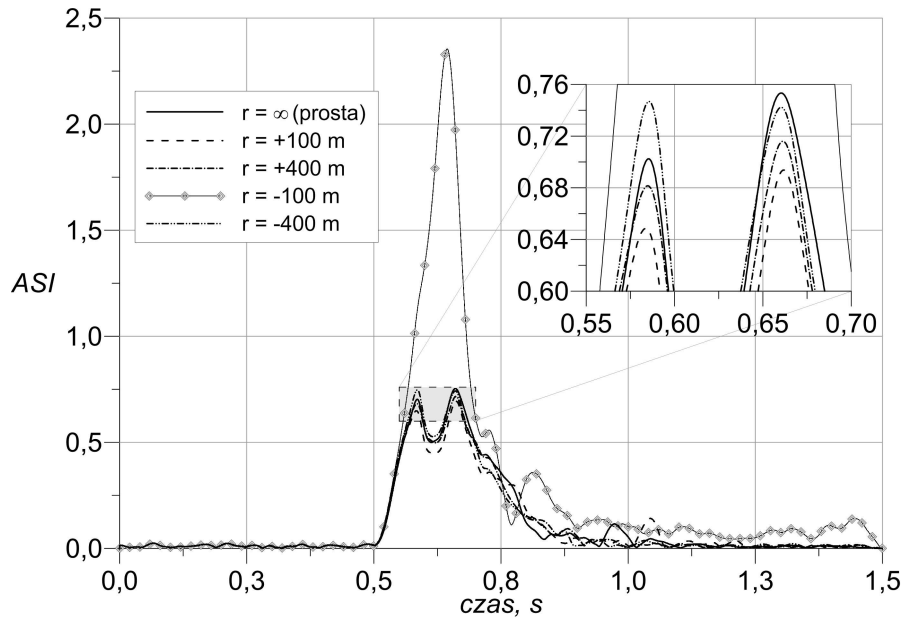
Tabela 1. Liczbowe wyniki symulacji

Table 1. Parameters obtained in simulations

Zadanie	ASI, -	THIV, km/h	PHD, g	W_m , mm	W_n (poziom), mm
$r = \infty$	0,75	22,8	15,4	793	800 (W3)
$r = +100$ m	0,69	22,5	16,8	807	814 (W3)
$r = +400$ m	0,72	23,2	16,6	814	822 (W3)
$r = -100$ m	2,35	61,3	29,1	1404	1420 (W5)
$r = -400$ m	0,75	24,1	17,8	813	820 (W3)

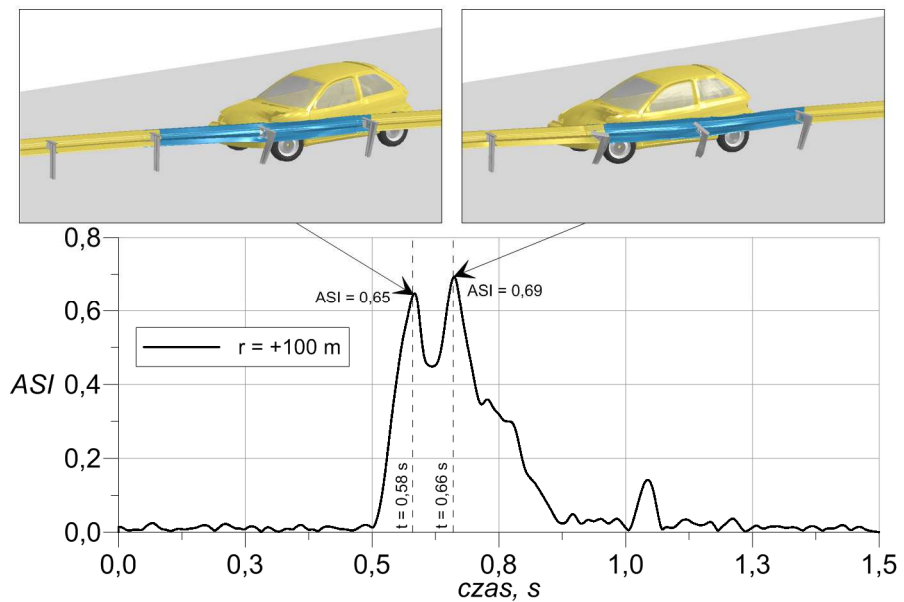
5. Uwagi końcowe

W pracy wskazano główne czynniki związane z bezpieczeństwem ruchu drogowego. Jednym z nich jest nieuniknione występowanie łuków poziomych o różnych parametrach. Podjęto próbę oszacowania wpływu zmiany promienia bariery drogowej na parametry bezpieczeństwa uzyskane w teście zderzeniowym TB11, poprzez wykonanie serii symulacji numerycznych. Uzyskane wyniki pozwalają stwierdzić, że na zachowanie bariery mają wpływ zarówno promień jej wygięcia, jak i sposób jej wygięcia (wklęsła lub wypukła). Zderzenie z wklęsłą barierą o małym promieniu może prowadzić do znacznych obrażeń uczestników wypadku, natomiast w innych rozpatrywanych przypadkach uzyskano parametry w zakresie „bezpiecznym”.



Rys. 7. Przebiegi czasowe wskaźnika ASI

Fig. 7. Time history of ASI

Rys. 8. Przebieg czasowy wskaźnika ASI dla przypadku $r = +100$ m, wybrane chwile czasoweFig. 8. Time history of ASI for case $r = +100$ m, selected time steps

Podziękowania

Praca wykonana w ramach projektu Urzędnienia bezpieczeństwa ruchu drogowego” (nr umowy DZP/RID-I-67/13/NCBR/2016). Obliczenia wykonano na komputerach Centrum Informatycznego Trójmiejskiej Akademickiej Sieci Komputerowej.

Literatura

- [1] Bella F. Coordination of horizontal and sag vertical curves on two-lane rural roads: Driving simulator study. *IATSS Research*, 39(1):51-57, 2015.
- [2] Charlton S. G. The role of attention in horizontal curves: A comparison of advance warning, delineation, and road marking treatments. *Accident Analysis & Prevention*, 39(5):873-885, 2007.
- [3] Elvik R.. International transferability of accident modification functions for horizontal curves. *Accident Analysis & Prevention*, 59:487-496, 2013.
- [4] Mondal S., Lucet Y., Hare W.. Optimizing horizontal alignment of roads in a specified corridor. *Computers & Operations Research*, 64:130-138, 2015.
- [5] NCHRP Report 500 Volume 7: A guide for reducing collisions on horizontal curves.
- [6] Low costs treatments of horizontal curve safety. Federal Highway Administration. 2006.
- [7] Khan G., Bill A. R., Chiturri M. and Noyce D. A. Horizontal Curves, Signs, and Safety. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*.
- [8] Zegeer C. V., Stewart R. J., Council F. M., and Reinfurt D. W. Cost-Effective Geometric Improvements for Safety Upgrading of Horizontal Curves. Report FHWA-RD-90-021. FHWA, Washington, D.C., 1991.
- [9] Kempa J. Charakterystyki ruchu swobodnego na krzywoliniowych odcinkach dróg w planie. Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego Bydgoszcz 2008.
- [10] Jamieson NJ., Waibl G., Davies, R. Use of roadside barriers versus clean zones. NZ Transport Agency. Research Report, New Zeland.
- [11] Budzyński M., Jamroz K., Jeliński Ł., Antoniuk M.: Why are trees still such a major hazard to drivers in Poland?, W: 6th Transport Research Arena (TRA), 2016, ELSEVIER SCIENCE BV.
- [12] Kłasztorny M., Zielonka K., Nycz D.B., Posuniak P., Romanowski R.: Eksperymentalne i symulacyjne testy zderzeniowe bariery SP-05/2 w łuku poziomym wklęsłym, XIV Konferencja Naukowo-Techniczna Techniki Komputerowe w Inżynierii 2016.
- [13] Nasution R.P., Siregar R.A., Fuad K., Adom A.H.: The Effect of ASI (Acceleration Severity Index) to Different Crash Velocities, Proceedings of International Conference on Applications and Design in Mechanical Engineering (ICADME) 11–13 October 2009, Batu Ferringhi, Penang, Malaysia.
- [14] Borkowski W., Hryciów Z., Rybak P., Wysocki J.: Analiza skuteczności betonowych barier ochronnych na łuku drogi. *Przegląd Mechaniczny LXXI (7-8)*, 2012, s. 21-24.
- [15] Nycz D.: Modelowanie i badania numeryczne testów zderzeniowych bariery klasy N2-W4-A na łukach dróg. 2015, Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa.

- [16] Guidance for the Selection, Use, and Maintenance of Cable Barrier Systems, NCHRP REPORT 711, 2012.
- [17] PE-EN 1317-1/8, Systemy ograniczające drogę - Część 1-8. Polska Norma (części przygotowane i w trakcie przygotowania).
- [18] Livermore Software Technology Corporation, 7374 Las Positas Road, Livermore, CA 94551, www.lstc.com.

NUMERICAL SIMULATIONS OF CURVED ROAD STEEL BARRIER

Summary

The paper presents main factors related to traffic safety, indicating road curves as places of occurrence of significant number of fatal accidents. In the numerical simulations, a series of tests with variable radius of barrier in the TB11 crash test was performed. The effect of differentiation of barrier geometry on safety parameters was assessed.

Keywords: road safety devices, numerical simulations, crash tests, road curves, Finite Element Method

Przesłano do redakcji: 20.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Stanisław WIERZBICKI¹
Zbigniew PIÓRO²
Marcin OSINIAK³
Edward ANTOSZKIEWICZ⁴

ZASTOSOWANIE INKLINOMETRÓW W MONITORINGU KONSTRUKCJI

W pracy omówiono zagadnienie pomiaru lokalnych zmian kątów obrotu elementów konstrukcji, jako metody monitorowania zachowania się ustroju konstrukcyjnego. Celem prowadzonych badań i analiz jest opracowanie metody pomiarów, która mogłaby zostać wykorzystana w systemach monitoringu konstrukcji, jako alternatywa dla tradycyjnego pomiaru przemieszczeń realizowanego dalmierzami laserowymi. Zaproponowano wykorzystanie inklinometrów z czujnikami MEMS, charakteryzującymi się dobrymi właściwościami metrologicznymi przy akceptowalnych kosztach. Przeanalizowano zalety i ograniczenia tej metody w relacji do alternatywnego pomiaru przemieszczeń dalmierzami laserowymi. Omówiono możliwości zastosowania inklinometrów do monitorowania typowych ustrojów konstrukcyjnych, a także przedstawiono przykład systemu monitoringu technicznego wykorzystującego taką metodę pomiaru.

Słowa kluczowe: monitoring konstrukcji, pomiary przemieszczeń, pomiary kątów obrotu, inklinometr MEMS, system bezprzewodowy

1. Wprowadzenie

Jednym z najbardziej istotnych zagadnień związanych z każdym obiektem budowlanym jest zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji. Wymaga to odpowiedniego przebiegu procesu projektowania i realizacji inwestycji, jak też późniejszej eksploatacji obiektu. Z danych uzyskanych w ramach projektu MONIT „Monitorowanie Stanu Technicznego Konstrukcji i Ocena jej Żywotności”, rea-

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Stanisław Wierzbicki, Politechnika Warszawska, Instytut Inżynierii Budowlanej, al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa; tel. +48 22 234 65 60; s-wierzbicki@il.pw.edu.pl

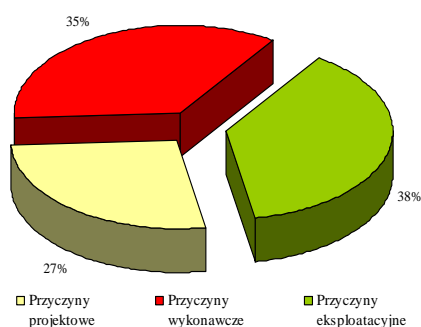
² Zbigniew Pióro, WiSeNe Sp. z o.o., ul. E. Dembowskiego 6, 02-784 Warszawa, tel. +48 22 227 02 08; zbigniew.pioro@wisene.pl

³ Marcin Osiniak, WiSeNe Sp. z o.o., ul. E. Dembowskiego 6, 02-784 Warszawa, tel. +48 22 227 02 08; marcin.osiniak@wisene.pl

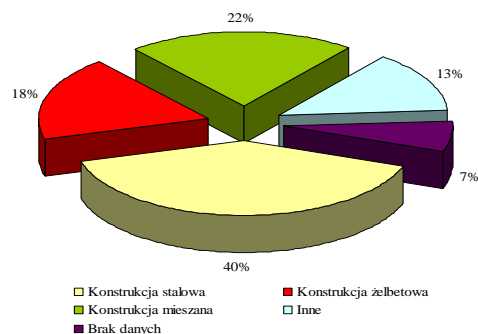
⁴ Edward Antoszkiewicz, WiSeNe Sp. z o.o., ul. E. Dembowskiego 6, 02-784 Warszawa, tel. +48 22 227 02 08; edward.antoszkiewicz@wisene.pl

lizowanego przez Politechnikę Warszawską wraz z kilkoma innymi jednostkami naukowo-badawczymi, wynika, że przyczyny awarii i katastrof budynków rozkładają się prawie równomiernie na wszystkie trzy ww. etapy, a więc projektowania, realizacji i eksploatacji obiektu – rys. 1. [1, 2, 3]. Z przeprowadzonych analiz wynika też, że większość katastrof miała miejsce w budynkach o konstrukcji stalowej lub mieszanej stalowo-żelbetowej (rys. 2.), a więc takich, które charakteryzują się znacznym udziałem obciążeń zmiennych w całości oddziaływań. Przy losowości występowania oddziaływań klimatycznych, nawet wadliwie zaprojektowana lub wykonana tego typu konstrukcja może przez wiele lat bezawaryjnie pracować i dopiero wystąpienie ekstremalnych wartości tych obciążeń może doprowadzić do awarii lub katastrofy.

W tym kontekście zasadne jest rozwijanie i stosowanie metod oraz środków mających za zadanie zwiększenie bezpieczeństwa użytkowania konstrukcji. Jedną z takich metod jest monitoring konstrukcji, szczególnie przydatny właśnie w przypadku wspomnianych wyżej lekkich ustrojów nośnych.



Rys. 1. Podział przyczyn awarii i katastrof
Fig. 1. Factors responsible for building incidents



Rys. 2. Podział awarii i katastrof ze względu na typ konstrukcji
Fig. 2. Incidents by construction type

Znaczenie zagadnień monitoringu konstrukcji znalazło swoje odzwierciedlenie w „Warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki...” (Dz.U. z 2009 r. Nr 56 poz. 461, §204, ust. 7) [4], w których wprowadzono wymóg stałego monitorowania parametrów istotnych dla bezpieczeństwa konstrukcji (przemieszczenia, odkształcenia, naprężenia) w obiektach użyteczności publicznej, takich jak: hale widowiskowe, sportowe, dworcowe, wystawowe, obiekty handlowe.

Podstawowym celem stosowania monitoringu konstrukcji jest oczywiście poprawa bezpieczeństwa jej użytkowania. Zapewniający osiągnięcie tego celu system może być jednocześnie pomocny w procesie utrzymania obiektu, ułatwiając kontrolę ciężaru zalegającej na dachu pokrywy śnieżnej i ostrzegając

o gromadzeniu się na dachu nadmiaru wody w trakcie intensywnych opadów deszczu, np. przy ograniczonej drożności instalacji odwadniającej.

Typowy system monitoringu konstrukcji jest zestawem współpracujących ze sobą urządzeń i sterującego nimi oprogramowania, które w sposób stały realizują pomiary odzwierciedlających pracę konstrukcji wielkości, archiwizują i analizują wyniki tych pomiarów oraz generują, na tej podstawie, odpowiednie sygnały i informacje. Bardzo istotną częścią systemu monitoringu są więc zainstalowane w obiekcie różnego rodzaju urządzenia pomiarowe. W zależności od możliwości systemu oraz od rodzaju konstrukcji, wynikających stąd wymagań i ograniczeń, monitorowane są najczęściej wielkości takie jak: przemieszczenia, odkształcenia, temperatura i charakterystyki dynamiczne, a w niektórych przypadkach także zjawiska pogodowe oraz stosowane są metody wizyjne.

2. Metody pomiaru przemieszczeń

Prostym i często stosowanym rozwiązaniem w monitoringu konstrukcji jest pomiar przemieszczeń, które pozwalają uzyskać informacje o zachowaniu się elementu/ustroju konstrukcyjnego albo fragmentu konstrukcji. W praktyce istnieje wiele różnych metod pomiaru przemieszczeń, z których w systemach monitoringu konstrukcji najczęściej wykorzystywane są pomiary wykonywane przy pomocy dalmierzy laserowych, rzadziej tachimetrów i niwelatorów hydrostatycznych, które są stosowane raczej do obiektów mniej typowych, wymagających indywidualnego podejścia (jak np. stadiony). Podobnie wygląda sytuacja z GPS, przy czym w tym przypadku dochodzi jeszcze problem z uzyskaniem odpowiedniej dokładności, co w wielu przypadkach dyskwalifikuje takie rozwiązanie. Różnego typu metody pomiarowe zostały omówione m.in. w [5, 6] oraz w raportach z przytoczonego wyżej projektu MONIT.

Urządzeniem charakteryzującym się dobrymi parametrami pomiarowymi jest tachimetr elektroniczny, który w pełni automatycznie może wykonywać pomiary przemieszczeń wielu punktów konstrukcji z dokładnością nawet do 1mm. W metodzie tej wymagana jest jednak dobra widoczność (brak przeszkód i odpowiednia przezierność powietrza) na drodze pomiędzy tachimetrem a monitorowanymi punktami. Istotną wadą tachimetrów jest cena, która praktycznie eliminuje je z prostszych (i zarazem tańszych) systemów monitoringu, a w przypadkach, w których są one wykorzystywane, często stosuje się pojedyncze urządzenia, co oznacza ryzyko unieruchomienia całego systemu w sytuacji usterki tachimetru oraz w czasie okresowych przerw konserwacyjnych. Problem można częściowo zniwelować, stosując pomocniczą metodę pomiaru, która w takich przypadkach umożliwi funkcjonowanie systemu monitoringu w minimalnym, podyktowanym względami bezpieczeństwa, zakresie.

Do tego celu może być wykorzystana np. technologia GPS, wolna od niekorzystnych cech, jakie są związane z tachimetrami, cechująca się jednak innymi ograniczeniami. Pierwszym z nich jest stosunkowo niska dokładność - przy po-

miarach przemieszczeń pionowych można przyjąć, że jest to około (+/-) 5 mm, co w wielu przypadkach jest niewystarczające. Druga, niekorzystna cecha, to konieczność uzyskiwania bieżących, płatnych poprawek ze stacji referencyjnych, zapewniających odpowiednią dokładność pomiarów.

Innym rozwiązaniem jest, działający na zasadzie naczyń połączonych, niwelator hydrostatyczny, umożliwiający wykonywanie pomiarów przemieszczeń pionowych w zakresie do 100 mm, z dokładnością nawet do 0,01 mm. Pewnym ograniczeniem w zastosowaniu takiego rozwiązania jest sieć rurek z cieczą podatnych na uszkodzenia w trakcie bieżącej eksploatacji i konserwacji konstrukcji. Mimo prostoty samej metody i możliwej do uzyskania dużej dokładności pomiarów, nie znalazła ona zbyt szerokiego zastosowania w systemach monitoringu.

W systemach bazujących na przemieszczeniach, najczęściej stosowane są dalmierze laserowe - proste i stosunkowo niedrogi urządzenia o dokładności rzędu 1 mm, a więc wystarczającej do celów monitoringu technicznego. Pomiar dalmierzem laserowym cechuje się jednak pewnymi ograniczeniami, które utrudniają jego aplikację, a czasami nawet uniemożliwiają wykorzystanie takiej metody. Pierwszym utrudnieniem jest konieczność wykonywania pomiaru odległości mierzonego punktu konstrukcji od stałego punktu (najczęściej posadzki), co wiąże się z pewnymi ograniczeniami w swobodzie użytkownika obiektu (miejsca, do których są wykonywane pomiary nie mogą być zasłaniane) oraz wymaga zapewnienia odpowiedniej widoczności na drodze wiązki lasera. Utrudnieniem w wykorzystaniu pomiarów dalmierzami laserowymi jest też wrażliwość optyki na wilgoć i ujemne temperatury.

3. Koncepcja metody pomiaru kątów

Mając na uwadze niedoskonałości opisanych wyżej metod pomiaru przemieszczeń, podjęto próbę wykorzystania inklinometrów [7, 8], które mierząc zmiany kątów, pośrednio dostarczają informacji o przemieszczeniach rozumianych jako translacje. Mogłyby więc być one wykorzystane jako alternatywa i/lub uzupełnienie znanych metod pomiaru przemieszczeń, w szczególności przy pomocy dalmierzy laserowych. Ze względu na odmienną zasadę pomiaru przestają tu występować największe niedogodności stosowania dalmierzy laserowych, jakimi są: dostępność stałych miejsc, do których są wykonywane pomiary, odległość tych miejsc od monitorowanych punktów konstrukcji, a także czystość atmosfery. Również kwestia wilgoci i niskich temperatur nie jest już tak dużym problemem - po odpowiednim zabezpieczeniu elektroniki, inklinometry są całkowicie odporne na tego typu oddziaływania. Urządzenia te są też energooszczędne, co pozwala zakładać możliwość bezobsługowej pracy systemu nawet w okresie 10 lat, co z kolei umożliwia ich montaż w trudno dostępnych miejscach konstrukcji.

Pojawia się natomiast inne zagadnienie – interpretacja wyników pomiarów kątów. W przypadku większości konstrukcji interpretacja ta jest znacznie bardziej złożona niż przy pomiarach ugięć i wymaga szerszej analizy konstrukcji.

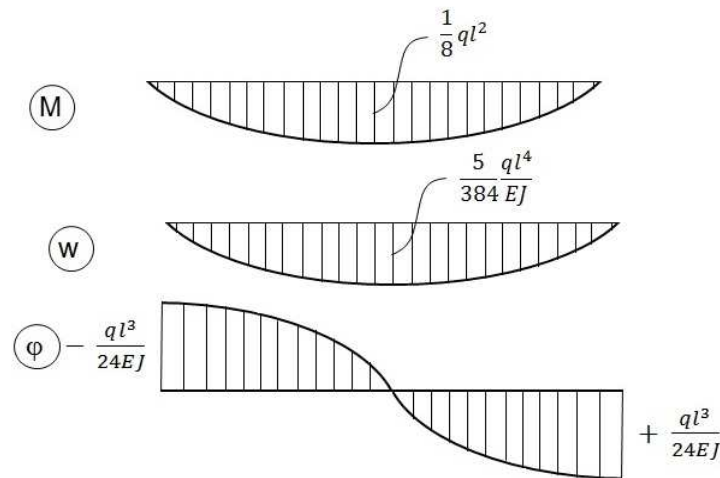
W najprostszym przypadku belki jednoprzęsłowej, równomiernie obciążonej, ugięcie $w(x)$ i kąt obrotu $\varphi(x)$ można wyznaczyć następująco:

$$w(x) = -\frac{qx}{24EI}(l^3 - 2lx^2 + x^3) \quad (1)$$

$$\varphi(x) = \frac{dw(x)}{dx} = -\frac{q}{24EI}(l^3 - 6lx^2 + 4x^3) \quad (2)$$

gdzie: q – obciążenie równomiernie rozłożone,
 E – moduł sprężystości podłużnej,
 I – moment bezwładności,
 l – rozpiętość belki,
 x – odległość od podpory,

Krzywe obrazujące rozkład momentu zginającego oraz opisanych wyżej wielkości wraz z wartościami maksymalnymi, przedstawiono na rys. 3.

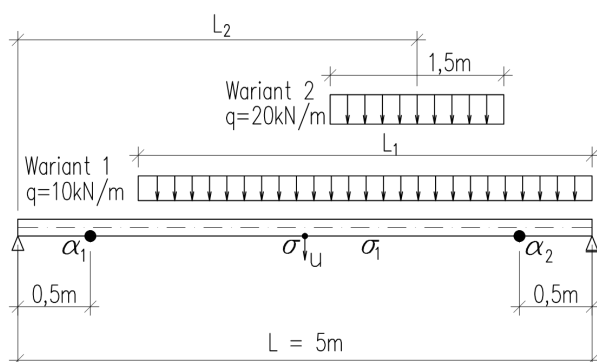


Rys. 3. Wykres momentu zginającego $M(x)$, ugięcia $w(x)$ i kąta obrotu $\varphi(x)$ belki swobodnie podpartej, równomiernie obciążonej

Fig. 3. Graph of the bending moment $M(x)$, deflection $w(x)$ and rotation angle $\varphi(x)$ of the simply supported, uniformly loaded beam

W powyższym przypadku występuje oczywiście jednoznaczna zależność pomiędzy poszczególnymi wielkościami. W celu przeanalizowania sytuacji obciążeń innych niż równomiernie rozłożone na całej długości elementu, przepro-

wadzano symulacje numeryczne belki jednoprzęsłowej o przekroju IPE200 i rozpiętości 5 m, poddanej obciążeniu zmieniającemu się od równomiernie rozłożonego na całej długości belki ($L_1 = L$) do zlokalizowanego na 1/10 długości ($L_1 = L/10$) - rys. 4., wariant 1. Przeanalizowano też przypadek pełnego obciążenia na jednej połowie belki i 1/2 obciążenia na drugiej części, a także zwiększone obciążenie lokalne o zmiennym położeniu (wariant 2 na rys. 4.). Założono pomiar ugięcia (u) w środku rozpiętości belki i kątów (α_1 , α_2) w odległości 0,5 m od podpór. Koncepcja podwójnego, tzw. "różnicowego" pomiaru kątów ma na celu kontrolę obciążeń niesymetrycznych [9].



Rys. 4. Schematy: pomiarowy i obciążenia belki

Fig. 4. Schemes: measuring and loading of a beam

Z analizy wyniku (porównanie kolumn i, k - tab. 1), że przy obciążeniach przyłożonych do co najmniej połowy belki, a także zgodnych z wierszem 11, proporcjonalność średniej wartości kąta obrotu ($\alpha_{sr} = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$) do naprężenia w środku rozpiętości (σ) jest zachowana z dokładnością do około 7%. W przypadku porównania średniego kąta obrotu do naprężenia maksymalnego (σ_1) proporcjonalność jest zachowana z dokładnością do około 12% (porównanie kolumn i, m). Przy obciążeniu znajdującym się na mniejszej części belki, rozbieżności rosną, wtedy jednak naprężenia maleją do poziomu poniżej typowych progów reakcji systemów monitoringu (około 30% naprężeń od obciążeń zmiennych).

Znacznie korzystniej wygląda relacja pomiędzy zmianami kąta mierzonego po stronie bardziej obciążonej, a maksymalnym naprężeniem (porównanie kolumn h, m) - przy obciążeniach przyłożonych do co najmniej połowy belki, maksymalne rozbieżności oscylują, w tym przypadku, w okolicy 3%. Przy obciążeniach mniejszych fragmentów belki rozbieżności sięgają kilkunastu procent - ma to jednak miejsce przy zmniejszających się naprężeniach.

W sytuacji obciążeń przyłożonych lokalnie (wiersze 12-16 - tab. 1.), rozbieżności proporcjonalności sięgają kilkunastu procent, zarówno w przypadku

relacji średniej wartości kąta obrotu do naprężenia w środku rozpiętości jak i porównania kąta obrotu po stronie bardziej obciążonej do maksymalnego naprężenia.

Podobne relacje obserwowano w przypadku pomiaru ugięć (porównanie kolumn d, k oraz kolumn d, m) - rozbieżności rosną wraz ze zmniejszaniem zakresu obciążenia.

Tabela 1. Zestawienie mierzonych wielkości dla belki z rys. 4.

Table 1. Measured quantities for beam from fig. 4.

Lp.	L_1/L	u [mm]	u/u _{max}	α_1 [°]	α_2 [°]	$\alpha_{sr} = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$	α_2/α_{max}	α_{sr}/α_{max}	σ [MPa]	σ/σ_{max}	σ_1 [MPa]	σ_1/σ_{1max}
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
1	1,00	20,5	1	0,708	0,708	0,708	1	1	241,62	1	241,62	1
2	0,90	20,0	0,975	0,687	0,694	0,6905	0,980	0,975	236,79	0,980	236,81	0,980
3	0,80	18,6	0,907	0,624	0,651	0,6375	0,919	0,900	222,29	0,920	222,63	0,921
4	0,70	16,3	0,795	0,533	0,583	0,558	0,823	0,788	198,13	0,820	200,07	0,828
5	0,60	13,4	0,654	0,427	0,495	0,461	0,699	0,651	164,30	0,680	170,49	0,706
6	0,50	10,2	0,499	0,317	0,391	0,354	0,552	0,500	120,81	0,500	135,91	0,562
7	0,40	7,0	0,341	0,214	0,282	0,248	0,398	0,350	77,32	0,320	98,97	0,410
8	0,30	4,2	0,205	0,125	0,175	0,150	0,247	0,212	43,49	0,180	62,84	0,260
9	0,20	1,9	0,093	0,057	0,084	0,0705	0,119	0,100	19,33	0,080	31,31	0,130
10	0,10	0,5	0,024	0,014	0,022	0,018	0,031	0,025	4,83	0,020	8,70	0,036
11*	0,25 +0,5	15,3	0,746	0,513	0,550	0,5315	0,777	0,751	181,22	0,75	184,99	0,766
	L_2/L											
12	0,50	18,8	0,917	0,628	0,628	0,628	0,887	0,887	246,46	1,020	246,46	1,020
13	0,60	17,8	0,868	0,567	0,635	0,601	0,897	0,849	227,13	0,940	236,58	0,979
14	0,70	15,0	0,732	0,463	0,577	0,520	0,815	0,734	173,97	0,720	207,02	0,857
15	0,80	10,8	0,527	0,327	0,444	0,3855	0,627	0,544	115,98	0,480	157,73	0,653
16	0,85	8,3	0,405	0,250	0,350	0,300	0,494	0,424	86,99	0,360	125,68	0,520

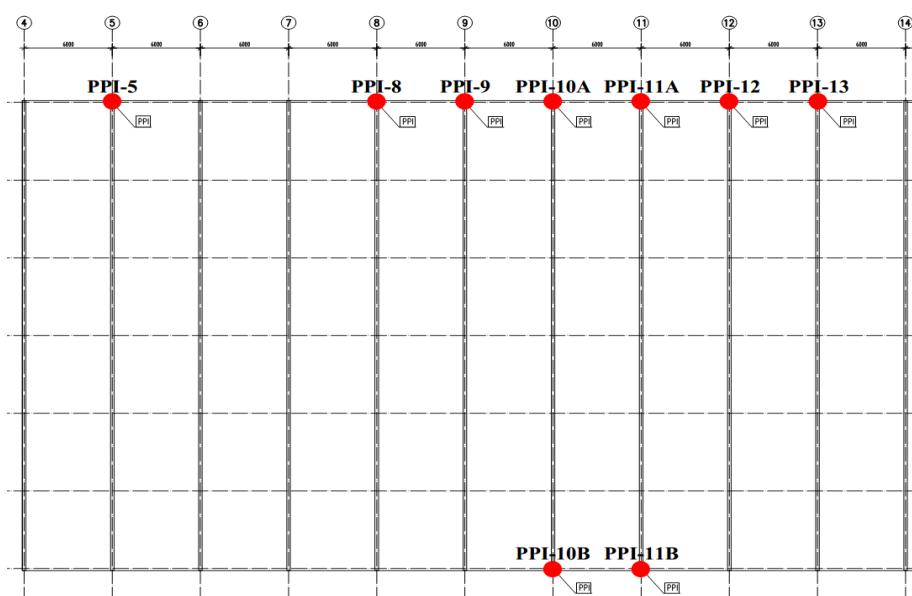
*Wiersz 11 - obciążenie równomiernie rozłożone na prawej połowie oraz 50% obciążenia równomiernie rozłożonego na lewej połowie.

Analogiczne symulacje przeprowadzono dla innych rodzajów ustrojów konstrukcyjnych - belek ciągłych, kratownic i układów ramowych. Wynika z nich, że wykorzystanie pomiaru kątów obrotu w systemie monitoringu jest możliwe, a uzyskiwane wyniki mogą stanowić wiarygodne źródło informacji o zachowaniu się konstrukcji. W przypadku obciążeń równomiernie rozłożonych, zgodnych z normowymi schematami obciążenia śniegiem i zbliżonych do powyższych, zmiany kątów obrotu w charakterystycznych punktach ustroju konstrukcyjnego są praktycznie proporcjonalne do zmian naprężeń w miejscu, w którym są one maksymalne. Przy mniej typowych rozkładach obciążeń rozbieżności w proporcjonalności zmian kątów obrotu i maksymalnych naprężeń rosną, pozostając jednak na akceptowalnym poziomie, na ogół kilku procent.

Dopiero przy obciążeniach bardzo nietypowych, np. małych fragmentów ustroju, rozbieżności znacząco rosną do kilkunastu albo nawet 20-30%, wtedy jednak naprężenia od obciążeń zmiennych (a więc tych monitorowanych) są na tak niskich poziomach, że wykraczają poza dolny próg reakcji systemu monitoringu.

4. Praktyczne wykorzystanie inklinometrów w systemie monitoringu

Bazująca na inklinometrach, metoda monitoringu przemieszczeń konstrukcji, opracowana w firmie WiSeNe została wykorzystana m.in. w systemie zainstalowanym w obiekcie o stalowej konstrukcji nośnej, z przegubowo opartymi na słupach dźwigarami kratowymi o rozpiętości 36 m. Rozstaw dźwigarów wynosi 6 m, a długość hali 96 m. Fragment rzutu hali z rozmieszczeniem czujników pokazano na rys. 5. W obiekcie zainstalowano łącznie 9 czujników inklinometrycznych umieszczonych na dolnych pasach dźwigarów - rys. 6. W dwóch przypadkach zlokalizowano je na obu końcach kratownic, a w pozostałych, na jednym końcu. Przyjmując takie rozwiązanie założono równomierny i symetryczny rozkład obciążeń śniegiem, a instalacja czujników na obu końcach dwóch dźwigarów miała na celu kontrolę przebiegu tego schematu obciążenia i dostarczenie informacji o ewentualnych odstępstwach od tego założenia.



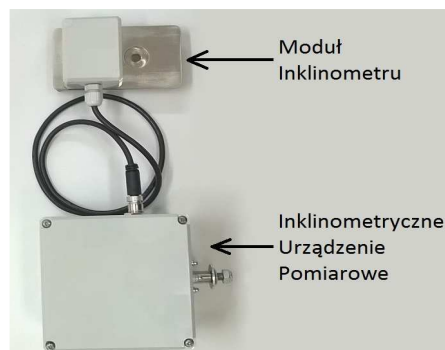
Rys. 5. Schemat instalacji systemu WiSeNe

Fig. 5. Installation scheme of the WiSeNe system



Rys. 6. Montaż czujnika inklinometrycznego na pasie dolnym dźwigara

Fig. 6. Assembly of the inclinometer sensor on the bottom chord of the girder



Rys. 7. Urządzenie pomiarowe z inklinometrem

Fig. 7. Measuring device with inclinometer

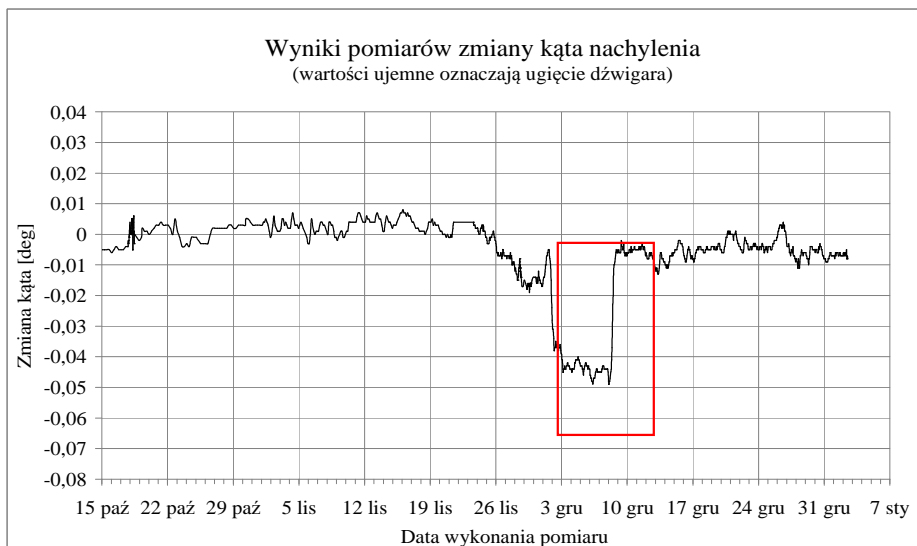
Bazujące na inklinometrze urządzenie pomiarowe składa się z Modułu Inklinometru zawierającego czujnik pomiarowy oraz układu sterującego zapewniającego współpracę i łączność z pozostałymi elementami systemu - rys. 7. W Module Inklinometru zastosowano czujnik inklinometryczny wykonany w technologii MEMS (*ang. Micro-Electro-Mechanical Systems*) mierzący kąt pomiędzy osią czułości Modułu Inklinometru i płaszczyzną poziomą (prostopadłą do wektora pola grawitacji). Odniesieniem jest tu więc stabilne i dostępne zawsze i wszędzie pole grawitacji ziemskiej, a czujnik może pracować w temperaturach od -20°C do $+60^{\circ}\text{C}$. Nie ma zatem ograniczeń środowiskowych, jakie występowały przy pomiarach z wykorzystaniem dalmierzy laserowych. Zakres pomiarowy czujnika wynosi $4,5^{\circ}$, a całkowity błąd pomiaru mieści się w zakresie $\pm 0,01^{\circ}$.

Poza urządzeniami pomiarowymi, w skład systemu wchodzi także retransmitery (wykorzystywane do komunikacji pomiędzy elementami systemu), urządzenie dostępowe oraz zarządzająca całością jednostka centralna. Oprócz urządzeń inklinometrycznych, w systemie mogą być równoległe wykorzystywane czujniki przemieszczeń liniowych bazujące na dalmierzach laserowych. Komunikacja pomiędzy zainstalowanymi na konstrukcji urządzeniami realizowana jest bezprzewodowo. Wszystkie urządzenia pomiarowe i retransmisyjne zasilane są z baterii, a jedynym elementem systemu wymagającym zewnętrznego źródła zasilania jest jednostka centralna, która w przypadku awarii sieci przełącza się automatycznie na zasilanie z wbudowanego UPS. Poszczególne urządzenia systemu komunikują się pomiędzy sobą z wykorzystaniem radiowej transmisji danych, a komunikacja z systemem odbywa się przez stronę WWW. System cyklicznie, w odpowiednio dobranych odstępach czasowych, zbiera i analizuje, uzyskiwane z urządzeń pomiarowych, informacje o zmianach kątów obrotu re-

prezentatywnych elementów konstrukcji wywołanych obciążeniem, np. śniegiem lub wodą opadową. W przypadku współwystępowania czujników przemieszczeń liniowych, zbierane i przetwarzane są także informacje o zmianach tych przemieszczeń.

Zarządzająca pracą systemu jednostka centralna, na podstawie danych pomiarowych, generuje komunikaty o stopniu zagrożenia przeciążeniem konstrukcji obiektu i stanie systemu. Jednostka ta jest także odpowiedzialna za komunikację pomiędzy systemem a użytkownikami.

System wykrywa szereg zdarzeń dotyczących monitorowanej konstrukcji, a także związanych z działaniem samego systemu i reaguje na nie odpowiednimi komunikatami: informacjami (nie ma wymogu reakcji), ostrzeżeniami (wymóg inspekcji i ewentualnie interwencji) lub alarmami (wymóg bezwzględnej interwencji). Najważniejszym zdarzeniem wykrywanym przez system jest przekraczanie kolejnych poziomów (tzw. wartości progowych) kąta obrotu elementów konstrukcji w miejscach instalacji czujników. Na podstawie porównania mierzonej wartości zmiany kąta z wartościami progowymi, określany jest stopień zagrożenia przeciążeniem konstrukcji/wykorzystania nośności elementów konstrukcji i rodzaj generowanego komunikatu. Dla każdego punktu pomiarowego zdefiniowana jest indywidualna wartość dopuszczalnej zmiany kąta obrotu od obciążeń występujących po zainstalowaniu systemu oraz wartości progowe L1 - L4 - odpowiednio 30%, 50%, 70 oraz 100% dopuszczalnej zmiany kąta obrotu. Dopuszczalna zmiana wartości kąta obrotu waha się w przypadku poszczególnych punktów w przedziale od 0,320 do 0,380°.



Rys. 8. Przykładowe wyniki pomiarów

Fig. 8. Sample measurement results

Przekraczanie kolejnych wartości progowych determinuje typ komunikatów generowanych przez system i wysyłanych do użytkowników w formie SMS i/lub e-mail (informacje, ostrzeżenia i alarmy), częstotliwość pomiarów (zwiększana wraz z przekraczaniem kolejnych progów) oraz pożądane działania użytkowników (inspekcja lub interwencja).

Przykładowe wyniki pomiarów jednego z czujników przedstawiono na rys. 8. Znacząca zmiana kąta została zarejestrowana 1 grudnia 2016 roku i była ona związana z opadami śniegu. Następnie, 8 grudnia nastąpiło stopienie śniegu, co znajduje odzwierciedlenie w zmianie/zmniejszeniu kąta z 0,05 do 0,005 stopnia. Maksymalna zmiana wyniosła więc 0,05 stopnia, podczas gdy pierwszy próg (L1) wynosił w tym przypadku 0,1 stopnia - oznacza to, że nie został on osiągnięty i nie nastąpiła żadna reakcja systemu.

5. Podsumowanie

Bazująca na inklinometrach metoda monitoringu przemieszczeń konstrukcji budowlanych jest rozwiązaniem, które może zastąpić i/lub uzupełnić wykorzystywane aktualnie dalmierze laserowe. Inklinometry charakteryzują się korzystnymi właściwościami metrologicznymi, a metoda jest pozbawiona największych niedogodności związanych ze stosowaniem dalmierzy laserowych. Inklinometry, po odpowiednim zabezpieczeniu elektroniki, nie są wrażliwe na typowe warunki klimatyczne i nie wymagają zewnętrznej bazy odniesienia - jest nią tu pole grawitacji. Są ponadto bardziej energooszczędne, co w przypadku systemów zasilanych bateryjnie ma zasadnicze znaczenie dla komfortu obsługi. Stosunkowo istotnym utrudnieniem w stosowaniu inklinometrów w monitoringu konstrukcji jest natomiast większa niż w przypadku dalmierzy laserowych, trudność w wyznaczeniu odpowiednich miejsc pomiaru i wartości dopuszczalnych przemieszczenia kąтового. Wymaga to bardziej zaawansowanej analizy konstrukcji, niż w przypadku systemów wykorzystujących dalmierze.

W przygotowaniu publikacji wykorzystano wyniki badań zrealizowanych w ramach projektu Nr UDA-POIG.01.04.00-14-109/13-03 oraz projektu MONIT - „Monitorowanie Stanu Technicznego Konstrukcji i Ocena jej Żywotności”, współfinansowanych przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Literatura

- [1] Giżejowski M., Antoszkiewicz E., Wierzbicki S., Pióro Z., Wireless Sensor Network Systems for Structural Health Monitoring of Building Structures. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligence Infrastructure, Cancun, Mexico (SHMII-5), 2011, p. 34 [full text on CD].
- [2] Giżejowski M., Wilde K., Uziak J., Wierzbicki S., On a Necessity of Monitoring Systems for Sustainable Development of Mechanical and Civil Engineering Infrastructure. Botswana Journal of Technology, 2011, vol. 19, number 2, p. 9-20.

- [3] Wierzbicki S., Gizejowski M., Stachura Z., Structural Failures and Monitoring of Structural Health with Use of WiSeNe^{MONIT} System. Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, CRC PRESS/BALKEMA: Proceedings and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, 2013, p. 2365-2370, full text e-book.
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2009 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. z 2009 r. Nr 56 poz. 461, §204, ust. 7).
- [5] Wilde K., Zautomatyzowane systemy monitoringu technicznego dachów stalowych. 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz KN PZITB, Krynica 2010, Wyd. Konf. Tom 2, str. 729-736.
- [6] Wierzbicki S.: Monitoring konstrukcji stalowych. Cz.2, w: Builder, PWB MEDIA, vol. 20, nr 8, 2016, ss. 60-63.
- [7] Osiniak M., Pióro Z., Jakubowski A., Wierzbicki S.: Koncepcja wykorzystania inklinometrów z czujnikami MEMS do monitorowania obciążenia konstrukcji dachów, Elektronika: konstrukcje, technologie, zastosowania, 7/2016, ss. 41-44.
- [8] Osiniak M., Pióro Z., Jakubowski A., Wierzbicki S.: Możliwość realizacji inklinometru z czujnikiem MEMS dla systemów monitorowania obciążenia konstrukcji dachów, Elektronika: konstrukcje, technologie, zastosowania, 1/2017, ss. 37-42.
- [9] Pióro Z., Antoszkiewicz E., Osiniak M., Wierzbicki S., zgłoszenie patentowe P.419218 pt. „Sposób monitorowania obciążenia zmiennego konstrukcji dachu” z dnia 21.10.2016 roku.

APPLICATION OF INCLINOMETERS IN STRUCTURE MONITORING

Summary

The paper discusses the problem of measuring local changes of rotation angles of structural elements as a method of monitoring the behavior of structure. The purpose of the research and analysis is to develop a measurement method that could be used in structure monitoring systems as an alternative to conventional laser distance measurement. Inclinerometers with MEMS sensors having good metrological properties at acceptable costs, were proposed. The advantages and limitations of this method have been analyzed in relation to the alternative measurement of displacement with laser rangefinders. The possibility of using inclinometers to monitor of typical structures is discussed, as well as an example of a technical monitoring system using such a measurement method.

Keywords: structure monitoring, displacement measurements, rotation angles measurements, MEMS inclinometer, wireless system

Przesłano do redakcji: 05.05.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Magdalena LACHOWICZ¹

MODELOWANIE OŚRODKA LEPKOSPĘŻYSTEGO W METODZIE ELEMENTÓW CZASOPRZESTRZENNYCH

W pracy rozpatruje się ośrodek lepkospężysty, który został opisany równaniami całkowymi (model całkowity) z wykorzystaniem funkcji relaksacji (tensorowej funkcji relaksacji). Opracowano model obliczeniowy do analizy takich ośrodków z użyciem metody elementów czasoprzestrzennych. Zamieszczony przykład obliczeń (tarcza lepkospężysta) wskazuje na poprawność i efektywność tego modelu obliczeniowego.

Słowa kluczowe: ośrodek lepkospężysty, metoda elementów czasoprzestrzennych, model obliczeniowy

1. Wstęp

Nowatorskim wariantem metody elementów skończonych (MES) jest metoda elementów czasoprzestrzennych (MECZ), której podstawy stworzył w latach 70. XX wieku Profesor Kączkowski [4,5]. Cechą wyróżniającą MECZ od innych metod bezpośredniego całkowania równań ruchu jest charakterystyczna aproksymacja funkcji czasoprzestrzennych (w przypadku mechaniki ciała stałego: pól przemieszczeń, odkształceń, naprężeń i innych funkcji) w całym analizowanym obszarze czasoprzestrzennym.

Problemy związane z wyznaczaniem naprężeń i odkształceń w ciałach lepkospężystych komplikują się głównie z powodu równań fizycznych, które występują w postaci dość złożonych równań różniczkowych lub całkowitych [3,9].

Wydaje się, że metoda elementów czasoprzestrzennych stwarza nową jakość, zwłaszcza w niestacjonarnych zagadnieniach początkowo-brzegowych. Odnosi się to także do ośrodka lepkospężystego. W niniejszej pracy pokazano modelowanie dowolnego ośrodka lepkospężystego w metodzie elementów czasoprzestrzennych.

¹ Magdalena Lachowicz, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. J. J. Śniadeckich, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, ul. Al. prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz, 523408500, m.lachowicz@utp.edu.pl

2. Problem początkowo–brzegowy ośrodka lepko–sprężystego

Rozpatruje się ośrodek lepko–sprężysty zajmujący obszar \bar{V} , który jest podzbiorem przestrzeni euklidesowej trójwymiarowej R^3 . Przez V oznacza się wnętrze tego obszaru, a przez ∂V jego brzeg, który jest sumą zbiorów ∂V_t i ∂V_u (na powierzchni ∂V_t znane są obciążenia, a na ∂V_u przemieszczenia).

Ruch ciała analizuje się w przedziale $t \in \langle 0, \infty \rangle$. Ciało to podlega infinitezimalnym deformacjom, co oznacza ośrodek geometrycznie liniowy. Zmienne dynamiczne składające się z pola wektorowego przemieszczeń \mathbf{u} i sił masowych $\rho \mathbf{f}$, symetrycznego pola tensorowego naprężeń $\boldsymbol{\sigma}$ i odkształceń $\boldsymbol{\varepsilon}$ określone są na iloczynie kartezjańskim zbiorów $(\mathbf{X}, t) \in V \times \langle 0, \infty \rangle$. Pole wektorowe obciążeń powierzchniowych $\hat{\mathbf{t}}$ opisane jest natomiast na iloczynie $(\mathbf{X}, t) \in \partial V_t \times \langle 0, \infty \rangle$. Wymienione zmienne dynamiczne są funkcjami ciągłymi i dostatecznie gładkimi. Dany jest obszar $(V, \partial V_t$ i $\partial V_u)$ z warunkami brzegowymi, obciążenie powierzchniowe $\hat{\mathbf{t}}(\mathbf{X}, t)$ i masowe $\rho \mathbf{f}$, funkcje relaksacji Ψ oraz warunki początkowe.

Poszukuje się pola przemieszczenia $u_i(\mathbf{X}, t)$, odkształcenia $\varepsilon_{ij}(\mathbf{X}, t)$ i naprężenia $\sigma_{ij}(\mathbf{X}, t)$ ($i, j = 1, 2, 3$).

Przedstawiony problem (materiał liniowo lepko–sprężysty) można opisać następującym zestawem równań [2, 3, 8]:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial X_i} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \quad (1)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial X_j} + \frac{\partial u_j}{\partial X_i} \right)$$

$$\sigma_{ij} = \Psi_{ijkl}(\mathbf{X}, 0) \varepsilon_{kl}(\mathbf{X}, t) + \int_0^t \varepsilon_{kl}(\mathbf{X}, t - \tau) \dot{\Psi}_{ijkl}(\mathbf{X}, \tau) d\tau;$$

$$(\mathbf{X}, t) \in V \times \langle 0, \infty \rangle$$

Uzupełnieniem są warunki brzegowe:

$$\hat{t}_j = \sigma_{ij} n_i; (\mathbf{X}, t) \in \partial V_p \times \langle 0, \infty \rangle; \quad (2)$$

$$u_j = \hat{u}_j; (\mathbf{X}, t) \in \partial V_u \times \langle 0, \infty \rangle$$

i warunki początkowe:

$$u_j = u_j^0; \dot{u}_j = \vartheta_j^0; (\mathbf{X}, t) \in V \times \{0\} \quad (3)$$

Wielkość $\Psi_{ijkl}(\mathbf{X}, 0^+)$ jest wartością graniczną $\Psi_{ijkl}(\mathbf{X}, t)$, gdy $t \rightarrow 0$ od strony dodatniej. Wielkość Ψ_{ijkl} jest polem tensorowym czwartego rzędu, nazywanym

tensorową funkcją relaksacji. Symetria tensorów naprężenia σ_{ij} i odkształcenia ε_{ij} powoduje symetrię tensora Ψ_{ijkl} , tzn.

$$\Psi_{ijkl} = \Psi_{jikl} = \Psi_{ijlk} \quad (4)$$

Jeżeli tensor Ψ_{ijkl} jest niezmienniczy względem obrotu osi współrzędnych, wtedy mamy do czynienia z materiałem izotropowym i wówczas

$$\Psi_{ijkl} = \frac{\Psi_2 - \Psi_1}{3} \delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{\Psi_1}{2} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (5)$$

Funkcje Ψ_1 i Ψ_2 nazywane są funkcjami relaksacyjnymi odpowiadającymi kolejno ścinaniu (zmiana postaci) i wszechstronnemu ścisaniu (zmiana objętości). W dalszych rozważaniach przyjmujemy, że funkcje tworzące Ψ_{ijkl} wyznaczone są doświadczalnie.

Na bazie równań (1)₁ i (2)₁ można wyprowadzić równanie czasopracy wirtualnej [6, 9]:

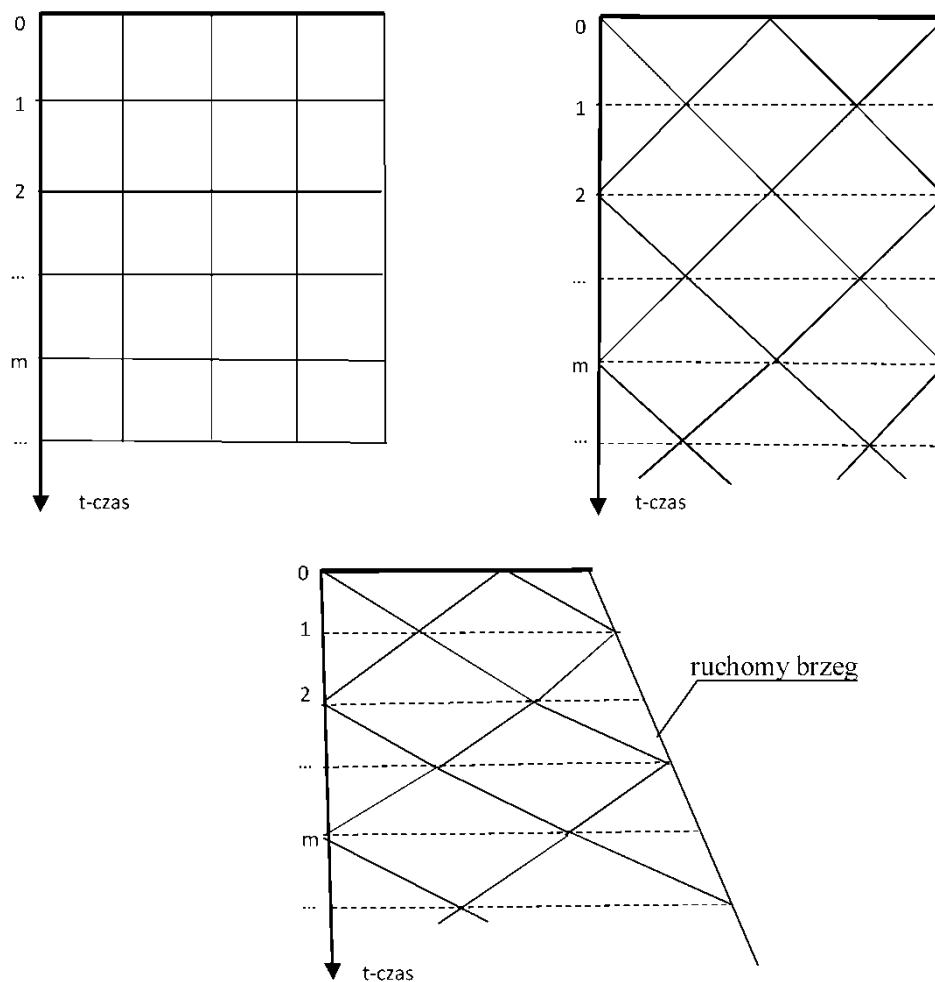
$$\begin{aligned} & \int_0^{t_1} \left[\int_V \varrho (f_j \delta u_j + \dot{u}_j \delta \dot{u}_j) dV + \int_{\partial V_t} \hat{t}_j \delta u_j d(\partial V) \right] dt = \\ & = \int_0^{t_1} \int_V \delta \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} dV dt \end{aligned} \quad (6)$$

gdzie δu_j i $\delta \varepsilon_{ij}$ oznaczają wariację kolejno przemieszczeń i odkształceń. Poszczególne całki równania (6) wyrażone są w $J \cdot s = N \cdot m \cdot s$, dlatego to równanie nazywa się równaniem czasopracy lub czasoenegii. Równanie (6) to w istocie zasada Hamiltona [1, 2, 10].

3. Równania MECZ

Dyskretyzacja obszaru czasoprzestrzennego odbywa się w sposób charakterystyczny dla MES. Dotyczy to także dyskretyzacji po współrzędnej czasowej (rys. 1.). Istnieje tutaj duża dowolność i możliwość dostosowania dyskretyzacji do analizowanego zjawiska, procesu.

Poszczególne parametry lepkosprężyste Ψ_{ijkl} wyrażone są w postaci funkcji relaksacji (rys. 2a). Funkcje te można zdyskretyzować w sposób dostosowany do zdyskretyzowanego pasma czasoprzestrzennego (rys. 2b). Przyjmuje się, że w obszarze skończonego elementu czasoprzestrzennego (SKECZ) zmienność funkcji Ψ_{ijkl} jest liniowa. Jest to w pełni uzasadnione biorąc pod uwagę mały wymiar czasowy SKECZ [7].



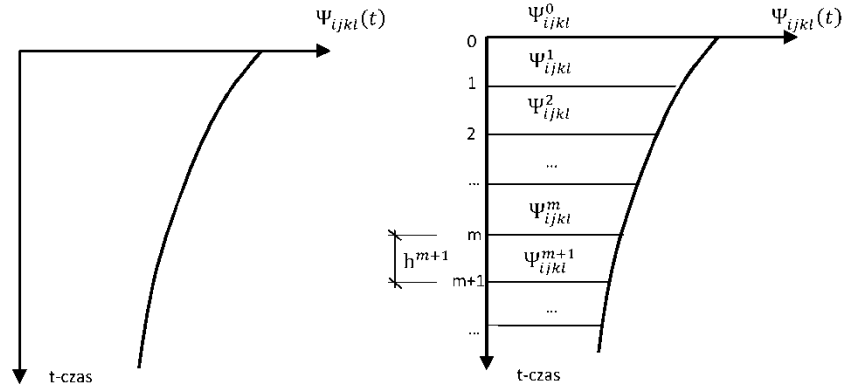
Rys. 1. Przykłady dyskretyzacji obszaru czasoprzestrzennego po współrzędnej czasowej t

Fig. 1. Examples of space time discretization along time coordinate t

Na podstawie równania czasopracy wirtualnej (6), trzymając się zasad charakterystycznych dla MES, otrzymuje się następujący układ równań algebraicznych MECZ [4, 5, 9]

$$\mathbf{A} = \mathbf{K}\mathbf{r} + \mathbf{F} = \mathbf{0} \quad (7)$$

w którym \mathbf{K} jest globalną macierzą sztywności czasoprzestrzennej, a \mathbf{r} i \mathbf{F} są wektorami poszukiwanych przemieszczeń węzłowych i znanych impulsów wywołujących ruch. Elementy macierzy \mathbf{K} opisane są następującym wzorem [7].



Rys. 2. Funkcja relaksacji (a) z odpowiednią dyskretyzacją (b)

Fig. 2. Function of relaxation (a) with appropriate discretization (b)

$$K_{\alpha\beta}^{em} = \iint_{\Omega_e} (B_{ij\alpha}^e C_{ij\beta}^{em} - \Phi_{j\alpha}^e \rho^e \dot{\Phi}_{j\beta}^e) d\Omega \tag{8}$$

gdzie:

$$C_{ij\beta}^{em} = \Psi_{ijkl}^{em}(\mathbf{X}, -t_p^e) B_{kl\beta}^e(\mathbf{X}, t) + A_{ijkl}^{em} \int_{-t_p^e}^{t_k^e} B_{kl\beta}^e(\mathbf{X}, t - \tau) d\tau \tag{9}$$

$$A_{ijkl}^{em} = \frac{\Psi_{ijkl}^{e,m+1} - \Psi_{ijkl}^{em}}{h^{e,m+1}}$$

Inne oznaczenia:

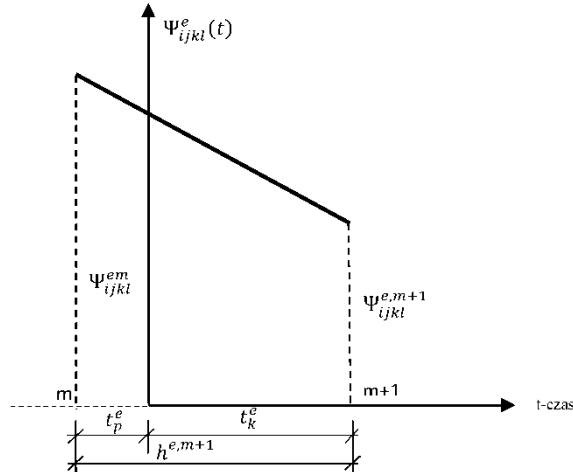
$\Phi_{i\alpha}^e = \Phi_{i\alpha}^e(\mathbf{X}, t)$ – funkcja kształtu;

Ω_e – obszar SKECZ, $i, j, k, l = 1, 2, 3$;

$\alpha, \beta = 1, 2, 3, \dots, w_e \cdot s_e$ (w_e – liczba węzłów SKECZ, s_e – liczba stopni swobody w węźle SKECZ);

$e = 1, 2, \dots, E$ (E – liczba SKECZ), $m = 0, 1, 2, \dots$ (rys. 1-2).

Dopełnieniem do użytych oznaczeń jest rys. 3.



Rys. 3. Opis funkcji relaksacji $\Psi_{klm}^e(t)$ w obszarze SKECZ, w układzie współrzędnych lokalnych
 Fig. 3. Description of function of relaxation $\Psi_{klm}^e(t)$ in FSTE area, in the system of local coordinates

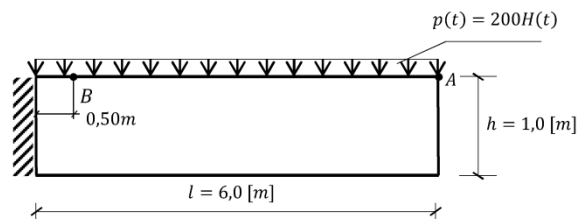
Przy znanych warunkach początkowych, równania MECZ (7) przekształcają się w schemat rekurencyjny w postaci [np. 5, 9]:

$$\begin{aligned} \mathbf{r}^1 &= (\mathbf{B}^0)^{-1}(-\mathbf{F}^0 - \mathbf{A}^0 \mathbf{r}^0) \\ \mathbf{r}^2 &= (\mathbf{B}^1)^{-1}[-\mathbf{F}^1 - \mathbf{C}^1 \mathbf{r}^0 - (\mathbf{D}^1 + \mathbf{A}^1) \mathbf{r}^1] \\ \mathbf{r}^{m+1} &= (\mathbf{B}^m)^{-1}[-\mathbf{F}^m - \mathbf{C}^m \mathbf{r}^{m-1} - (\mathbf{D}^m + \mathbf{A}^m) \mathbf{r}^m] \end{aligned} \quad (10)$$

Macierze \mathbf{A}^m , \mathbf{B}^m , \mathbf{C}^m i \mathbf{D}^m są podmacierzami macierzy globalnej \mathbf{K} sformułowanymi w chwili $m = 0, 1, 2, \dots$ (por. rys. 1-2) [np. 5, 7, 9].

4. Przykład obliczeń

Rozpatruje się tarczę lepkosprężystą poddaną obciążeniu poprzecznemu (rys. 4.)



Rys. 4. Analizowana tarcza lepkosprężysta
 Fig. 4. Analyzed viscous elastic disc

$H(t)$ – funkcja Heaviside'a

$t = 0,20$ [m] – grubość tarczy; $\varrho = 7800$ [$\frac{kg}{m^3}$]; $E = 2,1 \cdot 10^{11}$ [$\frac{N}{m^2}$]

$\nu = 0,3$

$h^e = 1,0 \cdot 10^{-4}$ [s] – wymiar czasowy SKECZ

Przyjęto, że materiał tarczy jest jednorodny i izotropowy. Ponadto przyjęto, że zmiana postaci ma charakter lepkosprężysty, o przykładowej funkcji relaksacji:

$$\Psi_1(t) = \mu(1 + e^{-\kappa t}) \quad (11)$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

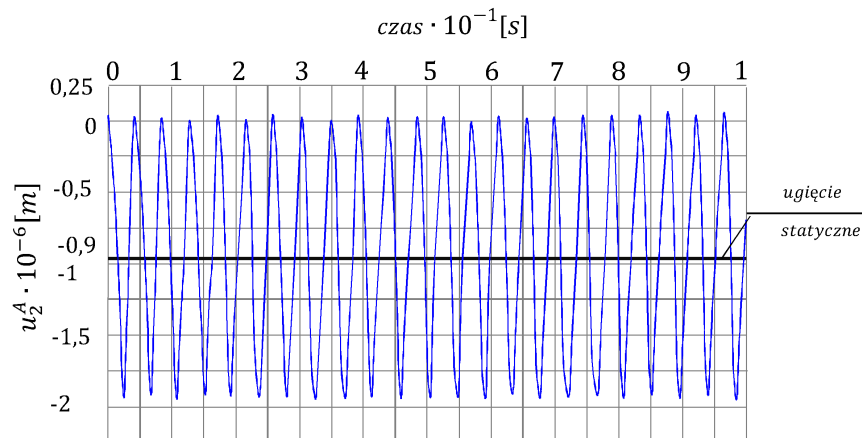
a zmiana objętości zachodzi sprężysto:

$$\Psi_2(t) = 3K \quad (12)$$

$$K = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

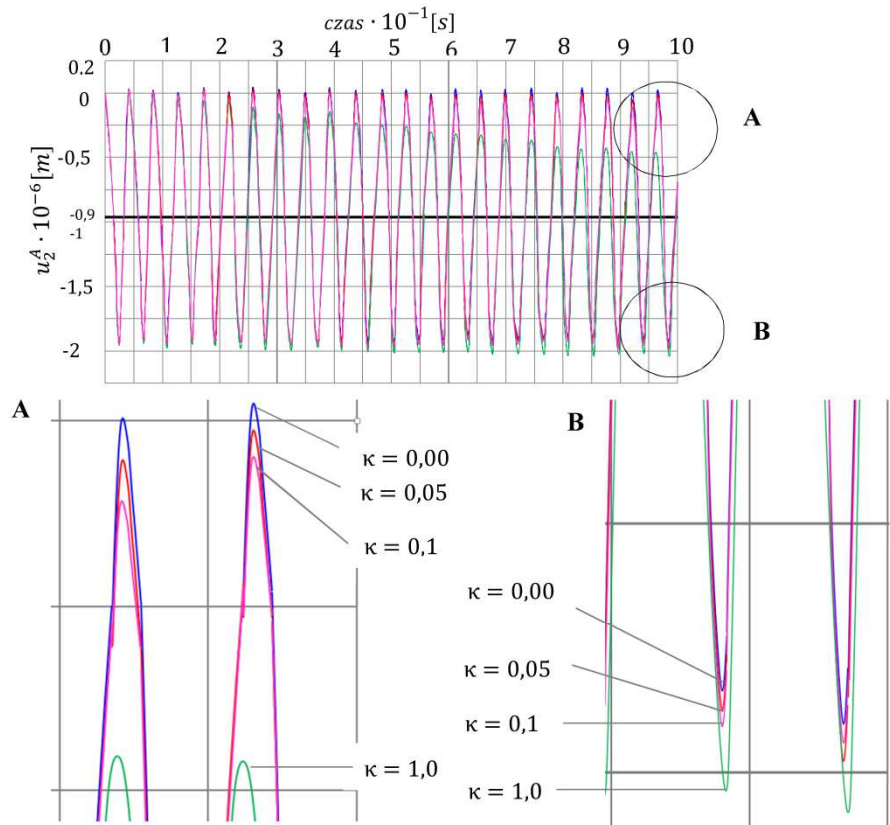
Wielkość κ jest parametrem opisującym intensywność relaksacji, w przypadku $\kappa = 0,0$ mamy do czynienia z ośrodkiem sprężystym.

Poniżej przedstawia się wykresy przemieszczeń pionowych punktu A w zależności od wartości parametru κ (rys. 5-6) oraz naprężeń normalnych w punkcie B (rys. 7.).



Rys. 5. Tarcza sprężysta: $\Psi_1 = 2\mu$, $\Psi_2 = 3K$. Przemieszczenie pionowe punktu A, u_2^A
 — ugięcie od statycznego działania obciążenia (wspornik)
 — ugięcie tarczy od dynamicznego działania obciążenia

Fig. 5. Elastic disc : $\Psi_1 = 2\mu$, $\Psi_2 = 3K$. Vertical displacement of point A, u_2^A
 — deflection caused in effect of static load (support)
 — deflection of disc caused in effect of dynamic load

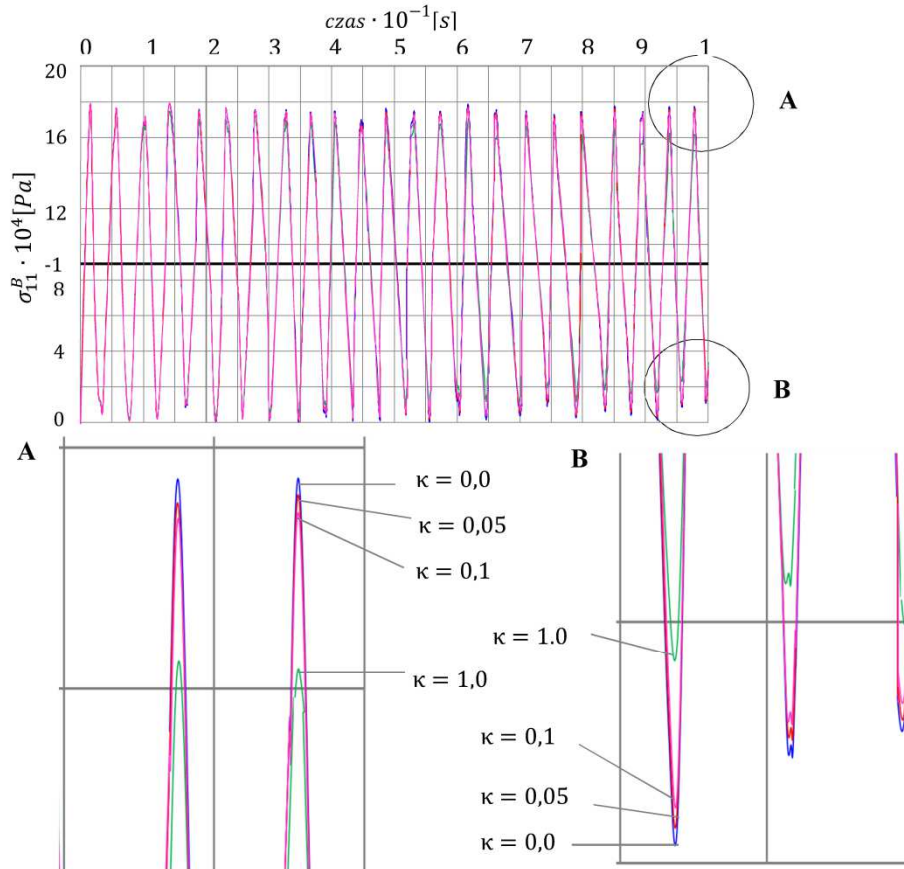


Rys. 6. Tarcza lepkosprężysta: $\Psi_1(t) = \mu(1 + e^{-\kappa t})$, $\kappa = 0,0$; $\kappa = 0,05$; $\kappa = 0,1$; $\kappa = 1,0$; $\Psi_2 = 3K$.
Przemieszczenie pionowe w punkcie A, u_2^A

- ugięcie od statycznego działania obciążenia (wspornik sprężysty)
- ugięcie od dynamicznego działania obciążenia (wspornik sprężysty), $\kappa = 0,00$
- tarcza lepkosprężysta $\kappa = 0,05$
- tarcza lepkosprężysta $\kappa = 0,1$
- tarcza lepkosprężysta $\kappa = 1,0$

Fig. 6. Viscous elastic disc: $\Psi_1(t) = \mu(1 + e^{-\kappa t})$, $\kappa = 0,0$; $\kappa = 0,05$; $\kappa = 0,1$; $\kappa = 1,0$; $\Psi_2 = 3K$.
Vertical displacement in point A, u_2^A

- deflection caused by static load (elastic support)
- deflection caused by dynamic load (elastic support), $\kappa = 0,00$
- viscous elastic disc $\kappa = 0,05$
- viscous elastic disc $\kappa = 0,1$
- viscous elastic disc $\kappa = 1,0$



Rys. 7. Tarcza lepkosprężysta: $\Psi_1(t) = \mu(1 + e^{-\kappa t})$, $\kappa = 0,0$; $\kappa = 0,05$; $\kappa = 0,1$; $\kappa = 1,0$; $\Psi_2 = 3K$. Naprężenia normalne w punkcie B, σ_{11}^B

- naprężenia od statycznego działania siły (wspornik sprężysty)
- naprężenia od dynamicznego działania siły (wspornik sprężysty), $\kappa = 0,00$
- tarcza lepkosprężysta, $\kappa = 0,05$
- tarcza lepkosprężysta, $\kappa = 0,1$
- tarcza lepkosprężysta, $\kappa = 1,0$

Fig. 7. Viscous elastic disc : $\Psi_1(t) = \mu(1 + e^{-\kappa t})$, $\kappa = 0,05$; $\kappa = .1$; $\kappa = 1,0$; $\Psi_2 = 3K$. Normal stress in point B, σ_{11}^B

- stresses caused by static force (elastic support)
- stresses caused by dynamic force (elastic support), $\kappa = 0,00$
- viscous elastic disc, $\kappa = 0.05$
- viscous elastic disc, $\kappa = 0.1$
- viscous disc, $\kappa = 1.0$

Rozważana tarcza jest w istocie zginanym wspornikiem. Stosując inżynierską teorię belkową, dysponujemy następującym znanym rozwiązaniem od statycznego obciążenia $p(t) = p_0 = 200 \text{ kN/m}$ (ugięcie końca wspornika sprężystego):

- bez uwzględnienia ścinania – $w_{max} = 9,26 \cdot 10^{-6} \text{ m}$;
- z uwzględnieniem ścinania – $w_{max} = 9,52 \cdot 10^{-6} \text{ m}$.

Można też wyznaczyć dla wspornika sprężystego częstotliwość drgań własnych, ze znanego wzoru, np. dwie pierwsze częstotliwości:

$$\omega_1 = 146,23 \text{ Hz}; \quad \omega_2 = 916,75 \text{ Hz}.$$

Otrzymane wyniki obliczeń numerycznych MECZ wskazują na wysoką zgodność i poprawność jakościową zastosowanego modelu lepkosprężystego, ponieważ:

- Amplituda ugięcia tarczy sprężystej w punkcie A , u_2^A mieści się w przedziale $1,83 \cdot 10^{-6} \div 1,91 \cdot 10^{-6} \text{ m}$, wobec ugięcia statycznego wynoszącego $9,3 \cdot 10^{-6} \div 9,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}$. Oznacza to, że amplituda ugięcia wynosi prawie $2u_{stat.}$. Wysoka zgodność wyników obliczeń dotyczy także częstotliwości drgań.
- Ze wzrostem parametru κ charakteryzującym intensywność relaksacji stwierdzono m.in.:
 - spadek amplitudy przemieszczeń, jest to efekt tłumienia drgań (rys. 6.),
 - spadek amplitudy naprężeń, jest to efekt relaksacji.

W podsumowaniu należy zaznaczyć, że stwierdzono w przedstawionym przykładzie obliczeń takie charakterystyczne i oczekiwane efekty jak:

- tłumienie drgań,
- pełzanie (przyrost odkształceń w czasie),
- relaksacja (spadek naprężeń w czasie).

Efektywność tych zjawisk zależy oczywiście od udziału fazy lepkiej w odniesieniu do fazy sprężystej, czyli od przyjętej funkcji relaksacji.

5. Podsumowanie

Do opisu lepkosprężystych cech materiałów konstrukcyjnych przyjęto model całkowy. Związki fizyczne opisano z wykorzystaniem funkcji relaksacji. Funkcje te można wyznaczyć doświadczalnie, co umożliwia uwzględnienie jednocześnie zjawisk różnego typu nieciągłości, efektów starzenia itp. Biorąc pod uwagę specyficzne cechy MECZ (np. mały wymiar czasowy SKECZ) opracowano sposób (model) zdefiniowania naprężeń w obszarze SKECZ. Jest to oryginalny element pracy.

Wykazano, że modelowanie ośrodka lepkosprężystego nie zaburza ogólnego algorytmu obliczeń metodą elementów czasoprzestrzennych. Przy znanych warunkach początkowych, równania MECZ sprowadzają się do formuły rekurencyjnej.

W profesjonalnych programach komputerowych, w których rozwiązuje się przeróżne problemy początkowo-brzegowe (np. ABAQUS, ANSYS) stosuje się

rozprężenie przestrzeni od czasu. W związku z tym można zauważyć, że przy większych prędkościach analizowanych zjawisk to rozprężenie może być źródłem znacznych niedokładności obliczeń. W MECZ, przy odpowiednim doborze funkcji kształtu, sprzężenie czasu i przestrzeni jest rzeczą naturalną. Jest to ważny walor MECZ.

Literatura

- [1] Bailey C.D., 1975. A new look at Hamilton's law of varying action, AIAA J.13, 1154-1157.
- [2] Fung Y.C., 1965. Foundation of Solid Mechanics, Englewood Cliffs, Prentice-Hall 1969. Wydanie polskie: Podstawy mechaniki ciała stałego, PWN Warszawa.
- [3] Gurtin M.E., Sternberg E., 1962. On the linear theory of viscoelasticity, Arch. Rat. Mech. Anal. 11,1, pp. 291-356.
- [4] Kączkowski Z., 1975. The method of finite space-time elements in dynamics of structures, J. Techn. Phys. 16,1, pp. 69-84.
- [5] Kączkowski Z., 1976. Metoda czasoprzestrzennych elementów skończonych, Arch. Inż. Łąd., 3(22), ss. 365-378.
- [6] Kleiber M. (red.), 1995. Mechanika techniczna, tom XI. Komputerowe metody mechaniki ciał stałych, PWN Warszawa.
- [7] Lachowicz M., 2015. Numeryczne modelowanie ośrodka lepkosprężystego, Budownictwo ogólne. Zagadnienia konstrukcyjne, materiałowe i cieplno-wilgotnościowe w budownictwie, Bydgoszcz, Wydawnictwa Uczelniane UTP, 2015, ss. 91-95.
- [8] Nowacki W., 1963. Teoria pełzania, Arkady Warszawa.
- [9] Podhorecki A., 2005. Podstawy teoretyczne metody elementów czasoprzestrzennych, Wyd. Uczelniane ATR, Bydgoszcz.
- [10] Podhorecki A., 1989. Stabilność rozwiązań w metodzie elementów czasoprzestrzennych, Rozp. Inż., 37, ss. 41-51.

MODELLING OF A VISCOELASTIC CONTINUUM WITH THE USE OF SPACE-TIME ELEMENT METHOD

Summary

The article deals with a viscoelastic continuum which is described by integral equations (integral model) with the use of relaxation function (tensor relaxation function). A calculation model for analysis of such continua with the use of time-space elements has been developed. The included calculation example (viscoelastic disc) indicates correctness and effectiveness of this calculation model.

Keywords: viscoelastic continuum, space-time element method, calculation model

Przesłano do redakcji: 30.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Tomasz JANIAK¹

METODA NUMERYCZNEJ NIELINIOWEJ ANALIZY BELEK ŻELBETOWYCH

W artykule omawia się autorski algorytm nieliniowej analizy belek żelbetowych. Algorytm składa się z dwóch etapów. W pierwszym etapie wyznaczane są funkcje sztywności przekrojów żelbetowych z uwzględnieniem zbrojenia oraz nieliniowych związków konstytutywnych opisujących beton i stal zbrojeniową. Drugi etap obejmuje iteracyjną procedurę dotyczącą analizy statycznej belek przy aktualizacji sztywności w kolejnych krokach obliczeń. W drugiej części artykułu zaprezentowano wyniki obliczeń wykonanych przy pomocy autorskiego programu komputerowego, w którym wykorzystano metodę różnic skończonych (MRS). Przedstawiono trzy przykłady obliczeniowe, w których porównano wyniki analizy nieliniowej belek z wynikami ciągle powszechnie stosowanej analizy liniowo-sprężystej.

Słowa kluczowe: analiza statyczna, belka, żelbet, model nieliniowy, metoda różnic skończonych, Eurokod 2

1. Wprowadzenie

Autor niniejszego artykułu wcześniej brał udział przy opracowaniu numerycznego algorytmu służącego do analizy przekrojów żelbetowych prowadzącego do uzyskania funkcji ich sztywności giętej (przedstawiono to w cyklu artykułów [1, 2]). Wspomniany algorytm uwzględniał zależności konstytutywne dla betonu i stali zbrojeniowej przedstawione w Eurokodzie 2 (EC2) [3]. Możliwość uzyskiwania nieliniowych funkcji sztywności giętej przekrojów żelbetowych stała się podstawą do kontynuowania prac zmierzających do opracowania algorytmu nieliniowej analizy statycznej belek żelbetowych.

Zagadnienie nieliniowej analizy belek żelbetowych nie jest nowe i było przedmiotem wielu prac naukowych, np. [4, 5, 6]. Obecnie obowiązująca norma do projektowania konstrukcji żelbetowych (EC2) oraz wiele powszechnie dostępnych publikacji (np. [7]), daje podstawy do prowadzenia bardziej zaawansowanych sposobów obliczeń konstrukcji żelbetowych, niż analiza liniowo-

¹ Tomasz Janiak, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich w Bydgoszczy, Katedra Mechaniki Konstrukcji, Al. prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz; tel. 52 340 84 11; tomasz.janiak@utp.edu.pl

sprężysta. Mimo to projektanci konstrukcji rzadko stosują w obliczeniach analizę nieliniową, zwykle też nie uwzględniają redystrybucji sił wewnętrznych. Przyczyn tego jest zapewne wiele, a jedną z nich jest brak odpowiedniego, przyjaznego dla użytkownika i stosunkowo niedrogiego oprogramowania.

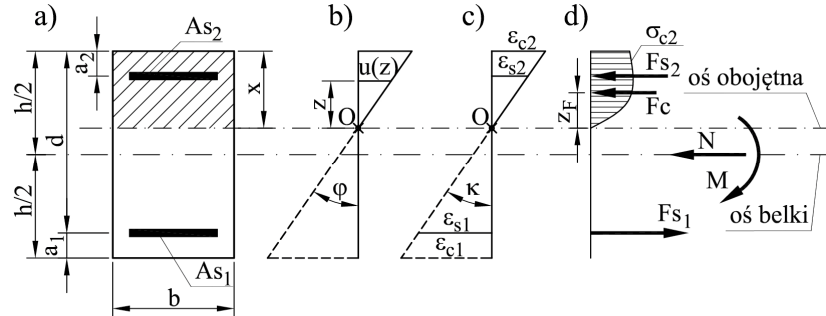
Stan obecny, w którym obliczenia konstrukcji żelbetowych prowadzi się najczęściej na bazie analizy liniowo-sprężystej z uwzględnianiem nierzeczywistych sztywności przekrojów jest archaiczny, niewspółmierny do poziomu wiedzy na temat pracy takich konstrukcji oraz możliwości współczesnych komputerów. Autor podjął prace nad opracowaniem algorytmu nieliniowej analizy belek żelbetowych uwzględniającego zależności fizyczne zgodne z EC2. Pierwsze uzyskane wyniki, w tym wybrane obliczenia wykonane przy pomocy autorskiego programu komputerowego, przedstawiono w niniejszej pracy. Prezentowany algorytm zawiera wybrane elementy wcześniejszego algorytmu obliczania sztywności giętej, w którym dokonano pewnych modyfikacji upraszczających obliczenia i zwiększających efektywność.

2. Opis algorytmu obliczeniowego

Opracowany algorytm obliczeniowy belek żelbetowych składa się z dwóch zasadniczych etapów. Pierwszy etap obejmuje analizę przekrojów żelbetowych stosowanych w obliczeniach danej belki. Kończy się on wyznaczeniem dla każdego charakterystycznego przekroju funkcji sztywności. Funkcje te są wykorzystywane w drugim etapie, w którym prowadzona jest nieliniowa analiza statyczna.

Pierwszy etap algorytmu bazuje na założeniach określonych w EC2. Podstawowymi danymi geometrycznymi dla analizowanego przekroju są (patrz rys. 1a): wymiary przekroju poprzecznego (b i h), pola powierzchni przekroju poprzecznego zbrojenia rozciąganego (A_{s1}) i ściskanego (A_{s2}), odległości środków ciężkości zbrojenia od krawędzi (a_1 i a_2). Poza tym niezbędne są dane materiałowe betonu i stali zbrojeniowej. W przypadku stali są to przypisane klasie wytrzymałości, określone w normie [8], następujące parametry: moduł sprężystości (E_s) oraz granica plastyczności (f_y). Dla betonu to z kolei określone w EC2: moduł sprężystości betonu (E_{cm}), średnia wytrzymałość betonu na ściskanie (f_{cm}), odkształcenie betonu odpowiadające wytrzymałości na ściskanie (ϵ_{c1}) i odkształcenie graniczne przy ścisaniu (ϵ_{cu1}). Dla stali stosowana jest bilinearna zależność naprężenie-odkształcenie określona w EC2 na rys. 3.8. W przypadku betonu zastosowano zależność naprężenie-odkształcenie do nieliniowej analizy konstrukcji, która w EC2 opisana jest wzorem (3.14) i przedstawiona na rys. 3.2.

Przy analizie charakterystycznych przekrojów belki przyjęto założenie o płaskich przekrojach (patrz rys. 1b). Oznaczając przez z odległość punktów



Rys. 1. Dane przekroju żelbetowego (a), stan przemieszczenia (b), stan odkształcenia (c) oraz siły i naprężenia (d)

Fig. 1. Reinforced concrete cross-section data (a), displacement state (b), deformation state (c) as well as forces and strains (d)

od osi obrotu przekroju (śladem tej osi na płaszczyźnie jest punkt O), przemieszczenia $u(z)$ określa znana zależność:

$$u(z) = \varphi z \quad (1)$$

gdzie φ jest kątem obrotu przekroju. Po obustronnym zróżniczkowaniu wyrażenia (1) względem zmiennej X (zmiennej przestrzennej wzdłuż osi belki) uzyskuje się wzór:

$$\frac{\partial u}{\partial X} = \left(\frac{\partial \varphi}{\partial X} \right) z \quad (2)$$

Ponieważ $\partial u / \partial X = \varepsilon$ – odkształcenia, a $\partial \varphi / \partial X = \kappa$ – krzywizna belki, zależność (2) zapisać można następująco:

$$\varepsilon = \kappa z. \quad (3)$$

Wzór (3) graficznie przedstawia rys. 1c, na którym oznaczono odkształcenia charakterystycznych punktów przekroju.

Naprężenia ściskające wyznaczono z prostego przekształcenia wspomnianego wzoru (3.14) z EC2, uzyskując zależność:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} f_{cm} \quad (4)$$

gdzie: $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$, przy czym ε_c to odkształcenia betonu ($0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}$), a $k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$. Po podstawieniu zależności (3) (tj. $\varepsilon_c = \kappa z$), wzór (4) przyjmie ostateczną postać:

$$\sigma_c(z) = \frac{\kappa z (\varepsilon_{c1} k - \kappa z)}{\varepsilon_{c1} [\varepsilon_{c1} + \kappa z (k - 2)]} f_{cm} \quad (5)$$

Kolejnym krokiem jest obliczenie F_c – wypadkowej naprężeń ściskających $\sigma_{c2} = \sigma_c$ w betonie oraz z_F – odległości tej wypadkowej od punktu O, dookoła którego następuje obrót przekroju poprzecznego, jednocześnie odległości siły F_c od osi obojętnej przekroju (patrz rys. 1d). Wyznaczone funkcje F_c i z_F mają postać:

$$F_c = \int_0^x \sigma_{c2} dz = \frac{bf_{cm}}{2\varepsilon_{c1}\kappa(k-2)^3} [\kappa x(k-2)(2\varepsilon_{c1}(k-1)^2 - \kappa x(k-2) + 2\varepsilon_{c1}^2(k-1)^2(\ln(\varepsilon_{c1}) - \ln(\varepsilon_{c1} + \kappa x(k-2))))] \quad (6)$$

$$z_F = \frac{\int_0^x \sigma_{c2} z dz}{\int_0^x \sigma_{c2} dz} = [6\varepsilon_{c1}^3(k-1)^2(\ln(\varepsilon_{c1} + \kappa x(k-2)) - \ln(\varepsilon_{c1})) - 6\varepsilon_{c1}^2\kappa x(k-2)(k-1)^2 + 3\varepsilon_{c1}\kappa x(k-2)(k-1)^2 - 2\kappa^2 x^2(k-2)^2] \times \\ \times [3\kappa(k-2)(2\varepsilon_{c1}^2(k-1)^2(\ln(\varepsilon_{c1}) - \ln(\varepsilon_{c1} + \kappa x(k-2)))) + \kappa x(k-2)(2\varepsilon_{c1}(k-1)^2 - \kappa x(k-2))]^{-1} \quad (7)$$

W powyższych zależnościach przez x oznaczono wysokość strefy ściskanej przekroju betonowego (patrz rys. 1a, d). Złożoność wzorów (6) i (7) nie komplikuje dalszych obliczeń pierwszego etapu, gdyż są one realizowane numerycznie. Po wprowadzeniu wymaganych danych w pierwszej kolejności tworzony jest wektor argumentów – kolejnych wartości κ uszeregowanych w ciąg arytmetyczny o niewielkim przyroście. Następnie dla poszczególnych wartości κ z wektora argumentów wyznaczana jest wartość x zapewniająca równowagę sił w przekroju na kierunku osi belki:

$$F_{s1} - F_{s2} - F_c - N = 0 \quad (8)$$

przy czym dla uproszczenia wprowadzono założenie, że $N = 0$. Zastosowano przy tym formułę iteracyjną wyznaczającą x z żadaną dokładnością. Dalej obliczana jest wartość momentu zginającego $M(\kappa)$ odpowiadającego danej krzywiznie. Wykorzystywane jest przy tym równanie sumy momentów względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego:

$$M(\kappa) = N\left(\frac{h}{2} - a_1\right) + F_c(\kappa)(d - x(\kappa) + z_F(\kappa)) + F_{s2}(\kappa)(d - a_2) \quad (9)$$

Następnie na podstawie obliczonego momentu wyznacza się wartość sztywności giętej siecznej $EJ_m(\kappa) = M(\kappa)/\kappa$. Ostatecznie w pierwszym etapie uzyskuje się stabilizowane funkcje sztywności $EJ_m(\kappa)$ dla każdego z rozważanych charakterystycznych przekrojów belki.

Drugi etap obliczeń obejmuje numeryczną analizę statyczną belki. Wykorzystano do tego klasyczny algorytm MRS służący do obliczania belek o zmiennej sztywności. Obliczenia są stosunkowo proste, wykorzystujące formułę iteracyjną. W pierwszej, startowej iteracji wykonuje się obliczenia statyczne belki przy przyjęciu jej sztywności giętnej odpowiadającej niezarysowanemu przekrojowi betonowemu. W iteracji startowej wyznaczane są krzywizny w poszczególnych przekrojach (związanych z dyskretyzacją MRS), które stanowią podstawę do przypisania tym przekrojom nowych, aktualnych sztywności wyznaczanych przy pomocy funkcji $EJ_m(\kappa)$. Druga i następne iteracje prowadzą się do powtórnych obliczenia belki ze zaktualizowanymi sztywnościami. Koniec obliczeń jest uwarunkowany uzyskaniem żądanej dokładności.

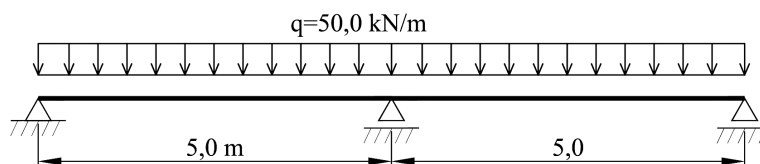
3. Przykłady obliczeniowe

Przedstawione poniżej przykłady obliczeniowe prezentują wyniki obliczeń nieliniowych zgodnych z opisanym powyżej algorytmem oraz wyniki obliczeń liniowo-sprężystych belek przy założeniu ich sztywności odpowiadającej sztywności niezarysowanych przekrojów betonowych. W każdym przypadku zastosowano beton C30/37 oraz stal zbrojeniową 34GS, a wymagane cechy materiałowe wzięto z norm [3, 5]. Wymiary przekrojów poprzecznych analizowanych belek wynoszą $b \times h = 40,0 \times 60,0$ cm. Na wykresach dotyczących belek linią ciągłą przedstawiono wyniki uzyskane przy pomocy algorytmu nieliniowego, a linią punktową – wyniki rozwiązania liniowo-sprężystego. Obliczenia wykonano przy pomocy autorskiego programu komputerowego utworzonego w środowisku Scilab.

Przykład nr 1

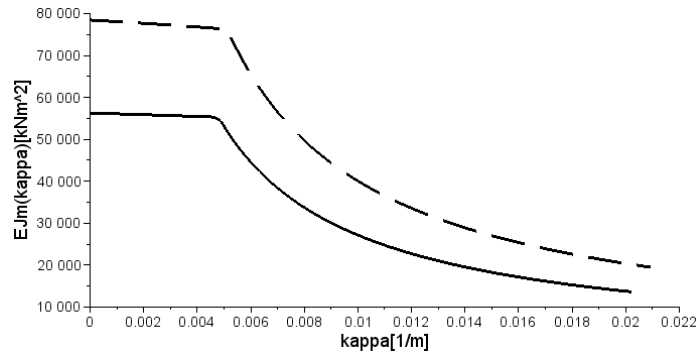
Schemat statyczny belki przedstawiono na rys. 2. Przyjęto dwa charakterystyczne przekroje belki: w strefach momentów dodatnich (rozciąganie włókien dolnych) przyjęto zbrojenie dołem 4 $\varnothing 20$, a w strefach momentów ujemnych – zbrojenie górą 6 $\varnothing 20$. Odległości środków ciężkości zbrojenia od krawędzi belki wynoszą 4,0 cm.

Pierwszy etap algorytmu doprowadził do wygenerowania funkcji sztywności na zginanie dla obu rozpatrywanych charakterystycznych przekrojów. Wykresy tych funkcji przedstawia rys. 3.



Rys. 2. Schemat statyczny belki – przykład nr 1

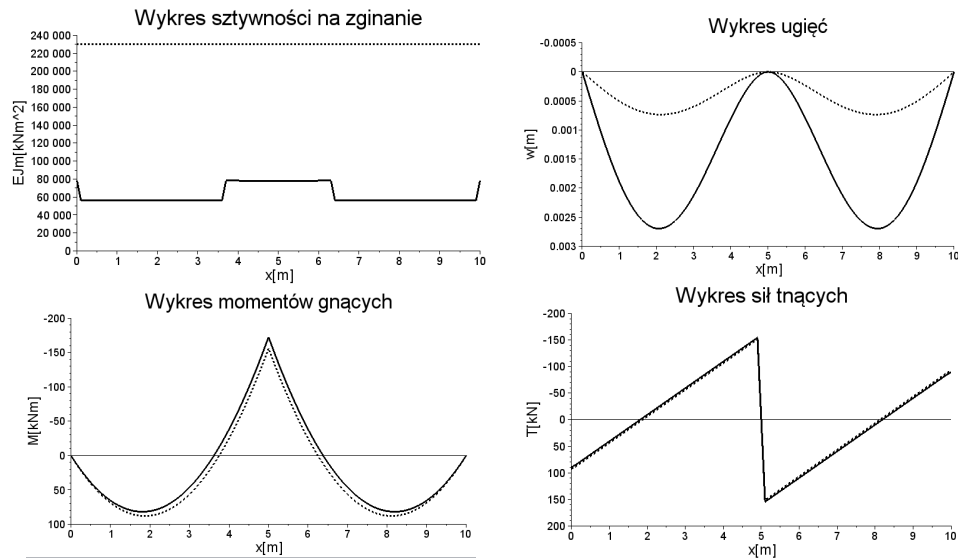
Fig. 2. Static schematic of a beam – example No. 1



Rys. 3. Wykresy funkcji sztywności siecznej przekrojów przy zbrojeniu 6 Ø20 (linia kreskowa) i 4 Ø20 (linia ciągła)

Fig. 3. A graph showing the secant line stiffness using the reinforcement 6 Ø20 (dotted line) and 4 Ø20 (continuous line)

Końcowe wykresy sztywności belki oraz uzyskanych wyników przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Wykres sztywności, ugięć, momentów i sił tnących dla belki z przykładu nr 1

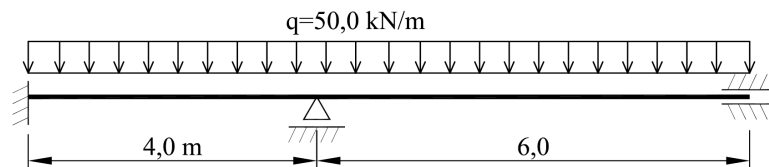
Fig. 4. A graph showing stiffness, bending, moments and shear forces for the beam from example No. 1

Sztywności belki uwzględniane w obliczeniach nieliniowych są różne na długości belki i dużo mniejsze od sztywności przyjmowanej w obliczeniach dla modelu liniowo-sprężystego. Powoduje to znaczne różnice w wykresach ugięć. Ugięcia maksymalne wynoszą ok. 0,7 mm dla modelu liniowego i ok. 2,7 mm

dla nieliniowego, co oznacza 73% niedoszacowanie w modelu liniowym (jako wartości dokładniejsze przyjęto te z obliczeń nieliniowych). Z racji tego, że analizowana belka jest jednokrotnie statycznie niewyznaczalna, zmiana rozkładu sztywności powoduje również różnice na wykresach sił przekrojowych, ale są one dużo mniejsze, niż w przypadku przemieszczeń. Niedoszacowanie momentów ujemnych w modelu liniowym wynosi ok. 10%.

Przykład nr 2

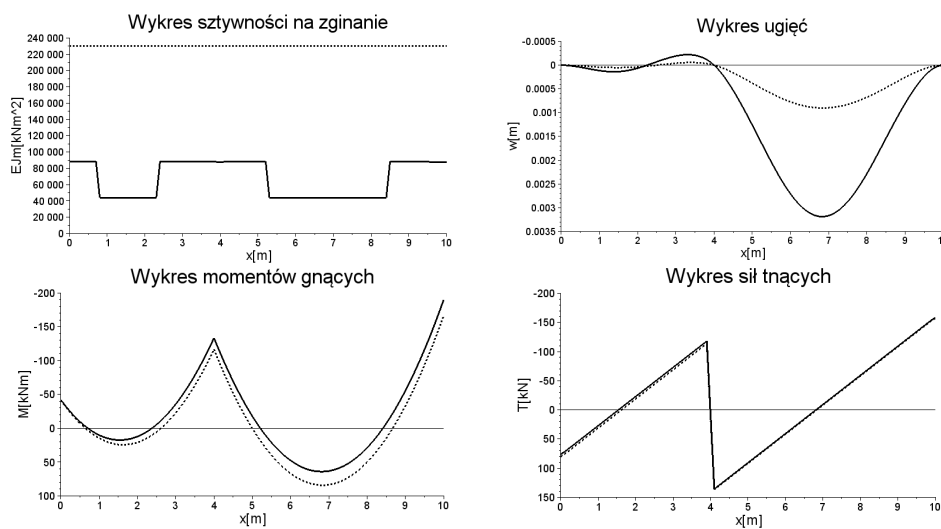
Schemat statyczny belki przedstawiono na rys. 5. W strefach momentów dodatnich przyjęto zbrojenie dołem 3 $\text{\O}20$, a w strefach momentów ujemnych – zbrojenie górą 7 $\text{\O}20$. Odległości środków ciężkości zbrojenia od krawędzi belki wynoszą 4,0 cm.



Rys. 5. Schemat statyczny belki – przykład nr 2

Fig. 5. Static schematic of a beam – example No. 2

Wyniki obliczeń belki w postaci wykresów przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Wykres sztywności, ugięć, momentów i sił tnących dla belki z przykładu nr 2

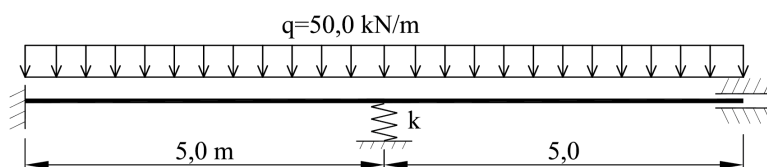
Fig. 6. A graph showing stiffness, bending, moments and shear forces for the beam from example No. 2

Drugi przykład dotyczy również belki dwuprzęsłowej, ale o różnych rozpiętościach przęseł i bardziej przeszywnionej. Maksymalne ugięcia dodatnie wynoszą ok. 0,9 mm dla modelu liniowego i ok. 3,2 mm dla nieliniowego, co daje 72% niedoszacowanie w modelu liniowym. W modelu liniowym niedoszacowanie momentów ujemnych waha się w granicach 12-13% (nad podporą pośrednią i skrajną prawą), a przeszacowanie momentów dodatnich wynosi ok. 31%. Różnice w wykresach sił tnących uzyskanych dla obu modeli są niewielkie i można je uznać za pomijalne.

Przykład nr 3

Schemat statyczny belki przedstawiono na rys. 7. W strefach momentów dodatnich przyjęto zbrojenie dołem 3 $\text{\O}20$, a w strefach momentów ujemnych – zbrojenie górną 8 $\text{\O}20$. Odległości środków ciężkości zbrojenia od krawędzi belki wynoszą 4,0 cm. Pośrednia podpora sprężysta ma sztywność 700 MN/m.

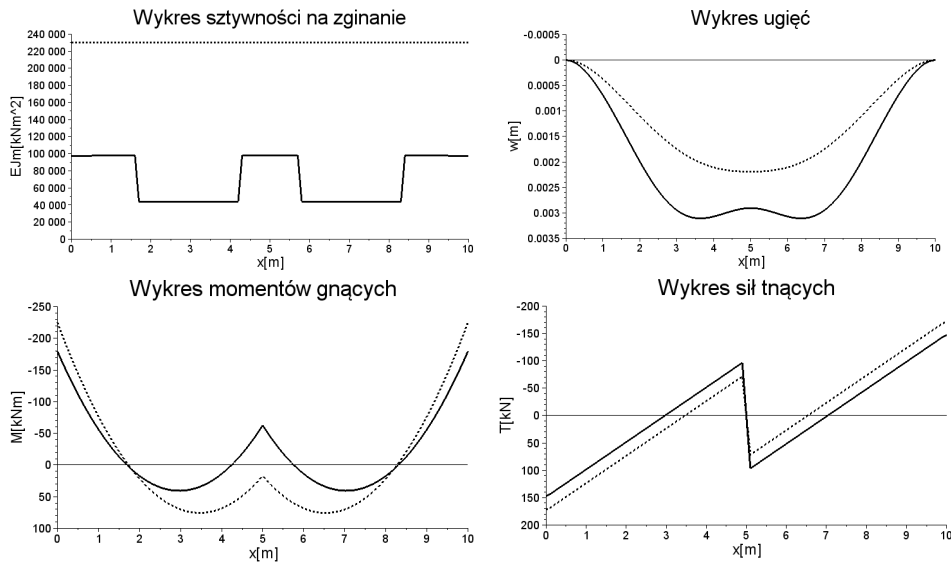
Wyniki obliczeń belki w postaci wykresów przedstawiono na rys. 8.



Rys. 7. Schemat statyczny belki – przykład nr 3

Fig. 7. Static schematic of a beam – example No. 3

W trzecim przykładzie analizie poddano belkę z podporą sprężystą. W tym przypadku różnice pomiędzy porównywanymi modelami są większe i mają one charakter nie tylko ilościowy, ale również jakościowy. Na wykresie ugięć dla modelu nieliniowego pojawiają się dodatkowe ekstrema, czego konsekwencje zaobserwować można na wykresie momentów zginających. W modelu liniowym w strefie podpory pośredniej występują wyłącznie momenty dodatnie, podczas gdy w analizie nieliniowej powstają tam momenty ujemne. Ma to ogromne znaczenia z punktu widzenia właściwego doboru i ukształtowania zbrojenia. W analizowanym schemacie wartość reakcji na podporze pośredniej zależy od ugięć, a tym samym sztywności belki. Ma to odzwierciedlenie na wykresie sił tnących, z którego dla modelu nieliniowego można odczytać wyraźny wzrost wartości reakcji w podporze pośredniej (o 26%) i spadek w podporach skrajnych (o 17%). Przesunięcie miejsc zerowych na wykresach tnących powoduje takie samo, wyraźnie widoczne, przesunięcie miejsc występowania ekstremów na wykresie momentów.



Rys. 8. Wykres sztywności, ugięć, momentów i sił tnących dla belki z przykładu nr 3

Fig. 8. A graph showing stiffness, bending, moments and shear forces for the beam from example No. 3

4. Wnioski i podsumowanie

Wykonane obliczenia potwierdziły przydatność opracowanego algorytmu i jego implementacji komputerowej do przeprowadzania nieliniowej analizy belek żelbetowych. W trzech analizowanych, szczególnych przypadkach belek porównano wyniki uzyskane dla algorytmu nieliniowego i dla powszechnie stosowanego modelu liniowo-sprężystego. Pozwala to sformułować następujące wnioski:

- Stosowanie modelu nieliniowego prowadzi do uzyskania dużo większych (nawet kilkukrotnie) wartości przemieszczeń w porównaniu z modelem liniowo-sprężystym.
- Stosowanie modelu nieliniowego dla belek statycznie niewyznaczalnych prowadzi zazwyczaj (w przypadku zróżnicowania zbrojenia) do istotnych zmian w rozkładzie sił wewnętrznych – przede wszystkim momentów zginających. W porównaniu do modelu liniowego zwiększają się wartości momentów w przekrojach silniej zbrojonych i maleją w mniej zbrojonych. W przykładach nr 1 i 2 różnice te wynosiły od 10% do ponad 30%.
- Wybór modelu obliczeniowego miał szczególnie duży wpływ na wyniki uzyskane w przykładzie nr 3, tj. dla belki z podporą sprężystą. Zaobserwowano tu nie tylko duże różnice w wartościach sił, ale również w charakterze niektórych wykresów. Jest oczywiste, że podobny wpływ modelu wystąpiłby w przypadku analizy belek spoczywających na podłożu sprężystym lub w sytuacji uwzględniania przemieszczeń podpór w obliczeniach.

Podsumowując uzyskane wyniki należy stwierdzić, że niedokładności w wyznaczaniu sił wewnętrznych, wynikające ze stosowania modelu liniowo-sprężystego do analizy statycznej belek żelbetowych, mogą znacznie przekraczać przyjętą powszechnie granicę dopuszczalnego błędu obliczeń inżynierskich, wynoszącą 5%. Szczególnie dużych różnic należy się spodziewać przy analizie belek spoczywających na podporach sprężystych lub podłożu sprężystych, a także współpracujących z innymi belkami (np. w rusztach żelbetowych lub stalowo-żelbetowych). Model liniowo-sprężysty jest obecnie powszechnie stosowany w obliczeniach inżynierskich i mimo jego niedoskonałości nie prowadzi to do powstawania awarii lub katastrof konstrukcji budowlanych. Spowodowane jest to przede wszystkim tym, że w elementach żelbetowych może dochodzić do redystrybucji sił wewnętrznych (nieplanowanych przez projektanta konstrukcji), które niwelują błędy obliczeń statycznych. Może to jednak prowadzić do powstania większych niż zakładane przemieszczeń i zarysowań elementów żelbetowych.

W programach służących do analizy prętowych konstrukcji żelbetowych, przy analizie warunków SGU uwzględniana jest sztywność zarysowanych przekrojów żelbetowych oraz zjawiska skurczu i pełzania. Takie postępowanie jest konieczne, gdyż szacowanie ugięć na podstawie obliczeń opartych na modelu liniowo-sprężystym jest zupełnie nieprzystające do rzeczywistości. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, że zazwyczaj (m.in. w programach obliczeniowych znanych autorowi, np. w Autodesk Robot) sprowadza się to do aktualizowania sztywności i powtórnego wyznaczanie przemieszczeń przy wykorzystaniu wyników liniowo-sprężystej analizy statycznej. W celu dokładniejszego wyjaśnienia tej sytuacji przedstawiona zostanie pokrótce zasada działania takich programów. W zdecydowanej większości przypadków realizują one analizę statyczną wykorzystując metodę elementów skończonych (MES). Na potrzeby obliczeń statycznych tworzony jest model obliczeniowy, w którym elementami skończonymi są najczęściej całe przęsła belek lub odcinki słupów pomiędzy kondygnacjami. Czasami jednak dokonuje się podziału przęseł lub odcinków słupów na mniejsze fragmenty, wprowadzając do modelu dodatkowe węzły i tworząc więcej elementów skończonych (może to być związane np. ze zmianą geometrii przekrojów poprzecznych wzdłuż długości tych elementów). Po wykonaniu analizy statycznej, na bazie uzyskanych w niej wyników przeprowadzane jest wymiarowanie elementów żelbetowych. Odbywa się to zazwyczaj w odrębnych programach, tzw. modułach, najczęściej zintegrowanych z programem głównym np. w zakresie wymiany danych. W module wymiarującym belki żelbetowe analiza odbywa się w obrębie jednego elementu konstrukcyjnego, który w przypadku programów bazujących na MES jest jednym elementem skończonym. Moduł pobiera z wyników analizy statycznej wartości sił wewnętrznych oraz przemieszczenia węzłowe, które traktuje jako warunki brzegowe. Następnie na bazie pobranych wartości obliczane są skorygowane przemieszczenia w obrębie elementu skończonego, uwzględniające sztywność przekrojów zarysowanych oraz zjawiska

reologiczne. Nie można w takim przypadku mówić o nieliniowej analizie statycznej konstrukcji żelbetowych, a jedynie o analizie liniowo-sprężystej z późniejszą korektą przemieszczeń pojedynczych elementów skończonych. Taki algorytm analizy konstrukcji żelbetowych może prowadzić do poważnych błędów w projektowaniu, szczególnie gdy jest ono realizowane przez mniej doświadczonych projektantów. W artykule [9] omówiono przypadek stropu (ze względu na jednokierunkowy charakter pracy był on obliczany przy pomocy programu do analizy konstrukcji prętowych), dla którego niewłaściwa interpretacja wyników uzyskanych w module do projektowania elementów żelbetowych doprowadziła do awarii budowanego budynku.

Algorytm obliczeniowy wykorzystany do analiz w niniejszym artykule potwierdził swoją skuteczność. Jego główne cechy, to:

- Stosowanie rzeczywistych przekrojów żelbetowych (jako betonowej matrycy i zbrojenia podłużnego) z uwzględnieniem nieliniowych charakterystyk materiałowych betonu i stali zbrojeniowej zgodnych z aktualną normą EC2.
- Możliwość natychmiastowego szacowania warunków stanu granicznego nośności na zginanie i stanu granicznego dopuszczalnych ugięć.
- Ze względu na dwuetapowość obliczeń – możliwość uwzględniania innych charakterystyk materiałowych, w tym również pochodzących z badań laboratoryjnych.

Planowane są dalsze prace zmierzające do ulepszenia zaprezentowanego algorytmu, obejmujące m.in. przekształcenie algorytmu do zastosowania metody elementów skończonych zamiast metody różnic skończonych oraz uwzględnienie współpracy betonu i zbrojenia w strefie rozciąganej przekrojów.

Literatura

- [1] Janiak T., Niespodziana A., Grabowski A.: Analiza sztywności zginanych przekrojów żelbetowych z wykorzystaniem nieliniowych zależności konstytutywnych - algorytm numeryczny, Materiały Budowlane, nr 12, 2013, s. 71-73.
- [2] Janiak T., Niespodziana A., Grabowski A.: Analiza sztywności zginanych przekrojów żelbetowych z wykorzystaniem nieliniowych zależności konstytutywnych - przykłady obliczeniowe, Materiały Budowlane, nr 1, 2014, s. 54-56.
- [3] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [4] Bąk G., i Adam Stolarski A.: Nieliniowa analiza dynamiczna żelbetowych ustrojów prętowych, Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej 437 (1), 1989, s. 35-69.
- [5] Smarzewski P., Adam Stolarski A.: Modelowanie zachowania niesprężystej belki żelbetowej, Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej VOL LVI Nr 2/2007, s. 147-166.
- [6] Szcześniak (Stolarczuk) A., Stolarski A. 2016.: Analiza niesprężystego zachowania belki żelbetowej, Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej 65 (2), 2016, s. 105-120.
- [7] Praca zbiorowa pod redakcją Knauffa M.: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.

- [8] PN-EN 10080:2007 Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne.
- [9] Janiak T., Niespodziana A., Grabowski A.: Analiza przyczyn awarii stropu żelbetowego, Materiały Budowlane, nr 5, 2015, s. 33-34.

METHOD OF NUMERICAL NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

S u m m a r y

The article discusses an authorial algorithm of nonlinear analysis of reinforced concrete beams. The algorithm comprises of two stages. During the first stage stiffness functions of reinforced concrete cross-sections including the reinforcement as well as nonlinear constitutive relations concerning concrete and steel reinforcements are set. The second stage includes iteration procedure concerning a static analysis of beams with updating the stiffness at each phase of calculations. The other part of the article presents the results of calculations made using an authorial computer software which uses the finite differences method. Three calculation examples have been presented. In these examples the results of a nonlinear beam analysis were compared with the results of still commonly used linear-elastic analysis.

Keywords: static analysis, beam, reinforced concrete, nonlinear model, finite difference method, Eurocode 2

Przesłano do redakcji: 22.06.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Roman BIJAK¹
Leszek CHODOR²
Grzegorz KOŁODZIEJ³

ZAKRZYWIONE PRĘTY CIENKOŚCIENNE O PRZEKROJU BISYMETRYCZNYM

W pracy przedstawiono geometrycznie nieliniową teorię wstępnie skręconych i zakrzywionych w przestrzeni prętów cienkościennych. W przykładach numerycznych analizowano pręty kołowe w zakresie liniowym dla dwóch warunków brzegowych: (1) podparcia widelkowego na obu końcach oraz (2) zamocowania na jednym końcu. Zastosowano 3-węzłowy element izoparametryczny z całkowaniem zredukowanym dla 2 punktów Gaussa. Porównania wyników numerycznych z rozwiązaniami analitycznymi pokazują niewielkie różnice między nimi. Z kolei, jeżeli dodatkowo przyjmiemy hipotezę Bernoulliego dla zginania i Własowa dla skręcania, z prezentowanej teorii można prosto wyprowadzić równania różniczkowe giętno-skrętnej utraty stateczności łuków kołowych. Wzory na uogólnione odkształcenia są tak sformułowane, że możemy również w prosty sposób uwzględnić wpływ imperfekcji geometrycznych pręta.

Słowa kluczowe: zakrzywione pręty cienkościenne, przekrój bisymetryczny, aproksymacja drugiego rzędu skończonych obrotów przekroju, model Reissnera, sformułowanie izoparametryczne MES, rozwiązanie analityczne, pręty kołowe

1. Wprowadzenie

W prezentowanej pracy przedstawiono geometrycznie nieliniowe sformułowanie wariacyjne zakrzywionych prętów cienkościennych o bisymetrycznym przekroju poprzecznym. Przyjęto założenie, że obroty przekrojów poprzecznych w trakcie deformacji są opisane przez niezależne od przemieszczeń liniowych parametry a deformacja paczenia przez niezależną od skręcenia przekroju funkcję paczenia. Podobnie jak w pracy Bijak, Kołodziej [7], teoria jest ograniczona do zakresu małych obrotów (Reissner [5]). W dalszej części będziemy się po-

¹ Autor do korespondencji / corresponding author: Roman Bijak, Politechnika Świętokrzyska, Aleja Tysiąclecia P.P. 7, 25-314 Kielce, e-mail: r.bijak@wp.pl

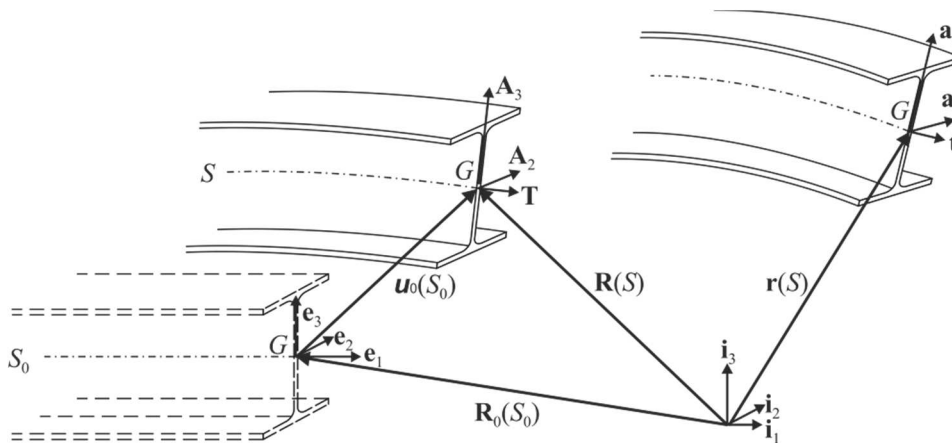
² Leszek Chodor, Chodor-Projekt sp. z o.o., Aleja IX Wieków Kielc 6/3, 25-312 Kielce, lch@chodor-projekt.net

³ Grzegorz Kołodziej, Kyotec Group, ul. Batalionu Platerówek 3, 03-308 Warszawa, e-mail: grzegorz.kolodziej@kyotecgrup.com

woływać na wyniki pracy [7]. Samo sformułowanie teorii jest modyfikacją pracy Gruttmann i inni [6]. Po pierwsze przyjęto aproksymację drugiego rzędu ścisłej macierzy obrotu. Druga modyfikacja polega na tym, że możemy uogólnione odkształcenia wyznaczać za pomocą zmiennych związanych z układem odniesienia \mathbf{e} ; (rys. 1.) pręta idealnego, tj. pręta o projektowanej krzywiznie.

Pochodne byłyby wówczas liczone po współrzędnej S_0 pręta idealnego. Jest to podobne do teorii powłok o małej krzywiznie Marguerre (Washizu [3]). Kosztem pewnej dokładności obliczeń prowadzi to do prostszego uwzględnienia imperfekcji geometrycznych w analizie numerycznej. W niniejszej pracy będziemy analizować pręty idealne. Wpływ wstępnych imperfekcji geometrycznych jest przedmiotem osobnego opracowania [4], korzystającego z formuł wprowadzonych w tej pracy [1, 2].

Rozpatrzmy pręt cienkościenny o przekroju bisymetrycznym pokazany na rysunku (rys. 1.). Do opisu deformacji wykorzystamy opis Lagrange'a. Wprowadzimy trzy lokalne układy współrzędnych kartezjańskich: (1) nieruchomy układ związany z fikcyjnym prętem o projektowanym zakrzywieniu (idealny); (2) układ odniesienia związany z przekrojem przed deformacją – pręt idealny z imperfekcjami geometrycznymi; (3) ruchomy układ lokalny związany z przekrojem w trakcie deformacji. W konfiguracji przed deformacją wektory bazowe są zbudowane w następujący sposób: wektor \mathbf{T} jest styczny do krzywej odniesienia, będącej zbiorem punktów – środków ciężkości przekroju. Dwa wzajemnie prostopadłe wektory bazowe $\mathbf{A}_2, \mathbf{A}_3$ leżą w płaszczyźnie prostopadłej do krzywej odniesienia i pokrywają się z osiami głównymi przekroju.



Rys. 1. Konfiguracja pręta zakrzywionego w przestrzeni

Fig. 1. Configuration of spatially curved rod

Wektory bazowe związane z przekrojem po deformacji $[\mathbf{t}, \mathbf{a}_2, \mathbf{a}_3]$ budujemy w analogiczny sposób, przy czym wektor \mathbf{t} nie musi pozostawać styczny do krzywej odniesienia pręta po deformacji.

W tak określonych układach możemy zdefiniować położenie dowolnego punktu materialnego pręta przed deformacją (rys. 1.):

$$\mathbf{R}_B(S, X_2, X_3) = \mathbf{R}(S) + X_2 \mathbf{A}_2(S) + X_3 \mathbf{A}_3(S) \quad (1)$$

oraz po deformacji:

$$\mathbf{r}_B(S, X_2, X_3) = \mathbf{r}(S) + X_2 \mathbf{a}_2(S) + X_3 \mathbf{a}_3(S) - \omega(X_2, X_3) p(S) \mathbf{t}(S) \quad (2)$$

gdzie:

$\mathbf{R}(S)$ – wektory wodzące punktu na krzywej odniesienia przed deformacją,
 $\mathbf{r}(S)$ – jw. dla krzywej odniesienia po deformacji,
 S – długość łuku krzywej odniesienia przed deformacją,
 $\omega(X_2, X_3)$ – zadana funkcja paczenia (np. współrzędna wycinkowa),
 $p(S)$ – nieznana amplituda paczenia.

2. Sformułowanie wariacyjne

Składowe tensora odkształcenia Greena-Lagrange'a wyznaczamy analogicznie jak w pracy Gruttman i inni [6]:

$$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} E_{11} \\ 2E_{12} \\ 2E_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (\mathbf{g}_1 \cdot \mathbf{g}_1 - \mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{G}_1) / 2 \\ \mathbf{g}_1 \cdot \mathbf{g}_2 - \mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{G}_2 \\ \mathbf{g}_1 \cdot \mathbf{g}_3 - \mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{G}_3 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Podobnie kowariantne wektory bazowe w konfiguracji po deformacji [6]:

$$\mathbf{g}_1 = \partial \mathbf{r}_B / \partial S = \mathbf{r}^{(1)} + X_2 \mathbf{a}_2^{(1)} + X_3 \mathbf{a}_3^{(1)} - \omega p^{(1)} \mathbf{t} - \omega p \mathbf{t}^{(1)} \quad (4a)$$

$$\mathbf{g}_m = \partial \mathbf{r}_B / \partial X_m = \mathbf{a}_m - \omega_{,m} p \mathbf{t}, \quad (m=2, 3) \quad (4b)$$

gdzie:

$f^{(k)} = \partial^k f / \partial S^k$ – k -ta pochodna po współrzędnej S ,
 $\omega_{,m}$ – pochodna cząstkowa $\omega(X_2, X_3)$ po współrzędnej X_m ($m=2,3$).

W dalszych analizach pomijamy podkreślony wyraz we wzorze (4a). Dla konfiguracji przed deformacją kowariantne wektory bazowe \mathbf{G}_i wyznaczamy zamieniając w (4a, b) \mathbf{r}_B na \mathbf{R}_B [6]. Przyjęto definicje sił przekrojowych z wcześniejszej pracy [7], zmieniając niektóre oznaczenia. Na określenie bimomentu zamiast B_w przyjęto M_w , natomiast T odnosi się do momentów skręcających. Należy podkreślić, że parametry uogólnionych odkształceń $b(S)$, $k_2(S)$, $k_3(S)$ nie są rzeczywistymi krzywiznami (ponieważ różniczkujemy po długości łuku krzywej odniesienia przed deformacją) a jedynie je aproksymują. Składowe wektorów

bazowych po deformacji $[t, a_2, a_3]$ (wzór 16) wyznaczono w sposób przybliżony, za pomocą aproksymacji drugiego rzędu ścisłej macierzy obrotu (wzór (4.2) [7]).

2.1. Praca sił wewnętrznych w zakresie sprężystym

Pracę sił wewnętrznych rozdzielamy na część wynikającą z odkształceń osiowych (δII_1) i odkształceń stycznych (δII_2):

$$\delta II = \delta II_1 + \delta II_2 \quad (5)$$

$$\delta II_1 = \int_L (N \delta e + M_2 \delta k_2 + M_3 \delta k_3 + M_w \delta \chi) dS \quad (6)$$

$$\delta II_2 = \int_L T_{sv} \delta b dS + \int_L (V_2 \delta \gamma_2 + V_3 \delta \gamma_3 + T_w \delta \phi_w) dS \quad (7)$$

Najpierw sformułujemy zależności pomiędzy siłami przekrojowymi a uogólnionymi odkształceniami, wynikającymi z odkształceń osiowych. Dla sprężystego, izotropowego materiału możemy je zapisać w formie macierzowej:

$$\begin{bmatrix} N \\ M_2 \\ M_3 \\ M_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 & 0 \\ & EI_{22} & 0 & 0 \\ & & EI_{33} & 0 \\ \text{symm} & & & EI_w \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e \\ k_2 - K_2 \\ k_3 - K_3 \\ \chi \end{bmatrix} \quad (8)$$

gdzie: E – moduł sprężystości podłużnej,

A – pole przekroju poprzecznego,

N, e – siła osiowa i odpowiadające jej uogólnione odkształcenie (9a),

I_{22}, I_{33} – główne momenty bezwładności odpowiednio względem osi 2, 3,

M_2, M_3 – momenty zginające odpowiednio względem osi 2, 3,

K_2, K_3 – krzywizny przed deformacją (13b),

k_2, k_3 – quasi-krzywizny po deformacji (13a),

I_w – moment bezwładności giętno-skrętny,

M_w, χ – bimoment i odpowiadające mu uogólnione odkształcenie (9b).

$$e = \gamma_1 - \Gamma_1 + i_p^2 (b^2 - B^2) / 2, \quad \chi = -p^{(1)} \quad (9a, b)$$

gdzie: $i_p = (I_p/A)^{0.5}$ – biegunowy promień bezwładności,

$I_p = I_{22} + I_{33}$ – biegunowy moment bezwładności,

Γ_1, γ_1 – parametry odkształcenia wyznaczone w p. 2.2,

B, b – wstępne skręcenie przekroju i quasi-skręcenie po deformacji (13a, b).

Całkowity moment skręcający T rozdzielamy na moment skręcania swobodnego St. Venanta T_{sv} i moment skręcania skrępowanego T_w :

$$T = T_{sv} + T_w \quad (10)$$

W przypadku sprężystego, izotropowego materiału otrzymujemy:

$$T_{sv} = GI_T (b - B), \quad \begin{bmatrix} V_2 \\ V_3 \\ T_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} GA_2 & 0 & 0 \\ 0 & GA_3 & 0 \\ 0 & 0 & GD_w \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \gamma_2 - \Gamma_2 \\ \gamma_3 - \Gamma_3 \\ p_w \end{bmatrix} \quad (11a, b)$$

$$D_w = I_p - I_T, \quad I_T = \int_A [(X_2 - \omega_{,3})^2 + (X_3 + \omega_{,2})^2] dA \quad (12a, b)$$

gdzie: G – moduł sprężystości poprzecznej,

A_2, A_3 – pole przekroju czynnego przy ścinaniu wzdłuż osi 2, 3,

V_2, V_3 – siły poprzeczne na kierunku osi 2, 3,

$\gamma_2, \gamma_3, \Gamma_2, \Gamma_3$ – parametry odkształcenia od sił poprzecznych (14a, b),

I_T – moment bezwładności skręcania St. Venanta (12b),

D_w – moment bezwładności skręcania skrępowanego (12a).

2.2. Uogólnione odkształcenia w zakresie małych obrotów

Uogólnione odkształcenia wyznaczamy ze wzorów [6, 7]:

$$\begin{bmatrix} b(S) \\ k_2(S) \\ k_3(S) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{a}_2^{(1)} \cdot \mathbf{a}_3 \\ \mathbf{a}_3^{(1)} \cdot \mathbf{t} \\ -\mathbf{a}_2^{(1)} \cdot \mathbf{t} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} B(S) \\ K_2(S) \\ K_3(S) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_2^{(1)} \cdot \mathbf{A}_3 \\ \mathbf{A}_3^{(1)} \cdot \mathbf{T} \\ -\mathbf{A}_2^{(1)} \cdot \mathbf{T} \end{bmatrix} \quad (13a, b)$$

$$\begin{bmatrix} \gamma_1(S) \\ \gamma_2(S) \\ \gamma_3(S) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{r}^{(1)} \cdot \mathbf{t} \\ \mathbf{r}^{(1)} \cdot \mathbf{a}_2 \\ \mathbf{r}^{(1)} \cdot \mathbf{a}_3 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \Gamma_1(S) \\ \Gamma_2(S) \\ \Gamma_3(S) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}^{(1)} \cdot \mathbf{T} \\ \mathbf{R}^{(1)} \cdot \mathbf{A}_2 \\ \mathbf{R}^{(1)} \cdot \mathbf{A}_3 \end{bmatrix} \quad (14a, b)$$

$$p_w = (b - B) - p \quad (15)$$

Ograniczymy się do zakresu małych obrotów przekroju, ponieważ stan graniczny użytkowania konstrukcji budowlanych wyklucza w praktyce przypadki skończonych obrotów. Na podstawie [7] wektory bazowe po deformacji możemy aproksymować wzorami:

$$\mathbf{t} = (1 - \theta_2^2 / 2 - \theta_3^2 / 2) \mathbf{T} + \theta_3 \mathbf{A}_2 - \theta_2 \mathbf{A}_3 \quad (16a)$$

$$\mathbf{a}_2 = (-\theta_3 + \theta_2 \varphi) \mathbf{T} + (1 - \theta_3^2 / 2 + \varphi^2 / 2) \mathbf{A}_2 + (\varphi + \theta_2 \theta_3 / 2) \mathbf{A}_3 \quad (16b)$$

$$\mathbf{a}_3 = (\theta_2 + \theta_3 \varphi) \mathbf{T} + (-\varphi + \theta_2 \theta_3 / 2) \mathbf{A}_2 + (1 - \theta_2^2 / 2 - \varphi^2 / 2) \mathbf{A}_3 \quad (16c)$$

Podstawiając (16) do (13a, b), (14a, b) otrzymujemy wzory na uogólnione odkształcenia (jawne wyrażenia przedstawiono w [7]).

Poniżej podajemy wybrany wzór, z którego będziemy korzystać w p. 3.2 przy rozpatrywaniu stateczności początkowej łuków kołowych. W przypadku braku wstępnego skręcenia ($B = 0$) otrzymujemy [7]:

$$k_2 - K_2 = \theta_2^{(1)} + K_3\varphi + \theta_3^{(1)}\varphi - K_2(\theta_3^2/2 + \varphi^2/2) + K_3\theta_2\theta_3/2 \quad (17)$$

Reissner [5] i Gruttman i inni [6] w modelu obliczeniowym wyznaczają $\gamma_1(S)$ bezpośrednio z (14a). W prezentowanej pracy przyjęto natomiast aproksymację $\mathbf{s} \cdot \mathbf{t} \approx 1$, zastosowaną w programie ABAQUS [12] (\mathbf{s} jest wersorem stycznym do krzywej odniesienia w konfiguracji po deformacji). Podstawiając do wzoru na $\gamma_1(S)$ \mathbf{s} zamiast \mathbf{t} otrzymujemy:

$$\gamma_1(S) = \left| \mathbf{r}^{(1)} \right| \quad (18)$$

gdzie: $|\cdot|$ – długość wektora, $\mathbf{s} = \mathbf{r}^{(1)}/|\mathbf{r}^{(1)}|$.

3. Statyka liniowa i stateczność początkowa pręta o projektowanym zakrzywieniu

Jeżeli rozpatrujemy pręt o projektowanym zakrzywieniu, bez imperfekcji geometrycznych to z (14b) otrzymujemy następujące zależności:

$$\Gamma_1(S) = \left| \mathbf{R}^{(1)} \right| = 1, \quad \Gamma_2(S) = \Gamma_3(S) = 0 \quad (19a, b)$$

3.1. Analiza liniowa prętów prostych i kołowych

Rozpatrzmy pręt kołowy zakrzywiony w płaszczyźnie prostopadłej do wersora \mathbf{A}_3 (rys. 1.). W tym przypadku $B = K_2 = 0$, $K_3 = 1/R_3$ (R_3 jest promieniem krzywizny). Do obliczeń przyjmujemy liniowe części uogólnionych odkształceń [7]:

$$\begin{bmatrix} e \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u^{(1)} - K_3 v_2 \\ v_2^{(1)} + K_3 u - \theta_3 \\ v_3^{(1)} + \theta_2 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} b \\ k_2 \\ k_3 - K_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi^{(1)} - K_3 \theta_2 \\ \theta_2^{(1)} + K_3 \varphi \\ \theta_3^{(1)} \end{bmatrix} \quad (20a, b)$$

Uwzględniając (8, 11a, b) praca sił wewnętrznych (6, 7) wyraża się odpowiednio za pomocą wzorów (21), (22):

$$\delta \Pi_1 = \int_L (\delta e EAe + \delta k_2 EI_{22} k_2 + \delta k_3 EI_{33} (k_3 - K_3) + \delta p^{(1)} EI_w p^{(1)}) dS \quad (21)$$

$$\delta \Pi_2 = \int_L \delta b GI_T b dS + \int_L (\delta \gamma_2 GA_2 \gamma_2 + \delta \gamma_3 GA_3 \gamma_3 + \delta p_w GD_w p_w) dS \quad (22)$$

Do obliczeń numerycznych przyjęto 3-węzłowy element izoparametryczny.

Uogólnione przemieszczenia punktów na krzywej odniesienia przed deformacją $(u, v_2, v_3, \varphi, \theta_2, \theta_3, p)$ są aproksymowane następującymi funkcjami kształtu (rys. 2a):

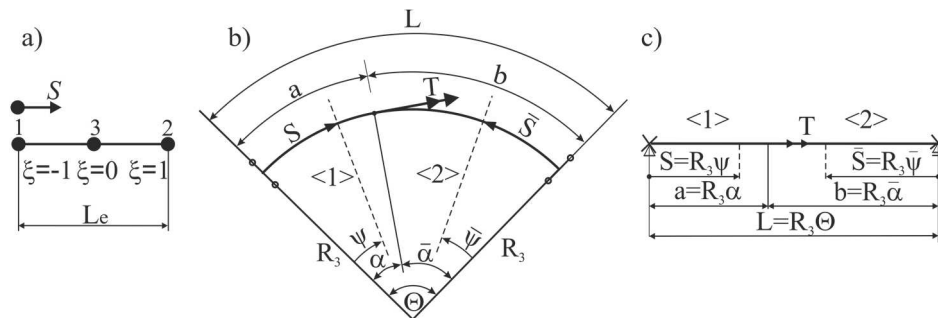
$$N_1(\xi) = (\xi/2)(\xi-1), \quad N_2(\xi) = (\xi/2)(\xi+1), \quad N_3(\xi) = 1 - \xi^2 \quad (23a-c)$$

gdzie: $\xi \in [-1, +1]$ – współrzędna naturalna,

Po uwzględnieniu zależności $S = (L_e/2)(\xi+1)$ (rys. 2a) otrzymujemy wyrażenia na pochodne po S :

$$f^{(1)} = (2/L_e)\partial f / \partial \xi \quad (24)$$

W celu uniknięcia tzw. „blokady” ścinania i skręcania, zastosowano całkowanie zredukowane dla dwóch punktów Gaussa (Hughes [9]).



Rys. 2. a) 3-wzłowy element izoparametryczny, b) pręt kołowy zakrzywiony w planie - widok z góry c) pręt kołowy zakrzywiony w planie - widok z boku

Fig. 2. a) 3-node isoparametric finite element, b) circular beam (curved in plane) – top view c) circular beam (curved in plane) – side view

Zaprezentowane sformułowanie zaimplementowano, jako program MES działający w środowisku Maxima [13]. Przeprowadzono liczne testy numeryczne weryfikujące poprawność programu, porównując otrzymane wyniki z uzyskanymi w innych, sprawdzonych pakietach MES [12] lub z rozwiązaniami analitycznymi znanymi z literatury (Dąbrowski [10]).

Przykład 1

W pierwszym przykładzie analizujemy łuk kołowy podparty widełkowo na końcach, o następujących parametrach geometrycznych (rys. 2.): $L = 300$ cm, $R_3 = 430$ cm, $\Theta = 0,6981$ rad, $a = b = L/2$. Pręt jest obciążony skupionym momentem skręcającym o wartości $T = 150$ kNcm. Łuk podzielono na 10 elementów skończonych. Do obliczeń przyjęto profil IPE200.

Analogicznie jak w pracy [10] wprowadźmy parametry opisujące geometrię pręta (rys. 2b):

$$\psi = \frac{S}{R_3}, \quad \bar{\psi} = \frac{\bar{S}}{R_3}, \quad \Theta = \frac{L}{R_3}, \quad \alpha = \frac{a}{R_3}, \quad \bar{\alpha} = \frac{b}{R_3} \quad (25a-e)$$

$$k = \sqrt{\frac{GI_T}{EI_w}}, \quad \eta = \frac{1}{1 + (kR_3)^2} \quad (26a, b)$$

Otrzymane wyniki MES zestawiono z rozwiązaniem analitycznym zaprezentowanym w pracy Dąbrowskiego [10], w której przedstawiono odpowiednio funkcje bimomentu oraz momentu skręcającego (rys. 3-6):

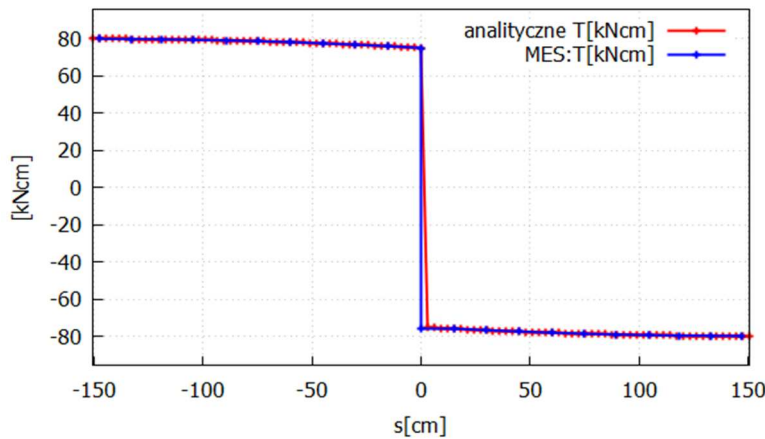
$$M_{w,1}(S) = \frac{T(1-\eta)}{k} \frac{\sinh kb}{\sinh kL} \sinh kS + T\eta R_3 \frac{\sin \bar{\alpha}}{\sin \Theta} \sin \psi, \quad (27a)$$

$$T_1(S) = T \frac{\sin \bar{\alpha}}{\sin \Theta} \cos \psi \quad (27b)$$

$$M_{w,2}(\bar{S}) = \frac{T(1-\eta)}{k} \frac{\sinh ka}{\sinh kL} \sinh k\bar{S} + T\eta R_3 \frac{\sin \alpha}{\sin \Theta} \sin \bar{\psi}, \quad (28a)$$

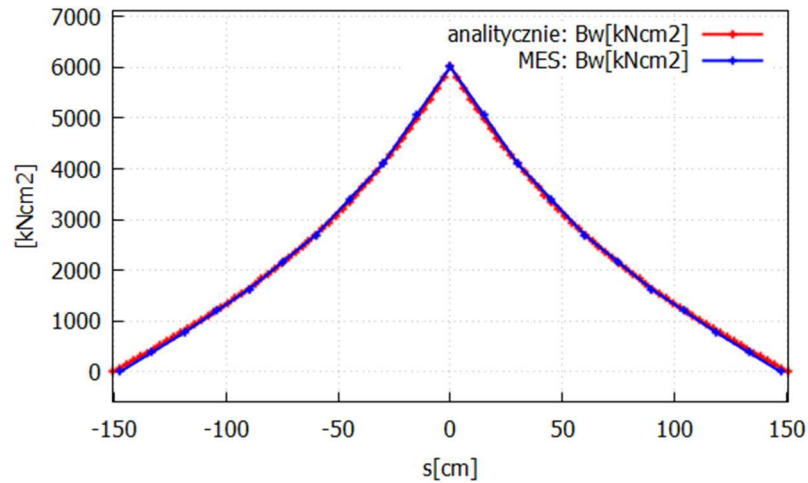
$$T_2(\bar{S}) = -T \frac{\sin \alpha}{\sin \Theta} \cos \bar{\psi} \quad (28b)$$

Gdy R_3 dąży do nieskończoności otrzymujemy wzory dla prętów prostych, zawarte w pracy [8]. Poniżej przedstawiono porównanie wykresów otrzymanych z analizy MES i równań (27, 28) dla bimomentu (rys. 3.) i momentu skręcającego.



Rys. 3. Wykres momentu skręcającego – porównanie wyników MES i wg wzorów analitycznych, na podstawie [10]

Fig. 3. Torsion chart - comparison of MES results and analytic approach, based on [10]

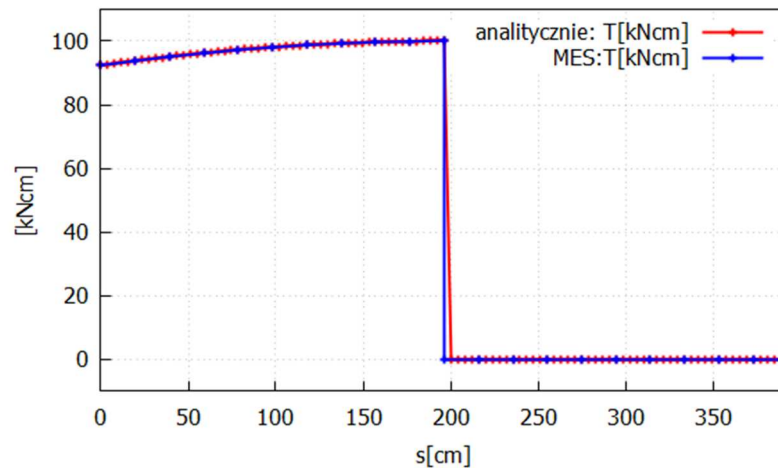


Rys. 4. Wykres bimomentu – porównanie wyników MES i wg wzorów, na podstawie [10]

Fig. 4. Bimoment chart – comparison of MES results and analytic approach, based on [10]

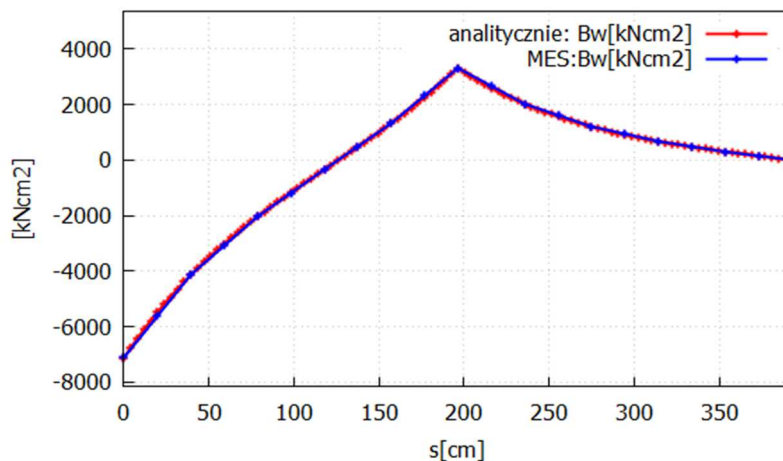
Przykład 2

Rozpatrzmy wspornikowy łuk kołowy o parametrach geometrycznych (rys. 2.): $L = 392,7$ cm, $R_3 = 500$ cm, $\Theta = \pi/4$, $a = b = L/2$. Pręt jest obciążony skupionym momentem skręcającym o wartości $T = 100$ kNcm. Łuk podzielono na 10 elementów skończonych. Przyjęto profil IPE200 jak w przykładzie 1.



Rys. 5. Wykres całkowitego momentu skręcającego – porównanie wyników MES i wg wzorów analitycznych, na podstawie [10]

Fig. 5. Torsion chart - comparison of MES results and analytic approach, based on [10]



Rys. 6. Wykres bimomentu – porównanie wyników MES i wg wzorów analitycznych, na podstawie [10]
 Fig. 6. Bimoment chart – comparison of MES results an analytic approach, based on [10]

Widoczna jest bardzo dobra zgodność wyników otrzymanych z programu MES opracowanego na podstawie sformułowania przedstawionego w niniejszej pracy oraz rozwiązań analitycznych z pracy [10]. W analizowanych przykładach względne różnice nie przekraczają 0,25%.

3.2. Giętno-skrętna utrata stateczności prętów kołowych

Rozpatrzmy pręt kołowy zakrzywiony w płaszczyźnie prostopadłej do wersora A_2 (rys. 1, $B = K_3 = 0$, $K_2 = 1/R_2$). Pomijamy wpływ przemieszczeń w płaszczyźnie łuku ($u = v_3 = \theta_2 = 0$). Warunek giętno-skrętnej utraty stateczności cienkościennych prętów kołowych możemy zapisać w formie:

$$\delta\Pi_b = \delta\Pi_{b1L} + \delta\Pi_{b2L} + \delta\Pi_{bG} = 0 \quad (29)$$

Wyrazy w równaniu (29) zależne od liniowej części uogólnionych odkształceń przedstawimy następująco:

$$\delta\Pi_{b1L} = \int_L (\delta k_{3L} EI_{33} k_{3L} + \delta p^{(1)} EI_w p^{(1)}) dS \quad (30)$$

$$\delta\Pi_{b2L} = \int_L \delta b_L GI_T b_L dS + \int_L (\delta \gamma_{2L} GA_2 \gamma_{2L} + \delta p_{wL} GD_w p_{wL}) dS \quad (31)$$

$$k_{3L} = \theta_3^{(1)} - K_2 \varphi \quad (32a)$$

$$b_L = \varphi^{(1)} + K_2 \theta_3, \quad \gamma_{2L} = -\theta_3 + v_2^{(1)}, \quad p_{wL} = b_L - p \quad (32b-d)$$

Wzory (32a÷d) otrzymano na podstawie zależności wyprowadzonych w pracy Bijak, Kołodziej [7]. Ostatni człon równania (29) wynika z efektów nieliniowych:

$$\delta\mathcal{I}_{bG} = \int_L (N \delta e_N + M_2 \delta k_{2N}) dS \quad (33)$$

$$e_N = (v_2^{(1)})^2 / 2 + i_p^2 b_L^2 / 2, \quad k_{2N} = \theta_3^{(1)} \varphi - K_2 (\theta_3^2 / 2 + \varphi^2 / 2) \quad (34a, b)$$

gdzie: e_N, k_{2N} – są nieliniowymi częściami uogólnionych odkształceń e, k_2 .

Jeżeli przyjmiemy hipotezę Bernoulliego dla zginania i Własowa dla skręcania otrzymamy następujące wzory na uogólnione odkształcenia [7]:

$$\gamma_{2L} = 0, \quad p_{wL} = 0 \quad (35a, b)$$

$$\theta_3 = v_2^{(1)}, \quad k_{3L} = v_2^{(2)} - \varphi / R_2, \quad p = b_L = \varphi^{(1)} + v_2^{(1)} / R_2 \quad (36a÷c)$$

Całkując przez części równanie (29), zmodyfikowane za pomocą zależności (35), (36), otrzymujemy równania różniczkowe odpowiadające równaniom (17), (18) w pracy Pi, Bradford [11].

4. Wnioski

W 3-węzłowym elemencie izoparametrycznym całkowanie zredukowane dla dwóch punktów Gaussa (Hughes [9]) pozwala uniknąć tzw. „blokady” ściśnięcia i skręcania. Dzięki temu rozwiązanie numeryczne ma bardzo dobrą zbieżność do wyników analitycznych. Prezentowane sformułowanie jest bardzo elastyczne i można je w prosty sposób wykorzystać do rozwiązania różnych szczegółowych zagadnień związanych z mechaniką prętów cienkościennych (np. stateczności początkowej łuków kołowych).

W poprzedniej pracy autorów [7] przyjęto wzory na odkształcenia na podstawie teorii używanej przez system Abaqus [12], upraszczając je dla zakresu małych obrotów przekroju. W przypadku pręta idealnego prezentowane sformułowanie pokrywa się z wynikami pracy [7]. Ma jednak tę przewagę nad poprzednim, że na jej podstawie można w prosty sposób analizować pręty z imperfekcjami geometrycznymi. W tym przypadku $\Gamma_1(S_0) \neq 1, \Gamma_2(S_0) \neq 0, \Gamma_3(S_0) \neq 0$ (por. (19)).

Literatura

- [1] Chodor L., Bijak R.: Stochastic finite element analysis of 3D thin-walled structures, Short Papers, 20th International Conference on Computer Methods in Mechanics CMM2013 - Poznań, 2013, MS06-1, MS06-2.
- [2] Chodor L.: Imperfekcyjna teoria niezawodności, w przygotowaniu do druku w Wydawnictwie Naukowym PWN.

- [3] Washizu K.: Variational Methods in Elasticity and Plasticity. Pergamon Press, New York, 3 edition, 1982.
- [4] Bijak R., Chodor L., Kołodziej G., Kowal Z.: Zakrzywione pręty cienkościenne z imperfekcjami geometrycznymi, w przygotowaniu do Archives of Civil Engineering.
- [5] Reissner E.: On finite deformations of space-curved beams, Journal Appl. Math. Phys. (ZAMP), vol. 32, 1981, pp. 734-744.
- [6] Gruttmann F., Sauer R., Wagner W.: Theory and numerics of three-dimensional beams with elastoplastic material behaviour, Int. J. Numer. Methods Engrg., vol. 48, 2000, pp. 1675-1702.
- [7] Bijak R., Kołodziej G.: On finite deformations of spatially curved bisymmetric thin-walled rods, Archives of Civil Engineering, vol. 62(1), Mar 2016, pp. 25-36.
- [8] Bijak R., Kołodziej G.: Zginanie i skręcanie belek o przekroju mono-symetrycznym, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment And Architecture, JCEEA, t. XXXIII, z. 63 (1/16), styczeń-marzec 2016, s. 315-322, DOI: 10.7862/rb.2016.37.
- [9] Hughes, T.J.R.: The Finite Element Method. Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis, Prentice-Hall, 1987.
- [10] Dąbrowski R.: Gekrümmte dünnwandige Träger. Theorie und Berechnung. Springer Verlag, Berlin 1968.
- [11] Pi Y.L., Bradford M.A.: Elastic flexural-torsional buckling of continuously restrained arches, Int. J. Solids Struct., 39(8), 2002, pp. 2299-322.
- [12] Abaqus 6.11, Theory Manual, Dassault Systemes, 2011.
- [13] Maxima, A Computer Algebra System, <http://maxima.sourceforge.net> (10-04-2017).

BISYMMETRIC CURVED THIN-WALLED RODS

Summary

In the paper it was presented nonlinear theory of initially twisted and bended thin walled rods in three dimensional space. Theory was basis for implementation of computer program, which employs 3-node isoparametric finite element with reduced numerical integration (Gaussian integration at 2 points). In numerical examples, circular rods were analyzed in a linear range for two boundary conditions: 1) circular arch with fork-alike supports at the ends 2) fully restrained cantilever. Result were compared then with analytic solutions and good consistency was observed. On the other hand, additional assumption of Bernouli hypothesis for bending and Wlasov theory for twisting allows for easy derivation of differential equations of lateral-torsional buckling for circular arches. Expressions for generalized strains are formulated in a manner which allows taking into consideration influence of geometric imperfections of the rods in the analysis.

Keywords: space-curved thin-walled rods, bisymmetric cross-sections, second-order approximations of finite rotations, Reissner model, isoparametric formulation, circular arch, analytic solution

Przesłano do redakcji: 20.04.2017 r.

Przyjęto do druku: 01.09.2017 r.

Informacje dodatkowe

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 64(4/17) oraz na stronie internetowej:
www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
(dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
www.oficyna.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
[oficyna.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/](http://oficyna.prz.edu.pl/informacje-dla-autorow/)
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
[www.oficyna.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/](http://www.oficyna.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorow/)
oraz
www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
www.oficyna.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Zasady recenzowania, informacje dla autorów, formularz recenzji, instrukcja dla autorów i dane kontaktowe do redakcji czasopisma i wydawcy będą również opublikowane w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, z. 64 (4/2017).