

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

Vol. 12(2) 2013

Politechnika Lubelska
Lublin, 2013

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 12(2) 2013

Politechnika Lubelska
Lublin, 2013

Rada Naukowa

Tomasz Bajda (AGH Kraków)
Ivan Baláž (University of Economics in Bratislava)
Mykola Bevz (National University Lviv Polytechnic)
Grażyna Dąbrowska-Milewska (Politechnika Białostocka)
Wiesława Głodkowska, prof. PK (Politechnika Koszalińska)
Adam Goliger (The Council for Scientific and Industrial Research - CSIR)
Zbyněk Keršner (Brno University of Technology)
Halit Cenani Mertol (Atılım University)
Adam Nadolny (Politechnika Poznańska)
Sandro Parrinello (Pavia University)
Wojciech Radomski (Politechnika Łódzka i Politechnika Warszawska)
Elżbieta Radziszewska-Zielina (Politechnika Krakowska)
Petro Rychkov (National University of Water Management and Nature Resources Use)
Shamsher Bahadur Singh (Birla Institute of Technology and Science)
Anna Sobotka (AGH Kraków)
Viktor Tur (Technical University of Brest)

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**

Redaktorzy tematyczni:

Joanna Giecwicz, Anna Halicka, Piotr Jaśkowski, Wojciech Kosiński, Jan Kukielka,
Tomasz Lipecki, Marek Łagoda, Wojciech Piasta, Jadwiga Roguska,
Małgorzata Rozbicka, Elżbieta Ryńska, Bogusław Szmygin, Daniel Załuski

Sekretariat: Lidia Bandura

Adres redakcji:

Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: wb.bia@pollub.pl

Strona czasopisma:

<http://wbia.pollub.pl/pl/o-wydziale/czasopismo-budownictwo-i-architektura>

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej
Finansowana w ramach środków Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego

© Copyright by Politechnika Lubelska 2012

ISSN 1899-0665

Realizacja: Biblioteka Politechniki Lubelskiej
Ośrodek ds. Wydawnictw i Biblioteki Cyfrowej
ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin, email: wydawca@pollub.pl
Fundacja Rozwoju Politechniki Lubelskiej

 SPIS TREŚCI
 CONTENTS

Drogi i Mosty
Piotr Bętkowski, Stefan Pradelok:

- Analiza obliczeniowa możliwości zabezpieczenia ramownicowego obiektu mostowego na znaczne wpływy górnicze
Computational analysis of possibility protection of frame bridge object on considerable mining influences 7

Jacek Chróścielewski, Mikołaj Miśkiewicz, Łukasz Pyrzowski, Magdalena Rucka, Krzysztof Wilde:

- Badania wiaduktu nad torami kolejowymi przy PGE Arena w Gdańsku podczas jego realizacji
Viaduct over railway next to PGE Arena in Gdansk under tests during its construction 15

Jakub Jarosz:

- Wpływ sił hamowania na przemieszczenia zintegrowanych konstrukcji mostowych
The effect of braking forces on displacement of integral bridges 23

Sławomir Karaś, Wioleta Czubacka:

- Eurokody mostowe a mechanika
Eurocodes for bridge design versus mechanics 31

Marek Łagoda, Maciej Kowal:

- Wpływ kształtu zakończenia skleiny na wytrzymałość złącza stal – kompozyt FRP
The effect of bond end geometry on steel – FRP joint strength 39

Piotr Olszek, Juliusz Cieśla, Waldemar Szaniec:

- Badanie skutków oddziaływań bocznych na wiadukcie kolejowym leżącym na łuku
Investigation of horizontal forces result in railway viaduct with curved truck 47

Stefan Pradelok, Piotr Bętkowski, Adam Rudzik, Piotr Łaziński:

- Modelowanie inżynierskie szczegółów konstrukcyjnych mostu
Engineering modelling of structural details of a bridge 55

Janusz Szelka, Zbigniew Kamyk:

- Kompozytowe mosty wojskowe
The application of composites (FRP) in military bridges 63

Adam Wysokowski:

- Wpływ imperfekcji wykonawczych konstrukcji kolejowych mostów stalowych na ich nośność doraźną i zmęczeniuową
Influence of executive imperfections of railway steel bridges construction on operational capacity and fatigue capacity 71

Inżynieria Wiatrowa
Grzegorz Bosak:

- Badania modelowe wpływu interferencji aerodynamicznej otoczenia śródmiejskiego na budynek wysokościowy
Wind tunnel tests of aerodynamic interference of the high-rise building and its nearest city surroundings 79

Peter Breuer, Tadeusz Chmielewski, Piotr Górski, Eduard Konopka,**Lesław Tarczyński:**

- Investigations of dynamic characteristics of a tall industrial chimney due to light wind and solar radiation
Badania dynamicznych charakterystyk wysokiego komina pod działaniem słabego wiatru i nasłonecznienia 87

Andrzej Flaga, Grzegorz Bosak, Renata Klaput, Łukasz Flaga:

- Badania modelowe w tunelu aerodynamicznym prawidłowości działania ciągów w przewodach kominowych w budynku w zabudowie zwartej
Model tests in wind tunnel of correct work of chimneys and ventilations draughts for a building in compact development 95

Andrzej Flaga:

- Odporność pojazdów szynowych na wywracanie się przy silnych wiatrach poprzecznych
Resistance of railway vehicles to roll-over in strong across winds 103

Paulina Jamińska:

- Analiza działania wiatru na układ budynek z rusztowaniem
The analysis of wind action on building and scaffolding system 111

Grzegorz Kimbar:

- Symulowanie w tunelu aerodynamicznym wpływu wiatru na rozkład obciążenia śniegiem dachów
Wind-tunnel simulations of wind influence on snow load distribution on roofs 119

Katarzyna Klemm:

- Kryterium komfortu człowieka w terenach zabudowanych
Human comfort criteria in urban environment 127

Grzegorz Krajewski:

- Weryfikacja obliczeń numerycznych na podstawie badań fizykalnych płaskiej strugi ograniczonej wykorzystywanej do wydzielenia obszarów niezadymionych
Verification of computational calculations based on physical tests of plane jet used to separate zones full of smoke 135

Tomasz Lipecki:

- Oddziaływanie wiatru na budynki wysokie w świetle badań własnych i ujęć normowych
Wind effects on tall buildings according to own measurements and code approach 143

Piotr Matys, Andrzej Flaga:

- Badania modelowe w tunelu aerodynamicznym wirników wiatrowych typu Magnusa o poziomej osi obrotu
Wind tunnel model tests of Magnus type wind rotors with a horizontal rotation axis 151

Grzegorz Sztarbala:

- Oddziaływanie wiatru na przepływ powietrza w tunelach drogowych wentylowanych naturalnie w warunkach pożaru
Wind influence on the flow inside the road tunnels in the case of the fire 157

Wojciech Węgrzyński:

- Przepływ dymu i ciepła w wielkokubaturowym obiekcie budowlanym w warunkach pożaru
Smoke and heat flow in a large volume building in case of fire 165

Konstrukcje Stalowe

Antoni Biegus:

- Przyczyny przedawaryjnego stanu technicznego płatwi hali stalowej
Cause of prior-failure technical states of purlins in steel halls 173

Roman Bijak:

- Zwicherungie belek dwuteowych podpartych widełkowo z uwzględnieniem ciągłego usztywnienia na skręcanie
The lateral buckling of steel I-shape beams with continuous torsional elastic restraints 181

Paweł Błażejowski, Jakub Marcinowski:

- Nośność wybozeniowa żeber wzmacniających ściany stalowego silosu na zboże
Buckling resistance of vertical stiffeners of steel silos for grain storage 189

Karolina Brzezińska, Andrzej Szychowski:

- Wpływ podatności obrotowej połączenia rygiel - słup na sztywność połączenia energoaktywnego przekrycia hali ramowo-płatwiowej
The influence of rotational flexibility of beam-column connection on roof plane rigidity of energy-active cover of frame-purlin hall 197

Daniel Burkacki, Michał Wójcik, Robert Jankowski:

- Analiza modalna stalowego zbiornika walcowego z dachem stałym przy różnym poziomie wypełnienia
The modal analysis of cylindrical steel tank with self-supported roof filled with different level of liquid 205

Marian Giżejowski, Zbigniew Stachura:

- Współczynniki częściowe w ocenie nośności przekroju elementów konstrukcji stalowych
Partial factors for cross-section resistance of elements in steel structures 213

Zbigniew Kowal, Rafał Piotrowski:

- Energoaktywne segmenty dylatacyjne hal z przekryciem strukturalnym
Energy-active expansion segments of halls with structural covers 221

Mariusz Maślak, Krzysztof Kuchta, Marcin Łukacz:

- Nośność na zginanie w pożarze rozwiniętym stalowych belek ze środkiem z blachy profilowanej
Bending resistance of steel beams with corrugated web under fully developed fire 229

Mariusz Maślak, Małgorzata Snela:

- Relacja moment – obrót w warunkach pożaru dla stalowego węzła rygiel – słup o znanej podatności
Moment – rotation dependence under fire conditions for steel beam-to-column joint with known flexibility 237

Monika Matuszkiewicz:

- Wpływ osiadania fundamentu na wybraną konstrukcję masztu
An influence of foundation settlement on the selected mast structure 245

Krzysztof Ostrowski, Jan Łaguna, Aleksander Kozłowski:

- Weryfikacja efektu dźwigni w rozciągającym połączeniu doczołowym sprężonym śrubami
Verification of prying effect in prestressed end-plate connection 251

Artur Piekarczuk:

- Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjne hal łukowych dla budownictwa rolniczego
Modern solutions of arch-shaped construction for agricultural building halls 259

Aleksander Robak:

- Badania uszkodzonych elementów ram rusztowań systemu fasadowego
Tests of damaged members of facade scaffolding bearing frames 267

Marcin Skwarek, Jacek Hulimka:

- Pomiary charakterystyk dynamicznych jako element projektowania wspomaganego badaniami przy wyznaczaniu obciążenia wiatrem stalowych wież kratowych wg Eurokodu
Dynamic characteristics measurements as a part of design assisted by testing in estimation of the steel latticed towers wind loading according to Eurocode 275

Radosław Szczerba:

- Nośność i stateczność stalowych belek o przekroju ceowym
Resistance and stability of steel channel section beams 283

Jerzy K. Szlendak, Piotr L. Oponowicz:

- Nośność węzłów kratownicowych typu N z rur prostokątnych o połączeniach w formie klucz-zamek
Resistance of truss N shape joints made with steel RHS in plug & play connections 291

Analiza obliczeniowa możliwości zabezpieczenia ramowniczego obiektu mostowego na znaczne wpływy górnicze

Piotr Bętkowski¹, Stefan Pradelok²

¹ Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, e-mail: piotr.betkowski@polsl.pl

² Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, e-mail: stefan.pradelok@polsl.pl

Streszczenie: W referacie została dokonana analiza obliczeniowa wpływu eksploatacji górniczej na pewien obiekt mostowy o konstrukcji ramowej. Górnicze deformacje podłoża powodują powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w tego typu konstrukcjach. Ze względu na ramową konstrukcję obiektu szczególną uwagę zwrócono na interakcję konstrukcji i podłoża oraz na powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w konstrukcji. Określono rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji oraz wzrost wyężenia w wybranych, niewralgicznych dla bezpieczeństwa, elementach obiektu. Zaproponowano zmianę schematu statycznego jako rozwiązanie techniczne dostosowujące konstrukcję do przeniesienia planowanych dodatkowych odkształceń od górniczych deformacji terenu. Podano przykład analizy obliczeniowej.

Słowa kluczowe: szkody górnicze, mechanika budowli, MES, mosty

1. Wprowadzenie

Na terenach Górnego Śląska znajduje się wiele betonowych obiektów mostowych o konstrukcji ramowej. Takie obiekty były często budowane w latach 50-tych i 60-tych XX w., w czasie intensywnego rozwoju gospodarczego regionu związanego m.in. z wydobyciem węgla kamiennego.

Postępująca zmiana lokalizacji obszarów eksploatacji górniczej sprawia, że część tych obiektów, nie projektowana na wpływy górnicze, znajduje się na obszarach poddanych wpływom górniczych deformacji terenu. Obiekty mostowe, pomimo że mają ponad 50 lat, są często w dobrym stanie technicznym. Problemem trudnym w przypadku kruchych konstrukcji betonowych są znaczne deformacje terenu. [1], [2], [3], [4]

W referacie poddano analizie obliczeniowej sposób zabezpieczenia betonowego ramowego obiektu mostowego na wpływy górnicze przez wzmocnienie filarów oraz stworzenie warunków do powstania przegubu plastycznego w miejscu połączenia filarów z dźwigarami.

2. Problem w określeniu nośności konstrukcji

Na ogół nie można wprost ustalić obecnej nośności obiektu na podstawie analizy obliczeniowej, tj. obliczeń wytrzymałościowych. Systemy norm uległy zmianie, zarówno odnośnie do obciążeń ([5], [6], [7]) jak i wymagań dotyczących stali i betonu, np. popularne w latach 50-tych ubiegłego wieku pręty gładkie średnicy $\phi 36$ nie są obecnie stosowane, stąd nie można użyć wzorów z aktualnej normy mostowej w odniesieniu do żelbetu [8]. Podobnie beton żwirowy, często stosowany w obiektach podobnych do analizowanego w referacie, nie może być w ogóle obecnie stosowany w mostownictwie. Tysiące konstrukcji zostało jednak zaprojektowanych i wykonanych prawidłowo, zgodnie z ówczesnym stanem wiedzy technicznej i do dziś doskonale pełnią swoją rolę. Co więcej, okazuje się, że często posiadają rezerwy nośności większe niż w obecnie projektowanych konstrukcjach. Do właściwego przyjęcia zabezpieczeń na wpływy górnicze (skutecznego

i ekonomicznie uzasadnionego wzmocnienia konstrukcji) konieczne jest właściwe określenie wyężenia poszczególnych elementów konstrukcji od obciążeń użytkowych.

Nie da się wiarygodnie zidentyfikować zbrojenia w starej konstrukcji. Skanowanie zbrojenia daje wyniki wątpliwej jakości. Ponadto, aby ustalić przebieg i rozkład zbrojenia konieczne byłoby wykonanie ogromnej liczby badań (co jest nieuzasadnione ekonomicznie). Ustalenie przebiegu zbrojenia poprzez liczne "odkuwki" również jest kosztowne, ponadto trudno uzyskać dostęp do drugiej i trzeciej warstwy zbrojenia bez zniszczenia konstrukcji. Badanie konstrukcji to nie projekt nowego obiektu, gdzie określa się nośność wielu przekrojów (m.in. różnicując/projektując liczbę wkładek zbrojeniowych, rozstaw strzemion). W przypadku zabezpieczenia istniejącej konstrukcji obiekt jest już wybudowany, a liczba wkładek zróżnicowana – wystarczająca jest więc analiza wybranych, reprezentatywnych dla analizy przekrojów.

3. Opis zaproponowanej metody zabezpieczenia konstrukcji

Dopuszczalny poziom sił wewnętrznych zostanie ustalony przez porównanie sił wewnętrznych na które zaprojektowano obiekt i tych, które powstają od obowiązujących obecnie obciążeń i od wpływów górniczych. Takie podejście pozwoli określić rozkład sił wewnętrznych od obciążeń na które zaprojektowano konstrukcję (tzw. nośność projektową) i porównać wyniki obliczeń otrzymane przy aktualnych obciążeniach zmiennych, zmianie schematu statycznego konstrukcji i wymuszeniach górniczych. Celem analiz jest określenie sił wewnętrznych i porównanie wyężenia w pewnych reprezentatywnych w konstrukcji przekrojach – przyjęto za punkt odniesienia (i poziom bezpieczny) poziom sił wewnętrznych na jakie zaprojektowano obiekt. Taka analiza jest o wiele bardziej wiarygodna niż wyznaczenie naprężeń przy szeregu niepewnych danych.

Dla konstrukcji ramowych istotne są poziome deformacje podłoża wywołane górniczymi rozpelzaniem lub splezaniem terenu. W wielu przypadkach w obiektach podobnych do analizowanego w referacie, przemieszczenia poziome podpór spowodowane eksploatacją górniczą przekraczają 5 cm. Mniej istotne dla konstrukcji ramowych są na ogół nierównomierne osiadania podpór. Ze względu na znaczną głębokość na której prowadzona jest eksploatacja górnicza (na ogół ponad 600 m) promienie krzywizny terenu są duże (ponad 30 km), a nierównomierne osiadania podpór nie przekraczają 1 cm, czyli wartości którą zarówno w latach 50-tych ubiegłego wieku [5], jak i obecnie [7] przyjmuje się jako jedno z obciążeń na etapie projektowania konstrukcji.

Elementem konstrukcji szczególnie narażonym na powstanie dodatkowych sił wewnętrznych są słupy rami. Te siły wewnętrzne przenoszą się również na pomost.

W referacie omówiono metodę zabezpieczenia obiektu przez zmianę schematu statycznego konstrukcji: stworzenie warunków do powstania przegubu plastycznego w miejscu połączenia filarów z dźwigarami (usztywnienie głowicy słupa ramką z kątowników stalowych i nacięcie otuliny prętów zbrojeniowych na filarach tuż pod dźwigarami - szerokość i głębokość nacięcia po 4 cm oraz wypełnienie szczeliny silikonem - nastąpić może zmiana schematu statycznego, gdzie pomost będzie pracować jak belka ciągła) i wzmocnienie filarów kątownikami stalowymi umieszczonymi w narożach słupów.

Szczególłą uwagę należy zachować przy analizowaniu wpływów górniczych na obiekty o skośnej płycie pomostowej. W referacie analizowano model takiego obiektu.

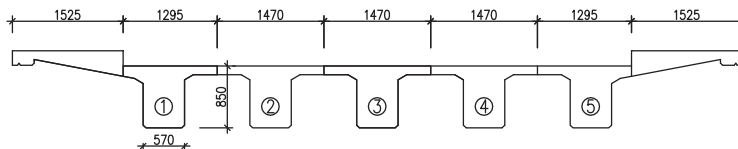
4. Przykład obliczeniowy

4.1. Opis modelu MES

Poniżej zestawiono podstawowe informacje o geometrii przykładowego obiektu mostowego potrzebne do stworzenia modelu MES [9]:

- schemat statyczny: ciągły, rama, 3 przęsła,
- rozpiętość przęseł (mierzone w osiach podpór): $13,3 + 18,5 + 13,3$ m,
- szerokość obiektu (pomostu): 10 m,
- wysokość filarów (podpór): 5,50 m,
- kąt skrzyżowania z przeszkodzą (skos płyty): $58,8^\circ$,
- rodzaj dźwigarów: belki monolityczne żelbetowe, 5 belek (rys.1)

- rodzaj pomostu: płytowy, żelbetowy monolityczny (rys.1),
- filary (dwie podpory pośrednie): 5 słupów na każdą podporę na wspólnej ławie, przekrój słupów prostokątny 0,57x0,57m,
- przewiązka pomiędzy słupami filarów: przekrój prostokątny 037x0,40 m,
- szerokość jezdni: 7 m – 2 pasy ruchu.

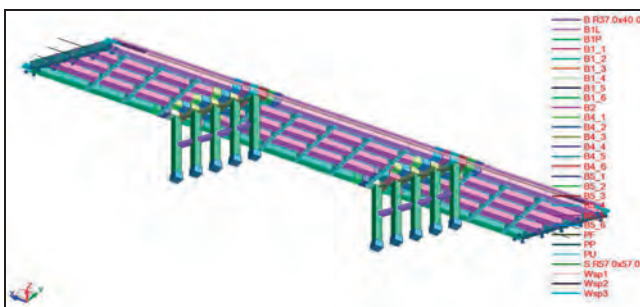


Rys. 1. Przekrój poprzeczny

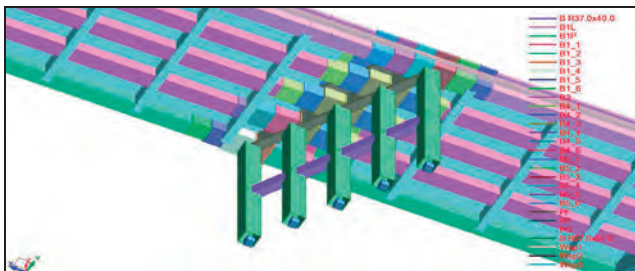
Przekroje zdefiniowano bezpośrednio w programie MES jako teowe (dźwigary, poprzecznicę), prostokątne (pasma płytowe, wsporniki pochodnikowe, filar z przewiązką), zgodnie z geometrią elementów (przekrój poprzeczny rys.1).

W modelu założono, że obiekt wykonano z betonu odpowiadającego klasie B-15 wg [8]. Taki materiał dobrze oddaje właściwości popularnego w latach 50-tych XX w. betonu żwirowego, takie jak np. niska wartość modułu Younga. Odpowiednie przyjęcie parametrów betonu jest istotne, ponieważ w dalszej części referatu analizowany będzie wpływ wymuszonych przemieszczeń węzłów podporowych, a sztywność elementów ramy wpływa na wielkość sił wewnętrznych wywołanych tymi przemieszczeniami.

Model obliczeniowy to rama przestrzenna z nałożonym nieważkim panelem. W modelu uwzględniono skos płyty pomostowej i skośne usytuowanie podpór względem osi podłużnej obiektu. Model wykonano z elementów prętowych jako przestrzenny (3W) – Rys. 2. Podpory to wahaże na przyczółkach (zablokowany tylko kierunek pionowy) i utwierdzenie w przypadku filarów.



Rys. 2. Model wiaduku w programie MES - wizualizacja



Rys. 3. Model wiaduku w programie MES - wizualizacja zmiennej szerokości dźwigarów

Uwzględniono zmienną (większą) szerokość dźwigarów nad podporami - typową dla wielu rzeczywistych obiektów (Rys. 3). Celem przy tworzeniu modelu rzeczywistej konstrukcji o skośnej płycie pomostowej powinno być zawsze możliwie wierne

odzwierciedlenie geometrii i sztywności poszczególnych elementów, ponieważ zbyt duże uproszczenia zmieniają rozkład sił wewnętrznych.

4.2. Obciążenia

4.2.1. Obciążenia stałe

Model obciążono ciężarem własnym i elementami wyposażenia pomostu (nawierzchnia asfaltowa, kapy chodnikowe, poręcze). Obciążenia stałe uległy na przestrzeni lat (wg [5] i wg [7]) jedynie niewielkim zmianom.

4.2.2. Obciążenia zmienne

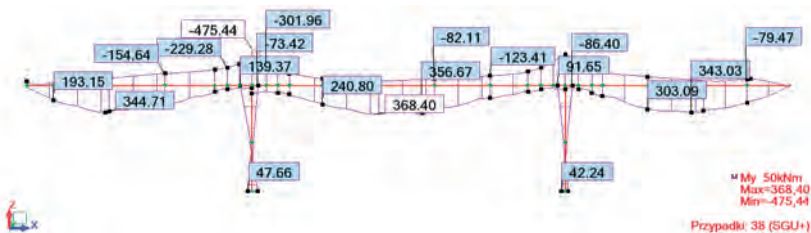
W wielu podobnych konstrukcjach brak określenia aktualnej klasy obciążenia właściwej dla danego obiektu. Stąd należy wykonać analizę porównawczą obciążeń aktualnych i tych, na które zaprojektowano obiekt. Analizowano trzy przypadki obciążenia (wiadukt drogowy): wg norm aktualnych w czasie projektowania obiektu [5], wg aktualnej normy mostowej [7], w instrukcji GDDKiA do określania nośności użytkowej [6].

Wg normatywu z 1952 r. [5] obiekty mostowe drogowe należy obciążać obciążeniem zastępczym taboru samochodowego. Obciążenie zastępcze składa się z obciążenia p w T/m^2 , równomiernie rozłożonego na całej jezdni i z obciążenia dodatkowego P w T/m , równomiernie rozłożonego wzdłuż linii styczności kół z nawierzchnią na całej szerokości jezdni. W klasie I [5] (na taką klasę obciążenia projektowano w latach 50-tych obiekty mostowe na drogach łączących miasta): $p=0,4T/m^2$ (4 kN/m^2), $P=8T/m$ (czyli 80 kN/m).

Dawnym obciążeniem klasy I wg [5] odpowiada obecnie obciążenie klasy C wg [7]. Schemat obciążenia klasy C składa się z obciążenia równomiernie rozłożonego q oraz obciążenia K w postaci sił skupionych (4 pary sił, odległość sił w parze $2,7\text{ m}$, odległość par sił mierzona wzdłuż obiektu to $1,2\text{ m}$, odległość osi ciągnika K od zewnętrznej krawędzi krawężnika/kapy to $2,0\text{ m}$) nałożonego na obciążenie q w miejscu najniekorzystniejszym dla obliczanej wielkości. W klasie C: $q=2\text{ kN/m}^2$, $K=400\text{ kN}$.

Analizowano także obciążenie użytkowe wg „Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych” [6]. Przyjęty model obciążenia (pojazd o pięciu osiach, z trzema osiami z tyłu) dobrze opisuje rzeczywiste pojazdy, które są dopuszczone do ruchu na polskich drogach, zarówno pod względem ilości i rozstawu osi (i kół), jak i wartości obciążeń (nacisków osi). Przyjęto kategorię/pojazd: 1/S42. Model obciążenia składa się z pojazdu o masie 42 ton i obciążenia liniowego $q=5\text{ kN/m}$.

Poniżej podano obwiednie momentów od powyższych obciążeń zmiennych.

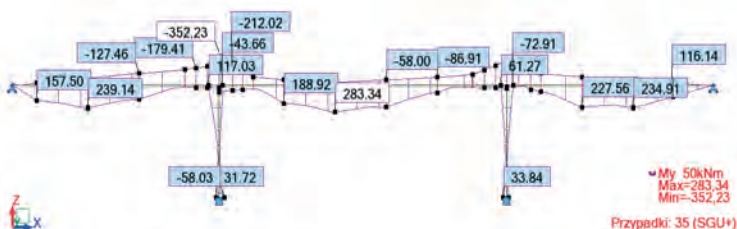


Rys. 4. Obwiednia momentów od obciążenia $P+p$ [5]

Wielkości wewnętrzne od obciążeń klasy I wg [5] (rys.4) i klasy C [7] (rys.5) są podobne. Wielkości wewnętrzne od obciążeń wg Instrukcji GDDKiA [6] (rys.6) są mniejsze niż te na które zaprojektowano obiekt. Po obiekcie (zgodnie z [6]) dopuszczalny jest przejazd wszystkich pojazdów, które spełniają warunki dopuszczenia do ruchu po drogach publicznych w Polsce. Różnica pomiędzy wielkościami na które zaprojektowano konstrukcję (rys.4) a wyznaczonymi wg Instrukcji GDDKiA [6] (rys.6) to zapas nośności, który może być wykorzystany przy projektowaniu zabezpieczeń na wpływy górnicze.



Rys. 5. Obwiednia momentów od obciążenia K+q [7]



Rys. 6. Obwiednia momentów od obciążenia S+q [6]

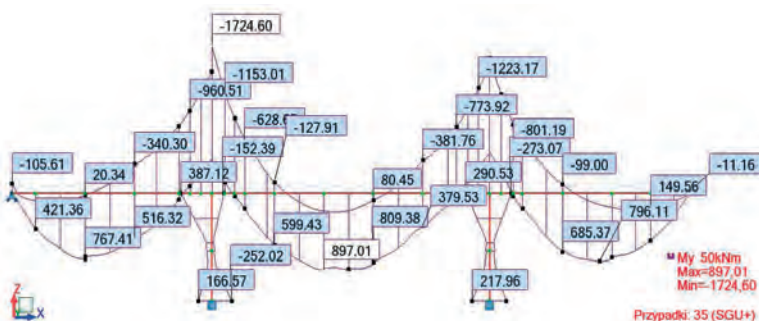
4.2.3. Obciążenia inne

Nierównomierne osiadanie podpór.: W przepisach z 1952 roku [5] przyjmowano osiadanie 1 cm, podobną wartość osiadań zakłada aktualna mostowa norma obciążeń [7]. W obliczeniach przyjęto osiadanie 1 cm, niezależnie dla każdej podpory.

Wpływ temperatury.: Zarówno wg przepisów z 1952 roku [5] jak i obecnych norm mostowych [7] należy analizować dwa przypadki: a) nierównomierne nagrzewanie/ozębienie elementu (różnica na krawędziach przeciwnych $\Delta t=5^{\circ}\text{C}$), b) zmiany temperatury w zakresie od -15 do $+30^{\circ}\text{C}$ (poziom odniesienia $t=+10^{\circ}\text{C}$). Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej zarówno w przeszłości jak i obecnie przyjmowano podobnie: $\Delta t=0,00001$.

4.2.4. Obwiednia momentów

Obwiednię momentów od wszystkich obciążeń wg [5] na które zaprojektowano obiekt pokazano nr rys 7.



Rys. 7. Obwiednia momentów od wszystkich obciążeń (wg przepisów z 1952 roku [5])

4.3. Wpływy górnicze

Wpływ poziomych deformacji terenu na konstrukcję wymodelowano przykładając zadane przemieszczenia do węzłów podporowych filarów, czyli jako obciążenie zewnętrzne wprowadzone do modelu wykonanego w programie MES (Rys.8).

Przyjęto przemieszczenie 36 mm (spężanie) na kierunku prostopadłym do płaszczyzny filara.



Rys. 8. Modelowanie poziomych deformacji terenu jako przemieszczeń węzłów podporowych

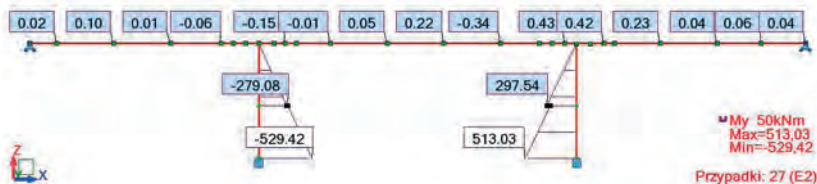


Rys. 9. Wykres momentów zginających od przemieszczenia węzłów - istniejąca konstrukcja

Wzrost momentów w dźwigarach w stosunku do momentów na które zaprojektowano obiekt (rys.7) nie przekracza 30%. Istotnie natomiast, bo prawie 5 razy (ok. 500%), rośnie moment zginający w filarach.

Konieczne są działania zabezpieczające konstrukcję na wpływ poziomych deformacji terenu (spężań).

4.4. Zmiana schematu statycznego pracy konstrukcji



Rys.10. Wykres momentów zginających od przemieszczenia węzłów - konstrukcja zabezpieczona

Konstrukcja sama dostosuje się do odkształceń terenu.

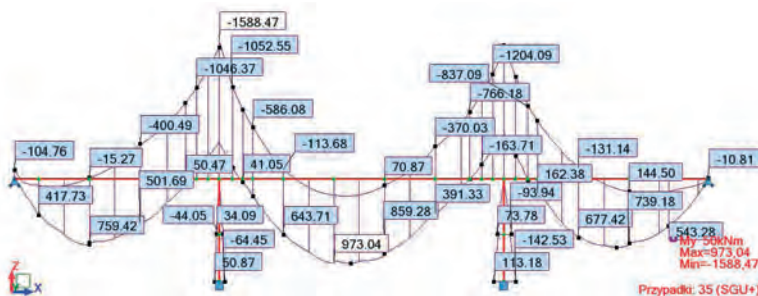
Założono możliwość obrotu filarów w miejscu mocowania ich w pomoście (powstanie przegub plastyczny). Zmianie ulegnie schemat statyczny pracy konstrukcji. Nowy model jest podobny jak ten opisanym w punkcie 4.1., jednak filary nie są już połączone sztywno z dźwigarami.

Na skutek zwolnienia możliwości obrotu filarów w miejscach połączenia z dźwigarami nastąpił w filarach dwukrotny spadek maksymalnych momentów zginających pochodzących od wpływów górniczych, w przeszle brak natomiast momentów zginających pochodzących od wpływów górniczych (przeszło uwolniono od wpływów górniczych). Wyniki podano na rys. Rys. 10.

Na skutek zwolnienia możliwości obrotu filarów w miejscach połączenia z dźwigarami zmiana momentów zginających pochodzący od wszystkich obciążeń stałych i zmiennych określonych wg [5] działających na obiekt jest niewielka. Niewielki wzrost momentów zginających w pomoście rekompensuje różnica momentów powstających w konstrukcji od obciążeń użytkowych na jakie zaprojektowano obiekt wg [5] (rys. 5)

a nośnością użytkową wg [6] (rys 6).

Filary są wiotkie w stosunku do dźwigarów, stąd powstanie przegubów plastycznych w miejscu ich połączenia z dźwigarami (przecięcie zbrojenia) nie spowoduje znacznych zmian wartości momentów od ciężaru własnego konstrukcji, elementów wyposażenia, taboru w przęsłach (zmiana konstrukcji z belkowej ramowej na belkową), ale istotnie zredukuje momenty w filarach pochodzące od wpływów górniczych.



Rys. 11. Obwiednia momentów od wszystkich obciążeń (wg [5]) po nacięciu filarów

4.5. Zabezpieczenie filarów

W przypadku filara nawet po zmianie schematu statycznego pracy konstrukcji nastąpiło przekroczenie momentów o $M_{f,k} = -94,8 + 142,5 + 529,4 = 577,1$ kNm ($M_{f,k}$ dotyczy pojedynczego słupa, każda podpora składa się z pięciu słupów).

Typowe wzmocnienie filarów to umieszczenie w narożach filarów kątowników stalowych. Kątowniki powinny być tak dobrane, aby przenieść w całości dodatkowe momenty zginające. W przykładzie obliczeniowym przyjęto kątowniki L150x150x12.

Wartość maksymalna momentu zginającego słupy/filary wyznaczona programem MES jest znacznie zawyżona. Obciążenie (przemieszczenie) narasta powoli, dojdzie więc do znacznej relaksacji naprężeń pochodzących od tego wpływu - stąd maksymalne obciążenie potraktowano jako wyjątkowe, współczynnik obciążenia (wg [7]) $\gamma_f = 1,15$.

Moment bezwładności pojedynczego kątownika 150x150x12 (względem jego osi obojętnej): $J_1 = 0,00000738$ m⁴. Moment bezwładności czterech współpracujących kątowników J_c (wzmocnienie całego słupa):

$$J_c = 4J_1 + 4F_1r_1^2 = 0,00089952\text{m}^4 \quad (1)$$

gdzie: $F_1 = 0,0348$ m² – pole przekroju pojedynczego kątownika, $r_1 = 0,25$ m – odległość środka ciężkości pojedynczego kątownika od środka ciężkości filara.

$$W_c = \frac{J_c}{r_1} = 0,003598\text{m}^3 \quad (2)$$

$R_a = 200$ MPa – wytrzymałość kątowników ze stali miękkiej

$$\sigma = \frac{\gamma_f M_{f,k}}{W_c} = 185\text{MPa} < R_a \text{ warunek spełniony} \quad (3)$$

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Koszt zabezpieczenia ramowego obiektu mostowego na wpływy górnicze, wg opisaną w referacie metody, jest kilkakrotnie niższy niż wymiana obiektu. Czas realizacji prac budowlanych jest wielokrotnie krótszy niż wymiana obiektu. Ponadto prace budowlane nie wymagają wyłączenia obiektu z eksploatacji, co ogranicza uciążliwość komunikacyjne, ponieważ tego typu obiekty znajdują się często w ciągu ważnych dla miast arterii komunikacyjnych.

Problem dotyczy nie tylko obiektów mostowych. Podobne idee zmiany schematu

statycznego konstrukcji mogą być realizowane w dowolny sposób w innych masywnych konstrukcjach betonowych. Możliwe jest nie tylko zwolnienie swobody obrotów czy przemieszczeń, ale także blokowanie obrotów czy przemieszczeń przy lokalnym wzmocnieniu elementów.

Podane rozwiązanie analityczne można stosować w praktyce inżynierskiej. Jest to podejście uproszczone, dopuszczalne ponieważ przyrost odkształceń jest powolny. Dokładniejsze obliczenia wymagają analizy w zakresie pozasprężystym.

Metoda może być stosowana pod warunkiem zaznaczenia w dokumentacji mostowej faktu wykonania zmian.

Literatura

- 1 Bętkowski P. Problem identyfikacji szkód górniczych na przykładzie wiaduktu drogowego ramowego. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców, Wisła 2012, s.11-18.
- 2 Bętkowski P. Elementy oceny bezpieczeństwa drogowego wiaduktu ramowego położonego na terenach górniczych. Prace naukowe GIG. Górnictwo i środowisko. Kwartalnik Nr 2/1/2011 s.23-29.
- 3 Rosikoń A. Budownictwo komunikacyjne na terenach objętych szkodami górniczymi. WKŁ, Warszawa, 1979.
- 4 Wytyczne techniczno-budowlane projektowania i wykonywania obiektów mostowych na terenach eksploatacji górniczej. Ministerstwo Komunikacji, Warszawa 1977.
- 5 Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych i miejskich. Część ogólna –O. Ministerstwo Transportu drogowego i lotniczego. Warszawa, 1952.
- 6 Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA, Warszawa 2004.
- 7 PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia.
- 8 PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- 9 Autodesk Robot Structural Analysis 2011.

Computational analysis of possibility protection of frame bridge object on considerable mining influences

Piotr Bętkowski¹, Stefan Pradelok²

¹ Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, e-mail: piotr.betkowski@polsl.pl

² Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, e-mail: stefan.pradelok@polsl.pl

Abstract: Computational analysis of influences of mining exploitation on certain frame object was described in this paper. The mining deformations of the area give rise to additional internal forces in such constructions. The method of static scheme change as a technical solution is discussed, in which the construction that can take additional loads from mining deformations of the area is adapted. The example of computational analysis is given.

Keywords: mining damages, mechanics of building, FEM, bridge

Badania wiaduktu nad torami kolejowymi przy PGE Arena w Gdańsku podczas jego realizacji

Jacek Chróścielewski¹, Mikołaj Miśkiewicz¹, Łukasz Pyrzowski¹,
Magdalena Rucka¹, Krzysztof Wilde¹

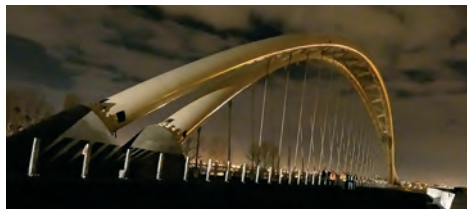
¹ Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: jacek.chroscielewski@pg.gda.pl, mikolaj.miskiewicz@pg.gda.pl, lukasz.pyrzowski@pg.gda.pl, magdalena.rucka@pg.gda.pl, krzysztof.wilde@pg.gda.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono badania wiaduktu WD-1 realizowanego w ramach Trasy Słowackiego w Gdańsku. Ze względu na nietypową, innowacyjną formę splecionego łukowego dźwigara nośnego Laboratorium DIM (Diagnostyki, Identyfikacji i Monitoringu) działającemu przy Katedrze Mechaniki Budowli i Mostów Politechniki Gdańskiej zlecono opracowanie i realizację badań kontrolnych. Zakresem badań objęto monitoring węzłowiec luków i sił w wieszakach linowych podczas ich naciągania oraz próbne obciążenie obiektu.

Słowa kluczowe: systemy monitoringu konstrukcji (SMK), wiadukt łukowy, próbne obciążenie, badania.

1. Wprowadzenie

Historia rozwoju społeczeństw pokazuje, iż wzrost ich zamożności z natury kreował zwiększenie wydatków na budownictwo stymulując tendencje do poszukiwań ciekawych form architektonicznych. Do tego typu nietypowych obiektów można zaliczyć znajdujący się w sąsiedztwie stadionu PGE Arena wiadukt WD-1 zrealizowany w ramach budowy Trasy Słowackiego w Gdańsku. Innowacyjność obiektu polega na zastosowaniu unikalnych, przeplecionych dźwigarów łukowych (rys. 1) podkreślających lekkość wiaduktu.



Rys. 1. Wiadukt WD-1

W przypadku prototypowych dzieł inżynierskich celowym i coraz powszechniejszym jest prowadzenie technicznych badań kontrolnych w trakcie ich wznoszenia. Podejście takie pozwala na weryfikację przyjętych, często unikalnych, założeń teoretyczno-projektowych dotyczących pracy obiektu. Badania takie pozwalają również na utwierdzenie wykonawcy o właściwej i bezpiecznej realizacji obiektu służąc na bieżąco wsparciem w podejmowaniu trudnych decyzji. Uczestnicy procesu budowlanego związanego z wiaduktem WD-1: projektant mgr inż. Krzysztof Topolewicz (TOP Projekt), przedstawiciel wykonawcy mgr inż. Jacek Szymański (Budimex S.A.) oraz przedstawiciel inwestora mgr inż. Adam Łosiński (GIK sp. z o.o.) zlecieli innowacyjne badania weryfikacji procesu wznoszenia obiektu zespołowi z Katedry Mechaniki Budowli i Mostów Politechniki Gdańskiej.

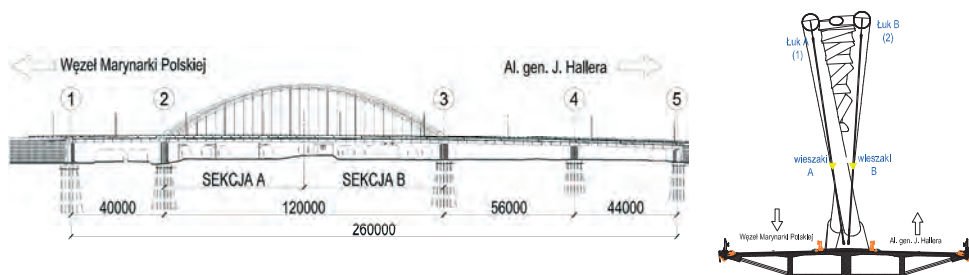
Badania podjęto po zakończeniu osadzania dźwigarów łukowych, a w trakcie podwieszenia pomostu oraz odbioru wiaduktu do eksploatacji. Badania obejmowały:

- monitoring węzłowi dźwigara łukowego wraz z obejmami ciągnowymi,
- pomiar sił w wieszakach linowych metodami bezinwazyjnymi,
- statyczne i dynamiczne próbne obciążenie, w tym:
 - badanie dynamiczne przy wymuszeniu impulsowym,
 - badania dynamiczne w szerokim spektrum obciążenia harmonicznego wymuszonym mechaniczno-elektromagnetycznym wzbudnikiem sterowanym elektronicznie.

2. Charakterystyka obiektu

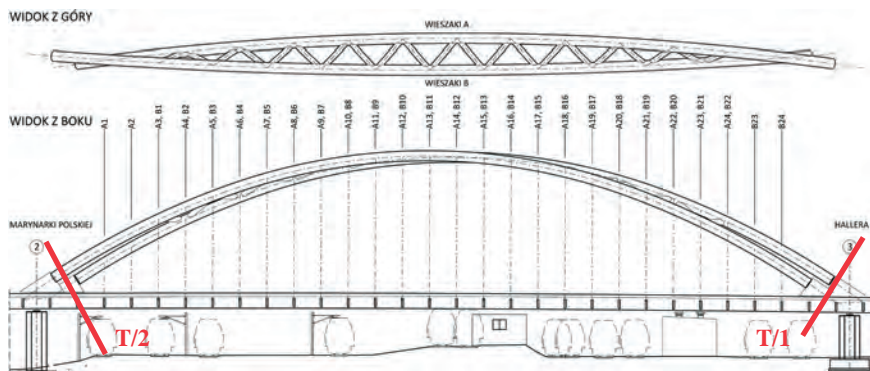
Wiadukt drogowy WD-1 wykonano w ramach realizacji zadania „Połączenie Portu Lotniczego z Portem Morskim Gdańsk – Trasa Słowackiego. Zadanie III. Odcinek Al. Gen. J. Hallera – Węzeł Marynarki Polskiej” [1].

Obiekt WD-1 to czteroprzęsłowa konstrukcja skrzynkowa z betonu sprężonego poprzecznie i podłużnie, z przęsłem nad torami kolejowymi podwieszonym do stalowego dźwigara łukowego (rys. 2). Szerokość skrzynki na długości obiektu jest zmienna. Płyta górna przekroju jest przewieszona i podparta stalowymi zastrzałami zamocowanymi w zewnętrznych ścianach przekroju na wysokości płyty dolnej.



Rys. 2. Widok z boku i przekrój poprzeczny przęsła łukowego

Podwieszenie przęsła nr 2 do stalowego dźwigara łukowego, wykonanego z dwóch połączonych ze sobą oplatających się rur, odbywa się przy pomocy 48 wieszaków linowych wykonanych ze stali wysokowęglowej (rys. 3).



Rys. 3. Widok z góry i z boku przęsła łukowego, oznaczenie wieszaków i przekroji pomiarowych podczas monitoringu

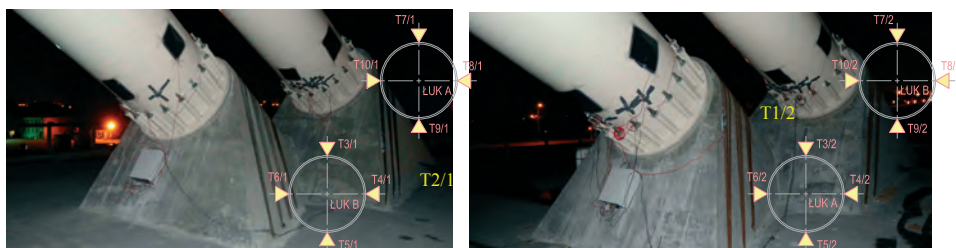
Podstawowe dane techniczne i użytkowe obiektu:

- klasa obciążeń „A” wg PN-85/S-10030,
- klasa drogi na obiekcie G,
- szerokość jezdni zmienna, min. $2 \times 7,0\text{m}$,
- spadek poprzeczny dwustronny 2,5%,
- spadki poprzeczne na gzymsach 4,0%,
- szerokość w świetle barier - zmienna, min. $2 \times 8,0\text{m}$,

- szerokość pomiędzy krawężnikami - zmienna, min. $2 \times 7,0\text{m}$,
- szerokość całkowita - zmienna $22,6 \div 30,6\text{m}$.

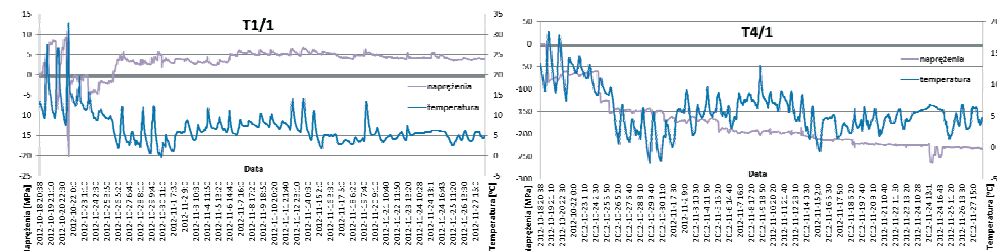
3. Monitoring wezglowii łuku

Celem zainstalowanego systemu monitoringu była kontrola stanu konstrukcji podczas prac związanych z podwieszeniem sprężonego pomostu betonowego do stalowego dźwigara łukowego [2]. Pomiary w wybranych punktach pomiarowych umożliwiły ocenę zakresu współpracy betonowego wezglowia łuków z płytą pomostu. Monitoring obejmował śledzenie zmian odkształceń i temperatury łuku w rejonie podporowym (16 pkt. pomiarowych, tj. T3/1-T10/1 i T3/2-T10/2) oraz pracy lin doprężających (4 pkt. pomiarowe, tj. T1/1, T2/1, T1/2, T2/2) betonową część wezglowia względem płyty pomostu (rys. 4).



Rys. 4. Wezglowia dźwigara łukowego z zainstalowanymi punktami pomiarowymi

Monitoring wezglowii dźwigara łukowego prowadzony był w okresie 18.10. – 28.11.2012. W tym czasie napięte zostały wszystkie wieszaki przęsła łukowego, zwolniono pomost z podpór tymczasowych, zamontowano i wykonano elementy wyposażenia oraz zrealizowano próbne obciążenie odbiorowe obiektu. Ze względu na statyczny charakter głównych oddziaływań do pomiaru odkształceń użyto ekstensometrów strunowych. Czujniki te charakteryzują się długoterminową stabilnością pomiarów oraz po ich odpowiednim zabezpieczeniu oczekiwaną odpornością na oddziaływania środowiskowe.



Rys. 5. Przebieg zmian naprężeń i temperatury w punkcie T1/1 zlokalizowanym na jednej z lin doprężających wezglowie oraz w T4/1 na łuku

We wszystkich punktach pomiarowych jako poziom odniesienia przyjęto wartości pomiarowe w momencie rozpoczęcia monitoringu i rejestrowano przyrosty odkształceń. Ekstremalne, zarejestrowane zmiany odkształceń oraz temperatury dla przekroju T/1 zestawione są w tabeli 1. Zmiany naprężeń i temperatury w punkcie T1/1 zlokalizowanym na jednej z lin doprężających wezglowie oraz w T4/1 na łuku pokazane są na rys. 5.

Tabela 1. Ekstremalne zarejestrowane przyrosty naprężeń i temperatury w przekroju T/1

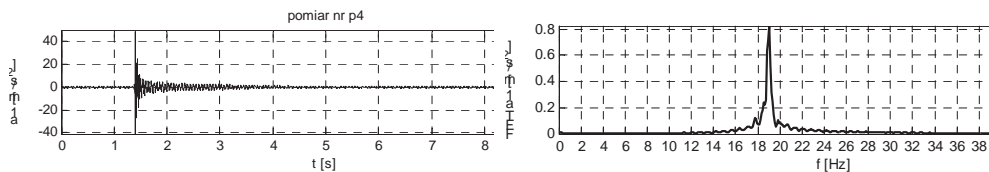
		T1/1	T2/1	T3/1	T4/1	T5/1	T6/1	T7/1	T8/1	T9/1	T10/1
Naprężenia [MPa]	max	16,0	5,0	9,0	13,0	14,7	9,7	10,0	14,0	16,7	29,5
	min	-20,1	-1,9	-159,8	-263,9	-117,3	-23,0	-109,6	-162,5	-40,6	-14,4
Temperatura [°C]	max	32,8	17,7	22,2	18,4	20,4	27,5	18,3	17,3	18,9	27,8
	min	-0,3	0,5	-2,8	-2,5	-1,5	-2,4	-2,6	-1,7	-1,0	-2,4

Największy przyrost naprężeń na łukach stalowych zarejestrowano w punkcie T4/1. Wyniósł on 263,9 MPa a wystąpił podczas próbnego obciążenia obiektu. Pomiary na linowych obejmach węzłowi konstrukcji nie wykazały istotnych zmian naprężeń podczas okresu monitoringu. Głównym oddziaływaniem, które wpływało na zmiany naprężeń w linach były dobowe i dzienne zmiany temperatury.

4. Cykliczne pomiar sił w linach

Pomiar sił w linach prowadzono w trakcie podwieszenia pomostu do dźwigara. Badania te na bieżąco wspomagały projektanta w etapowaniu sił naciągu, tak aby osiągnąć docelową niweletę konstrukcji przy nieprzekroczeniu nośności poszczególnych jej elementów. Pomiary sił we wszystkich 48 wieszakach (rys. 3) przeprowadzono czterokrotnie i dodatkowo dwukrotnie tylko w wieszakach wskazanych w celu potwierdzenia założeń przyjętych w obliczeniach [3]. Wyniki po przeprowadzeniu prób niezwłocznie przekazywano projektantowi obiektu do przeprowadzenia weryfikacji i uaktualnienia programu naciągu wieszaków.

Pomiary sił w linach realizowano metodami bezinwazyjnymi nienaruszającymi powłok antykorozyjnych olinowania poprzez pomiar częstotliwości drgań własnych napiętych lin po ich odpowiednim wzbudzeniu impulsem dynamicznym. W każdej z 4 prób w trzech niezależnych wzbudzeniach z próbkowaniem 512 Hz wykorzystano system do pomiaru oraz analizy drgań i dźwięku LMS SCADAS. Przykładowy wykres wyników pomiaru siły w linie przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Zarejestrowane sygnały pomiarowe w dziedzinie czasu i częstotliwości dla liny A2

5. Badania podczas próbnego obciążenia

Badania podczas próbnego obciążenia wiaduktu WD-1 przeprowadzono w listopadzie 2012 r. W trakcie badań panowały stałe warunki atmosferyczne, bez opadów, a zarejestrowane zmiany temperatury konstrukcji wahały się od 6.1°C do 8.2°C. Do testów wykorzystano maksymalnie w jednym ustawieniu 16 samochodów o masie całkowitej około 27 t każdy [4, 5].



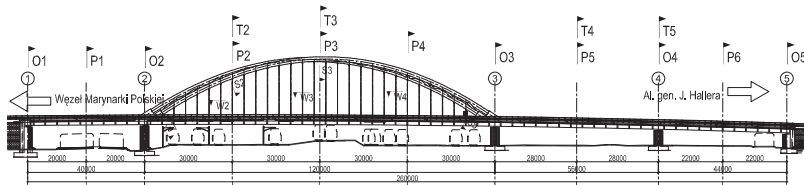
Rys. 7. Ustawienie U2 obciążenia próbnego

Podczas badań statycznych całego obiektu zrealizowano łącznie 6 ustawień statycznych realizujących 42 schematy obciążeń. Ustawienia U1, U3, U4, U5 dotyczyły przęseł belkowych, zaś U2 (rys. 7) i U6 przęśla łukowego. Wykonywano pomiary (rys. 8 i rys. 9):

- ugięć przęseł – łącznie w 18 punktach pomiarowych (6 przekroji P1-P6 po 3 punkty w każdym),
- przemieszczeń pionowych i poziomych konstrukcji dźwigara łukowego – 7 punktów pomiarowych (podpora 2 i 3, L/8, L/4, 3L/8, L/2, 5L/8, 3L/4, 7L/8),
- odkształceń stalowego dźwigara łukowego – 24 punkty pomiarowe zlokalizowane w przekrojach S1 (8 punktów), S2 (4 punkty), S3 (4 punkty), S5 (8 punktów),
- temperatury konstrukcji – łącznie 38 punktów pomiarowych zlokalizowanych

w przekrojach S1 (8 punktów), S2 (4 punkty), S3 (4 punkty), S5 (8 punktów), T2 (3 punkty), T3 (3 punkty), T4 (3 punkty), T5 (3 punkty),

- odkształceń cięgowych obejm węzłowi łuku – 4 punkty pomiarowe zlokalizowane w przekrojach S1 (2 punkty) oraz S2 (2 punkty),
- odkształceń pomostu – 14 punktów pomiarowych zlokalizowanych w przekrojach T2 (3 punkty), T3 (3 punkty), T4 (3 punkty), T5 (3 punkty),
- pomiarów sił w linach – łącznie 6 punktów pomiarowych w przekrojach W2 (2 punkty), W3 (2 punkty), W4 (2 punkty),
- skanowanie przeszła łukowego – w siatce o oczku 5×5cm całej konstrukcji,
- osiadania podpór – 10 punktów pomiarowych (po 2 na każdej podporze).

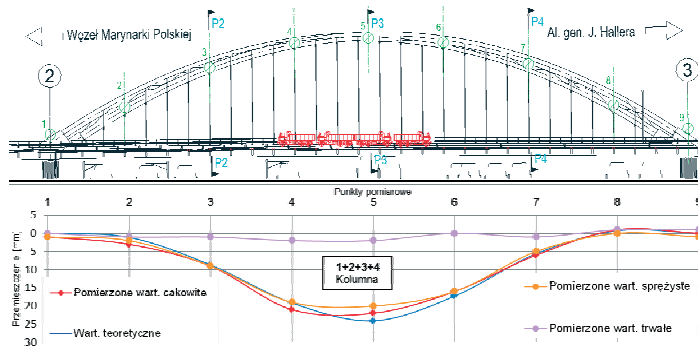


Legenda:

T2 ÷ T6 - odkształcenia (naprężenia) pomostu
S1 ÷ S6 - odkształcenia (naprężenia) łuku

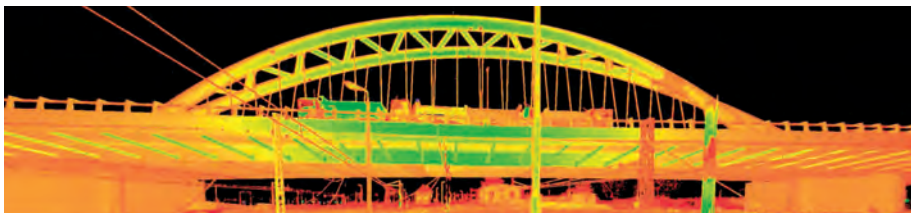
O1 ÷ O5 - osiadania podpór
W2 ÷ W4 - pomiar sił w wieszakach
P1 ÷ P6 - ugięcia i przyspieszenia

Rys. 8. Przekroje pomiarowe



Rys. 9. Przemieszczenia dźwigara łukowego zarejestrowane podczas realizacji ustawienia U2. Oznaczenie przekrojów pomiarowych przemieszczeń

Dodatkowo, poza metodami ujętymi w projekcie statycznych badań odbiorowych, testowano technikę pomiaru deformacji z użyciem skanera laserowego stosując siatkę pomiarową o oczku 5×5 cm (rys. 10). Uzyskano bardzo dobrą zgodność wyników skanowania w odniesieniu do pomiarów realizowanych metodami tradycyjnymi. Niewątpliwą zaletą wykorzystania skanera jest możliwość automatycznego zapisu cyfrowego obrazu geometrii w każdym widzianym punkcie konstrukcji. Wadą skaningu jest jeszcze stosunkowo niska dokładność pomiaru małych deformacji bezwzględnych.



Rys. 10. Skan konstrukcji podczas realizacji ustawienia U2

Tabela 2. Ekstremalne zarejestrowane przyrosty przemieszczeń pomostu przęsła łukowego podczas realizacji próbnego obciążenia

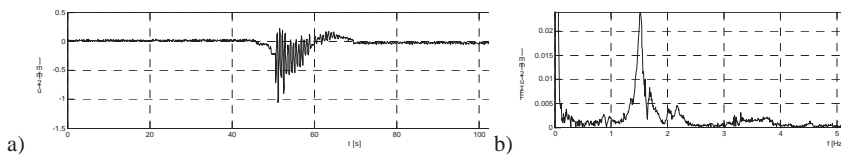
Ustawienie	Punkt pomiarowy	$f_{\text{spręż.}}$	$f_{\text{teoret.}}$	$f_{\text{spręż.}} / f_{\text{teoret.}}$
		[mm]	[mm]	[%]
Ustawienie U2	UG3/L	24.11	27.96	86
	UG3/S	21.21	24.79	86
	UG3/P	24.16	28.82	84

Uzyskane rozkłady poprzeczne i podłużne ugięć konstrukcji podczas prób statycznych były zgodne z obliczonym, a pomierzone ekstremalne wartości ugięć trwałych mieścił się w zakresie dopuszczalnym (tabela 2).

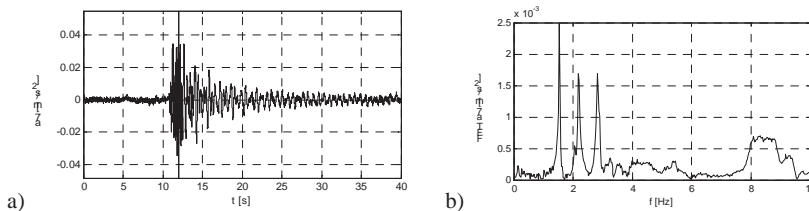
W badaniach dynamicznych rejestrowano ewolucję wskazanych parametrów stanu powodowaną obciążeniem ruchomym od kontrolowanych przejazdów samochodów ciężarowych w różnych konfiguracjach. Łącznie przeprowadzono 74 testy. Dodatkowo, niezależnie od testów przewidzianych w projekcie odbiorowym, badano reakcję konstrukcji na wzbudzenie dynamiczne impulsem obciążenia oraz wzbudnikiem drgań harmonicznym. Podczas badań mierzono i rejestrowano:

- ugięcia konstrukcji przęsła – łącznie 18 punktów pomiarowych (6 przekroi P1-P6 po 3 punkty w każdym),
- przyspieszenia konstrukcji przęsła – łącznie 18 punktów pomiarowych (6 przekroi P1-P6 po 3 kanały pomiarowe w każdym),
- przyspieszeń dźwigara łukowego – 2 punkty pomiarowe w kluczu dźwigara A.

Przykładowe zarejestrowane przebiegi przedstawione są na rys. 11 i 12.



Rys. 11. Zmiana wartości przemieszczeń w punkcie u12 wywołana przejazdem pojedynczego samochodu z prędkością 10km/h przez próg: a) w dziedzinie czasu, b) w dziedzinie częstotliwości



Rys. 12. Przebieg przyspieszeń w punkcie a7 wywołany impulsem (skokiem) obciążenia: a) w dziedzinie czasu, b) w dziedzinie częstotliwości

Tabela 3. Zidentyfikowane podczas badań częstotliwości i postaci drgań własnych

Lp	Częstotliwość drgań własnych – pomierzona [Hz]	Częstotliwość drgań własnych – teoretyczna [Hz]	Zidentyfikowana postać drgań
1	0.8	0.795	Ruch poziomy łuku
2	1.525	1.605	Ruch pionowy pomostu
3	2.075	2.01	Ruch pionowy i poziomy pomostu – postać skrętna
4	2.825	2.8	Ruch pionowy pomostu

Na podstawie badań zidentyfikowano częstotliwości i postacie drgań własnych konstrukcji. W tabeli 3 przedstawiono porównanie wartości pomierzonych z teoretycznymi. Wykonane badania wykazały, że pomiar drgań w punkcie a7 generowany normowym przejazdem balastu (rys. 11) umożliwił zidentyfikowanie mniejszej liczby częstotliwości niż alternatywne obciążenie impulsowe (rys. 12) wywołane autorską techniką skoku balastu

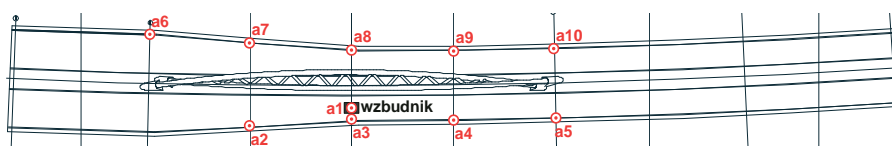
z pręgu zaproponowaną przez Zespół Katedry Mechaniki Budowli i Mostów Politechniki Gdańskiej [6]. Oszacowana na podstawie zrealizowanych badań dynamicznych liczba tłumienia dla wiaduktu WD-1 wyniosła $\xi=2,1\%$.

Wyniki badań statycznych i dynamicznych potwierdziły prawidłową pracę obiektu w zakresie sprężystym.

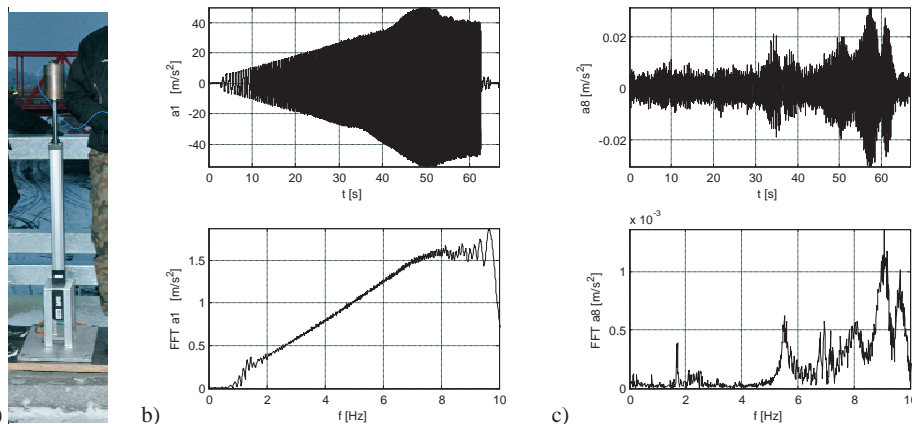
6. Badania dynamiczne wzbudnikiem drgań

Do realizacji szerokiego spektrum obciążenia harmonicznego użyto opracowanego w Laboratorium DIM Katedry Mechaniki Budowli i Mostów PG elektrodynamicznego wzbudnika (rys. 14a) sterowanego elektronicznie [7]. Wzbudnik ustawiono w środku rozpiętości przęsła głównego (punkt a1 na rys. 13). Przyspieszenia drgań rejestrowano na wzbudniku oraz w 9 punktach pomiarowych usytuowanych na konstrukcji przęsła (rys. 13). Przyspieszenia rejestrowano wyłącznie w kierunku pionowym.

Wyniki pomiarów drgań wymuszonych wzbudnikiem przedstawia rys. 14. Sygnałem wejściowym była sinusoida o zmiennej częstotliwości od 1 do 10 Hz. Na rys. 14b widoczny jest sygnał zarejestrowany na wzbudniku, tj. w punkcie a1. Rys. 14c pokazuje przykładowy wynik pomierzonych przyspieszeń w dziedzinie czasu i częstotliwości z punktu a8. Z wykresu w dziedzinie częstotliwości (rys. 14c) można zidentyfikować dla tego ustawienia wzbudnika dwie dominujące częstotliwości drgań pionowych przęsła 1,7 Hz oraz 5,5 Hz.



Rys. 13. Rozmieszczenie punktów pomiarowych podczas badań z użyciem wzbudnika elektrodynamicznego



Rys. 14. Pomiar drgań wymuszonych wzbudnikiem: a) wzbudnik elektrodynamiczny oraz przyspieszenia zarejestrowane b) na wzbudniku, punkt pomiarowy a1; c) w punkcie pomiarowym a8

7. Podsumowanie

Monitoring techniczny węzłowiec dźwigara łukowego prowadzony w trakcie budowy pozwolił na bieżącą kontrolę ich stanu wyężenia wskazując na bezpieczną realizację tej newralgicznej części konstrukcji. Wykonane badania potwierdziły założenia projektowe dotyczące pracy skomplikowanego układu nośnego w postaci łuku złożonego z dwóch przeplatających się rur stalowych. Cykliczne pomiary sił w wieszakach linowych pozwoliły na bieżąco kontrolować efekty ich naciągu i aktualizować projekt podwieszenia pomostu do łuku, ostatecznie prowadząc w sposób bezpieczny do precyzyjnej realizacji. W ramach próbnego obciążenia odbiorowego, poza standardowym podejściem, dodatkowo

zastosowano i przetestowano techniki pomiarowe rzadko jeszcze stosowane w mostownictwie [8].

Konstruktynna współpraca projektanta, wykonawcy, inwestora oraz jednostki naukowej i wynikający z niej zrealizowany program badań nietypowego obiektu jakim jest przeszło łukowe wiaduktu WD-1 pozwoliły na bardzo dobre rozpoznanie zagadnienia, a zdobyte przy jej realizacji doświadczenia ułatwią prace nad nietypowymi obiektami w przyszłości.

Podziękowania

Autorzy artykułu pragną podziękować mgr inż. Krzysztofowi Topolewiczowi (TOP Projekt), mgr inż. Jackowi Szymańskiemu (Budimex S.A.) oraz inspektorowi nadzoru reprezentującego GIK mgr inż. Adamowi Łosińskiemu (GIK sp. z o.o.) za konstruktywny wkład w przeprowadzone pomiary i analizy numeryczne wiaduktu WD-1.

Literatura

- 1 Projekt Wykonawczy wiaduktu WD-1. „Połączenie Portu Lotniczego z Portem Morskim Gdańsk – Trasa Słowackiego. Zadanie III. Odcinek Al. Gen. J. Hallera –Węzeł Marynarki Polskiej”. TOP PROJEKT i GTI. 2012.
- 2 Sprawozdanie z monitoringu wezglowii dźwigara łukowego wiaduktu WD-1. Wilde Engineering sp. z o.o. 2012.
- 3 Sprawozdanie z pomiaru sił w wieszakach przęsła łukowego wiaduktu drogowego WD-1. Wilde Engineering sp. z o.o. 2012.
- 4 Projekt próbnego obciążenia wiaduktu WD-1. GTI. 2012
- 5 Sprawozdanie z badań podczas próbnego obciążenia wiaduktu WD-1. Politechnika Gdańska. 2012.
- 6 Kozakiewicz A., Wilde K.: Modelowanie testów dynamicznych skokiem z progu wykonanym na moście wantowym w ciągu Trasy Sucharskiego w Gdańsku. XLIX Konf. Naukowa Komitetu ILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 2003.
- 7 Wilde K., Rucka M.: Eksperymentalna analiza modalna konstrukcji stadionu w Zielonej Górze. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 276. Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (3/11/II) 2011, str. 421-428.
- 8 Bień J., Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, WKiŁ, 2010.

Viaduct over railway next to PGE Arena in Gdansk under tests during its construction

Jacek Chróścielewski¹, Mikołaj Miśkiewicz¹, Łukasz Pyrzowski¹,
Magdalena Rucka¹, Krzysztof Wilde¹

¹ *Katedra Mechaniki Budowli i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: jacek.chroscielewski@ pg.gda.pl, mikolaj.miskiewicz@ pg.gda.pl, lukasz.pyrzowski@ pg.gda.pl, magdalena.rucka@ pg.gda.pl, krzysztof.wilde@ pg.gda.pl*

Abstract: The paper presents the in situ tests carried out during the erection of viaduct WD-1 which is a part of Trasa Słowackiego in Gdansk. Due to the unique and innovative form of the arch girder which is created by twisted pipes, the structural monitoring tests were conducted in the DIM Laboratory in the Department of Structural Mechanics and Bridge Structures at Gdansk University of Technology. The scope of tests included arch abutment measurement system, periodic control of forces in hangers during tensioning process and finally load testing.

Keywords: SHM, monitoring system, arched viaduct, in situ load test.

Wpływ sił hamowania na przemieszczenia zintegrowanych konstrukcji mostowych

Jakub Jarosz

Katedra Geotechniki i Budowli Inżynierskich, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: kubajarosz87@gmail.com

Streszczenie: W referacie przedstawione zostały wyniki analizy numerycznej poziomych przemieszczeń żelbetowego, jednoprzęsłowego mostu zintegrowanego (posadowionego na palach), wywołanych przez siły hamowania pojazdu normatywnego klasy A. Następnie rezultaty te zostały zestawione z analogicznymi przemieszczeniami wywołanymi oddziaływaniem składowej równomiernego rozkładu temperatury.

Zmiennymi parametrami geometrycznymi mostu były: rozpiętość i wysokość konstrukcyjna przęsła oraz długość i średnica pali. Dodatkowo porównano wyniki przemieszczeń dla dwóch przypadków zamocowania głowic pali (w pierwszym pale utwierdzono bezpośrednio w płycie przęsła, natomiast w drugim – za pośrednictwem oczepu) oraz dla dwóch wariantów uwarstwienia podłoża (w pierwszym wariancie przyjęto warstwę mocno zagęszczonego piasku średniego i gliny piaszczystej, a w drugim warstwę słabo zagęszczonego piasku średniego i iltu).

Współpracę gruntu z palami zamodelowano wykorzystując metodę uogólnioną, polegającą na rozmieszczeniu układu podpór sprężystych wzdłuż pobocznic pala oraz w jego podstawie. Moduły reakcji poziomych wzdłuż pobocznic obliczono na podstawie założonej technologii wykonywania, rozstawu, kształtu i liczby rzędów pali, stopnia zagęszczenia i plastyczności gruntu oraz modułu odkształcenia ogólnego ośrodka gruntowego.

Przemieszczenia wywołane oddziaływaniem sił hamowania, w analizowanych przypadkach, stanowią 5% - 25% całkowitych, poziomych przemieszczeń konstrukcji. Z badań przedstawionych w referacie wynika, że głównymi czynnikami decydującymi o tych przemieszczeniach są średnica pali oraz rodzaj otaczających je gruntów, a najmniejszą rolę odgrywa długość pali.

Słowa kluczowe: mosty zintegrowane, siły hamowania, przemieszczenie pala, metoda uogólniona

1. Wprowadzenie

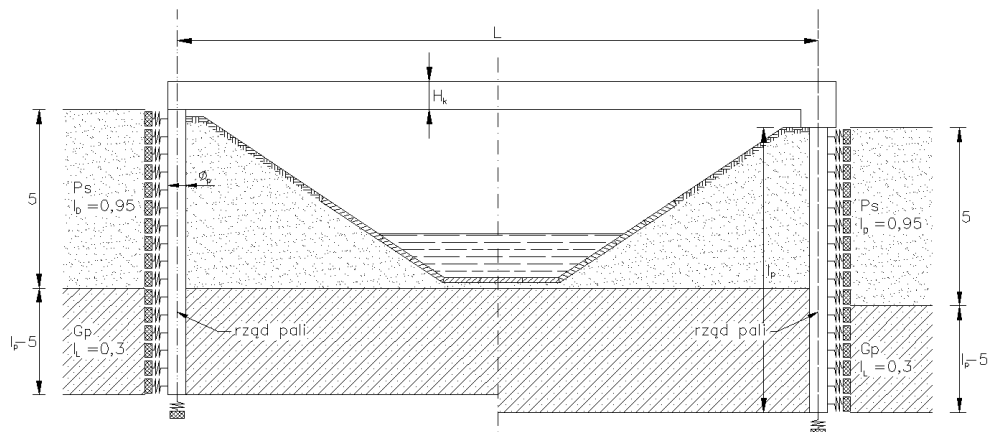
Jedną z najbardziej rozwijanych i stosowanych w ostatnich latach form konstrukcyjnych w mostownictwie, zwłaszcza betonowym, są tzw. mosty zintegrowane. Ich cechą charakterystyczną jest to, że między przęsłami i przyczółkami nie występują względne przemieszczenia poziome i brak jest jakichkolwiek elementów łączących przęsła z nasypem; nawierzchnia na jezdni mostu stanowi więc continuum z nawierzchnią poza nim. Mosty zintegrowane są zwykle jednoprzęsłowe i wykonywane najczęściej jako monolityczne konstrukcje betonowe. Mogą to być jednak – choć relatywnie rzadziej – konstrukcje ciągłe kilkuprzęsłowe. Niekiedy – bez względu na ich liczbę – przęsła mostów zintegrowanych mogą być realizowane jako konstrukcje stalowe lub zespolone typu „stal-beton” lub „beton-beton”.

Sama idea wykonywania mostów zintegrowanych nie jest nowa – budowano je już na początku XX wieku, a bardziej licznie, także w Polsce, w latach międzywojennych [1] a także powojennych [2]. Niemniej rozwój technologii, w tym także dostęp do nowych rozwiązań materiałowych z jednej strony oraz rozwój metod analiz i narzędzi obliczeniowych z drugiej strony, spowodowały, zwłaszcza w ostatniej dekadzie, wzrost zainteresowania tego rodzaju mostami i zwiększenie skali ich wykonywania. Głównym tego powodem jest ekonomiczność mostów zintegrowanych.

Dokładną i najbardziej obszerną w polskim piśmiennictwie naukowo-technicznym charakterystykę mostów zintegrowanych oraz sposobów ich konstruowania i obliczania znaleźć można w monografii [3]. Można w niej również znaleźć opisy stosowanych rozwiązań dotyczących nasypów, sprężystości współpracujących z konstrukcją obiektu mostowego w przenoszeniu przemieszczeń wywołanych obciążeniami, spowodowanymi zmianami temperatury. Uwzględnianie przemieszczeniowych efektów zmian temperatury jest dość powszechnie uznawane za podstawowy element projektowania mostów zintegrowanych. Jednak w niniejszym opracowaniu, w analizach wzięto pod uwagę efekty wywołane siłami hamowania taboru drogowego, co jest poszerzeniem zakresu badań ujętych w [4]. Następnie porównano ich wpływ na przemieszczenia konstrukcji zintegrowanych z efektami wywołanymi oddziaływaniem temperatury.

2. Założenia i dane wyjściowe przyjęte do analiz

Do analiz przyjęto żelbetowy, jednoprzęsłowy most zintegrowany o pomoście płytowym szerokości 10 m, opartym po obu stronach na czterech palach ustawionych w jednym rzędzie, o poprzecznym rozstawie osiowym pali równym 3m. Schemat tego obiektu pokazano na rys. 1 wraz z rozpatrywanym, wyidealizowanym ośrodkiem gruntowym.



Rys. 1. Schemat mostu zintegrowanego przyjęty do analizy – po lewej stronie model z palami zamocowanymi bezpośrednio w ryglu (przędła), po prawej – z palami zamocowanymi w ocpieju, pogrubionej części rygla (przędła)

Zmiennymi parametrami geometrycznymi, charakteryzującymi ten schemat były: rozpiętość przęsła L i jego wysokość konstrukcyjna H_k oraz długość pala l_p i jego średnica ϕ_p . Ich wartości zestawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Wartości parametrów przyjętych do analizy

Parametr	Wartości [m]
Rozpiętość przęsła, L	5; 6; 7; 8; 9; 10; 12; 18; 25
Wysokość konstrukcyjna przęsła, H_k	0,35; 0,50; 0,87*; 1,00
Długość pala, l_p	3; 4; 5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16
Średnica pala, ϕ_p	0,60; 0,80; 1,00; 1,20

*wysokość konstrukcyjna przęsła rzeczywistego (istniejącego) mostu zintegrowanego

Do modelowania współpracy ośrodka gruntowego z palami, zastosowano metodę uogólnioną, która polega na rozmieszczeniu układu podpór sprężystych wzdłuż poboczniczy pala oraz w jego podstawie [5].

Tablica 2. Sztywności poziomych podpór sprężystych wzdłuż poboczniczy przyjęte w analizowanym schemacie

Rodzaj gruntu	x [m]	K(x) [kN/m]	
		φ60/80/100	φ120
Piaszek średni (Ps)	0,25	13,9	12,5
	0,75	19,45	17,5
	1,25	25	22,5
	1,75	30,55	27,5
	2,25	36,1	32,5
	2,75	41,65	37,5
	3,25	47,2	42,5
	3,75	52,75	47,5
	4,25	55,5	50
Głina piaszczysta (Gp)	4,75	55,5	50
	5,25	4,15	3,74
	5,75	4,15	3,74
	6,25	4,15	3,74
	6,75	4,15	3,74
	7,25	4,15	3,74
	...		
	15,75	4,15	3,74

Utworzono model parametryczny konstrukcji przestrzennej o przyczółkach posadowionych na 4 palach, rozstawionych w jednym rzędzie co 3m. Ponadto rozpatrzono dwa przypadki zamocowania ich głowic. W pierwszym pale utwierdzono bezpośrednio w ryglu (płyce przesła), natomiast w drugim – za pośrednictwem oczepu (pogrubionej części płyty przesła – por. rys 1).

W celu wyznaczenia przemieszczeń poziomych w głowicach pali, konstrukcję obciążono siłami od hamowania pojazdu normatywnego klasy A wg [6] oraz, aby określić wpływ tych sił na sumaryczne przemieszczenia rozpatrywanych konstrukcji zintegrowanych, wprowadzono oddziaływanie składowej równomiernego rozkładu temperatury na płytę pomostu, przyjętej na podstawie map ekstremalnych temperatur mostów betonowych zamieszczonych w pracy [7] – założona więc amplituda zmian temperatury była równa 50°C (-10°C do +40°C). O ile wymieniony efekt termiczny jest uznawany za najbardziej istotny w projektowaniu mostów zintegrowanych i dlatego powszechnie uwzględniany [3], o tyle przemieszczenia tych konstrukcji spowodowane działaniem sił hamowania są zwykle pomijane.

3. Analiza wpływu sił hamowania na przemieszczenia głowicy pala

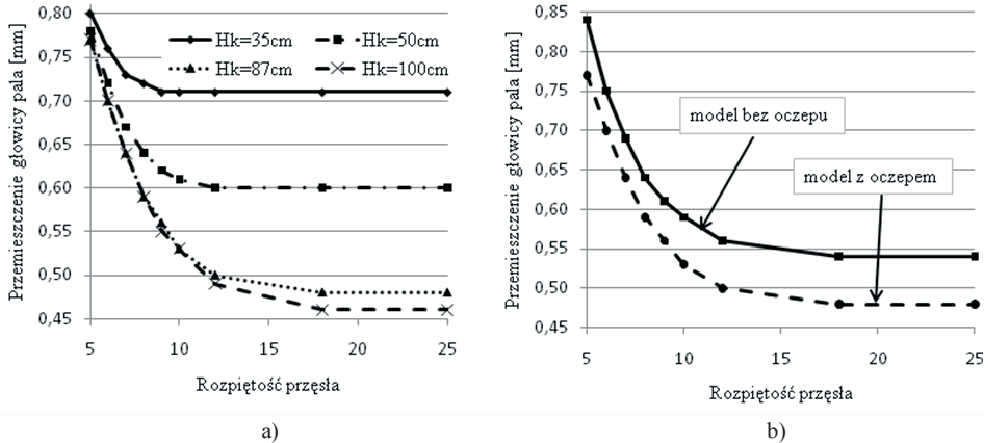
3.1. Przemieszczenia głowicy pala w zależności od wysokości konstrukcyjnej H_k i rozpiętości przesła L

Na rys. 2a) zamieszczono syntetycznie ujęte zależności pomiędzy przemieszczeniami głowicy pala o długości 10m i średnicy $\phi 60$ cm, oraz rozpiętością i wysokością konstrukcyjną przesła ($H_k = 35$ cm, 50cm, 87cm, 100cm). Z kolei na rys. 2b) porównano owe przemieszczenia dla modelu z palami zamocowanymi w oczepie (pogrubionej części przesła) oraz modelu z palami zamocowanymi bezpośrednio w przesła, przy stałej wysokości konstrukcyjnej $H_k = 87$ cm.

W przypadku każdej rozpatrywanej wysokości konstrukcyjnej H_k przemieszczenia głowicy pala maleją wraz ze wzrostem rozpiętości przesła, aż osiągną pewną minimalną wartość. Dla rozpiętości przesła większych, niż rozpiętość dla której przemieszczenie osiągnęło minimum, przemieszczenia te są praktycznie stałe. W razie bardzo krótkich przesła, grubość płyty wpływa nieznacznie na przemieszczenie głowicy pala. Natomiast, jeśli rozpiętość przesła jest stosunkowo duża, różnice w przemieszczeniach w zależności od wysokości konstrukcyjnej mogą sięgać nawet kilkudziesięciu procent.

Z punktu widzenia wpływu sił hamowania na przemieszczenia mostowych

konstrukcji zintegrowanych istotne jest uwzględnienie w modelu obliczeniowym elementu „spinającego” pale z przęsłem, czyli oczepu. Jak pokazano na rys. 2b), przemieszczenia głowic pali w przypadku modelu z palami zamocowanymi bezpośrednio w przęsle, są większe o ok. 10% niż w przypadku analogicznego modelu, ale z palami utwierdzonymi w poprzecznicę podporowej (oczepie).

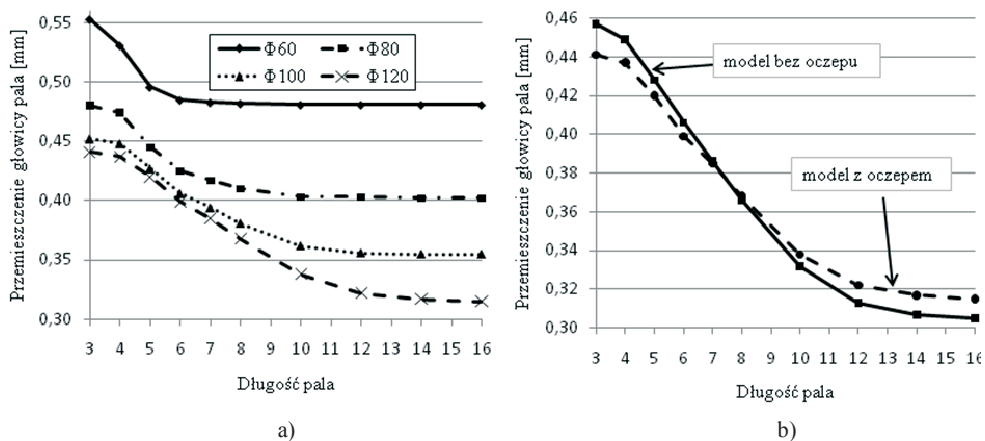


Rys. 2. Przemieszczenia głowicy pala o średnicy $\phi 60$ cm i długości 10 m w zależności od a) wysokości konstrukcyjnej H_k i rozpiętości przęsła L , b) rozpiętości przęsła L i dla stałej wysokości konstrukcyjnej $H_k = 87$ cm

3.2. Przemieszczenia głowicy pala w zależności od jego długości L_p i średnicy Φ_p

Na rys. 3a) przedstawiono zależności pomiędzy przemieszczeniami głowicy pali oraz ich średnicą ($\Phi_p = 60$ cm, 80 cm, 100 cm, 120 cm) i długością ($L = 3$ m – 16 m). Wykresy wykonano dla stałych grubości konstrukcyjnej $H_k = 87$ cm i rozpiętości przęsła $L = 25$ m oraz dla modelu z palami zamocowanymi w oczepie. Przedstawione na nich przemieszczenia w początkowym zakresie długości pala maleją wraz ze wzrostem tej długości (zwiększenie zagłębienia pala w gruncie powoduje usztywnienie obiektu) i stają się praktycznie stałe od głębokości, dla której można uznać, że palec jest utwierdzony w podstawie. O ile jest dość oczywiste, że im palec mają większą średnicę, tym przemieszczenia poziome głowicy są mniejsze, o tyle ciekawy może wydawać się fakt, iż największe różnice w przemieszczeniach spowodowanych różną średnicą pala występują wtedy, gdy osiągną one przemieszczenia swoje minima.

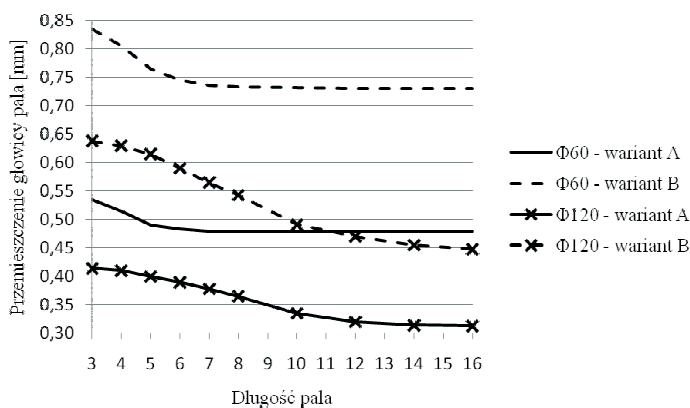
Na rys. 3b) zamieszczono z kolei porównanie przemieszczeń poziomych głowicy pala dla modeli obliczeniowych z palami zamocowanymi bezpośrednio w przęsle oraz z palami zamocowanymi w oczepie (poprzecznicę podporowej). Zestawienie wykonano dla modelu z palami o średnicy $\Phi_p = 120$ cm oraz wysokości konstrukcyjnej $H_k = 87$ cm i rozpiętości przęsła $L = 25$ m. Nie da się jednoznacznie określić wpływu uwzględnienia oczepu na przemieszczenia poziome wywołane siłami hamowania, pod kątem zależności tych przemieszczeń od długości pala. W przypadku krótkich pali, w modelach bez oczepu, przemieszczenia te są większe niż w razie analogicznego modelu z oczepem. W przypadku długich pali jest odwrotnie.



Rys. 3. Przemieszczenia głowicy pala (przy stałych wysokości konstrukcyjnej $H_k = 87\text{cm}$ i rozpiętości przęsła $L = 25\text{m}$) w zależności od a) średnicy pala Φ_p i długości pala L_p , b) długości pala L_p i dla średnicy pala $\Phi_p = 120\text{cm}$

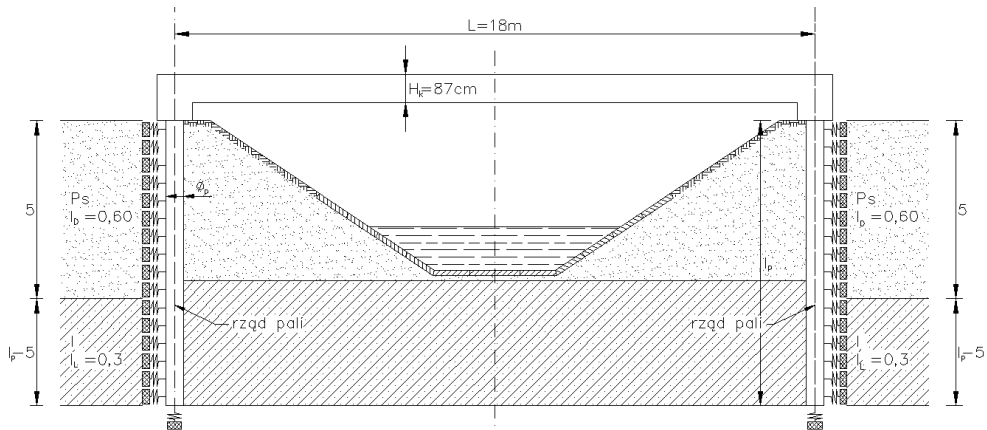
3.3. Przemieszczenia głowicy pala w zależności od rodzaju otaczającego gruntu

Na rys. 4 zamieszczono porównanie poziomych przemieszczeń głowic pali, wywołanych siłami hamowania, w różnych warunkach gruntowych. Zestawiono wyniki dla modeli z palami o średnicach $\Phi_p = 60\text{cm}$ i 120cm oraz zamocowanymi w oczepie, dla rozpiętości przęsła $L = 18\text{m}$ i wysokości konstrukcyjnej $h_k = 0,87\text{m}$.



Rys. 4. Porównanie przemieszczeń głowicy pali $\Phi 60$ i $\Phi 120$ w różnych warunkach gruntowych

Przyjęto dwa warianty uwarstwienia podłoża. W pierwszym przypadku założono uwarstwienie podłoża takie, jak w modelach z poprzednich podrozdziałów (wariant A), w drugim zaś przyjęto jako górną warstwę piasek średni o wskaźniku zagęszczenia $I_D = 0,6$, zalegający do głębokości 5m , a jako dolną łą (wariant B, rys. 5).



Rys. 5. Schemat mostu zintegrowanego przyjęty do analizy – wariant B

Podobnie, jak dla wariantu A, dla wariantu B sztywności podpór sprężystych obliczono na podstawie wzorów podanych w [5] i zestawiono w tabelicy 4.

Tabela. 4. Sztywności poziomych podpór sprężystych wzdłuż poboczniczy przyjęte w wariantcie B

Rodzaj gruntu	x [m]	K(x) [kN/m]	
		φ60/80/100	Φ120
Piasek średni (Ps)	0,25	5,84	5,26
	0,75	8,17	7,36
	1,25	10,5	9,5
	1,75	12,83	11,55
	2,25	15,16	13,64
	2,75	17,49	15,74
	3,25	19,82	17,84
	3,75	22,16	19,94
	4,25	23,3	20,99
II (I)	4,75	23,3	20,99
	5,25	2,1	1,89
	5,75	2,1	1,89
	6,25	2,1	1,89
	6,75	2,1	1,89
	7,25	2,1	1,89
	15,75	2,1	1,89

Poziome przemieszczenia w przypadku wariantu B są większe niż w razie wariantu A. Jest to spowodowane większą sprężystością poziomej reakcji gruntu ilowego oraz piasku średniego o niskim stopniu zagęszczenia. Różnice między poziomymi przemieszczeniami długich pali są bardzo małe, ale są tym większe, im pale są bardziej sztywne, tj. przy danej długości mają większe średnice.

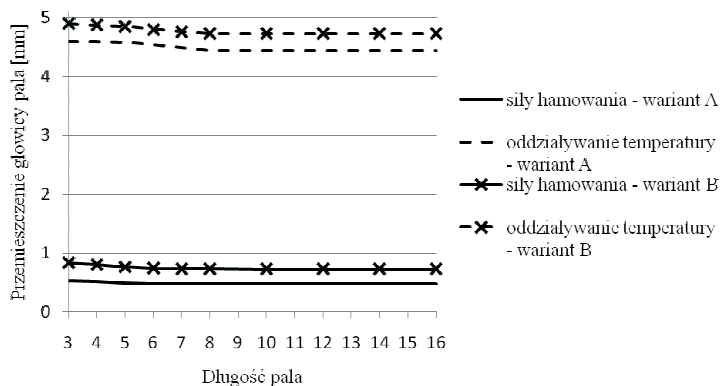
3.4. Porównanie przemieszczeń wywołanych siłami hamowania i oddziaływaniem temperatury

Z poznawczego punktu widzenia interesujące jest porównanie poziomych przemieszczeń głowic pali, wywołanych zmianami temperatury oraz siłami hamowania taboru drogowego. Jak wspomniano na wstępie, ten drugi czynnik jest zwykle pomijany w obliczeniach projektowych mostów zintegrowanych (por. np. [3]). Porównanie takie przedstawiono na rys. 6.

Zestawienie na rys. 6 wykonano w odniesieniu do modeli z ocpem, średnicy pali $\phi 60\text{cm}$ oraz rozpiętości $L = 18\text{m}$ i wysokości konstrukcyjnej przęsła $H_k = 0,87\text{m}$. Ponadto

porównano wyniki przemieszczeń dla dwóch wariantów uwarstwienia podłoża – A i B (jak w poprzednim podrozdziale).

Okazuje się, że w przypadku rozpiętości przęsła $L = 18\text{m}$ przemieszczenia wywołane siłami hamowania taboru samochodowego stanowią ok. 10% - 20% całkowitych przemieszczeń poziomych głowicy pala. Zatem dość powszechne pomijanie sił hamowania w obliczeniach poziomych przemieszczeń mostów zintegrowanych można uznać za uzasadnione tylko w pewnych przypadkach.



Rys. 6. Porównanie przemieszczeń głowicy pali wywołanych zmianami temperatury oraz siłami hamowania w różnych warunkach gruntowych

Warto również zauważyć, jak stosunkowo niewielki jest wpływ długości pali na przemieszczenia głowicy pala. Głównymi czynnikami decydującymi o tych przemieszczeniach są średnica pali oraz rodzaje otaczających je gruntów.

4. Wnioski i uwagi końcowe

Przedstawione w referacie rezultaty otrzymane poprzez symulacje numeryczne zamierza się zweryfikować doświadczalnie, na obiektach istniejących. Weryfikacja ta będzie stanowić przedmiot oddzielnej publikacji. Mimo to, już na tym etapie badań, można sformułować następujące wnioski:

1. Przemieszczenia poziome wywołane siłami hamowania, w przypadku mostów zintegrowanych o rozpiętości przęseł do 25m i palach zamocowanych w poprzecznicę podporowej, stanowią 5% - 25% całkowitych przemieszczeń poziomych konstrukcji.
2. Udział przemieszczeń wywołanych siłami hamowania w całkowitych przemieszczeniach poziomych konstrukcji zwiększa się wraz ze zmniejszaniem rozpiętości przęsła, sztywności pali (średnicy pali) oraz modułu reakcji poziomej gruntu.
3. Największy wpływ na przemieszczenia spowodowane oddziaływaniem sił hamowania mają rozpiętość i wysokość konstrukcyjna przęsła, sztywność pali (średnica pali) oraz rodzaj otaczającego je gruntu. Stosunkowo mały wpływ na owe przemieszczenia ma długość pali.
4. Jeżeli w konstrukcji mostu występuje ocep zwieńczający pale, to należy uwzględnić go w obliczeniach. Wynika to ze stosunkowo dużych różnic w przemieszczeniach poziomych modeli z palami zamocowanymi bezpośrednio w przęśle oraz z palami utwierdzonymi w poprzecznicę podporowej (oczeplie).

Literatura

- 1 Wasiutyński Z. Pale żelazobetonowe jako podpory małych mostów, w: Pisma, t. IV, Mosty i konstrukcje budowlane. (ed. Bzymek Z.) Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1985, s. 131 – 142.
- 2 Wytyczne projektowania i budowy mostów drogowych na podporach z pali betonowych. Niepublikowane opracowanie
- 3 Furtak K., Wrana B. Mosty zintegrowane. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2005
- 4 Radomski W., Jarosz J. Analiza numeryczna przemieszczeń mostowych konstrukcji zintegrowanych. Inżynieria i Budownictwo (w druku)
- 5 Kosecki M. Statyka ustrojów palowych. Szczeciński Oddział Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, Szczecin 2006
- 6 PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- 7 Zobel H. Naturalne zjawiska termiczne w mostach. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2003

The effect of braking forces on displacement of integral bridges

Jakub JAROSZ

The Chair of Geotechnic and Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Lodz University of Technology, e-mail: kubajarosz87@gmail.com

Abstract: The paper presents the results of numerical analyses of the lateral displacement for reinforced concrete and single span integral bridge with foundations constructed on piles. The lateral displacement due to braking forces was analysed. Then, the results were compared to analogical displacement caused by the temperature increase.

The following changeable bridge parameters were assumed: span length, deck height, piles length and piles diameter. The results of the lateral displacements were compared on concerning the fixing of the pile top. In the first case, the piles were fixed by pile cap, and in the second one, the piles were fixed directly to the deck. Moreover, two options of soil were considered. The first option in which soil was composed of sand and sandy silt, and the second one in which soil was composed of sand and clay.

In the analysed cases, the displacement caused by braking forces accounts for 10% - 20% of the total lateral displacement of the construction. The research presented in this paper shows that the main determinants of the lateral displacement of integral bridges are piles diameters and the type of surrounding ground. Pile length is of small importance.

Keywords: integral bridges, braking forces, pile displacement, general method

Eurokody mostowe a mechanika

Sławomir Karaś¹, Wioleta Czubacka²

¹ Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: s.karas@pollub.pl

² Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: wioleta.gamza@gmail.com

Streszczenie: Normy do projektowania powinny się charakteryzować syntetycznym ujęciem problemów mechaniki, obciążeń i wymiarowania. Nie zawsze tak jest w przypadku eurokodów. Poniżej dokonano przeglądu norm wskazując niedostatki w zakresie definiowania pojęć podstawowych. Niejasności pojawiają się wszędzie i czasem prowadzą do błędnego odczytywania treści normy. Porównywano teksty norm oryginalnych w języku angielskim i ich tłumaczenia na język polski. Zasygnalizowano nieścisłości w oryginałach i dodatkowo powstałe podczas tłumaczenia. Jak zawsze w sytuacjach wątpliwych istnieje możliwość odwołania się do ścisłych sformułowań z zakresu mechaniki. Podsumowując, uznano konieczność naprawy norm tak by były narzędziem projektowania a nie przedmiotem dyskusji jak tutaj.

Słowa kluczowe: eurokody, mosty, mechanika.

1. Wprowadzenie

Przesłanką do niniejszego artykułu była dyskusja podczas konferencji poświęconej działalności dydaktyczno-naukowej prof. Stefana Piechnika w Krakowie w roku 2002¹. Wówczas wprowadzano normę w zakresie konstrukcji stalowych. PKN zwrócił się do prof. Piechnika o konsultacje projektu normy. Na zapytanie o wartość normową współczynnika we wzorze Eulera w zagadnieniu wybożenia odpowiedział obecny na konferencji prof. Zbigniew Mendera – jeden ze współredaktorów normy. Odpowiedź w zakresie czasowym przekroczyła limit pojedynczego wystąpienia, jednakże swada, wieloaspektowość i jednocześnie precyzja aplikowanej mechaniki usprawiedliwiały ten dodatkowy punkt programu konferencji. Dodajmy, że właściwy temat o roli wytrzymałości materiałów w konstrukcjach stalowych został przekazany w formie pisemnej bez jej prezentacji.

Obecnie, wprowadzenie eurokodów jako podstawowych norm nie było poprzedzone, ani nie jest tak intensywnie dyskutowane w środowiskach akademickich i inżynierskich.

Próbując podjąć dyskusję nad eurokodami, w poniższych rozważaniach wykorzystuje się ogólnie znane reguły i zależności powszechnie stosowane w polskiej i obcej literaturze technicznej z zakresu mechaniki na przestrzeni ostatniego wieku. W pierwszej kolejności będzie przywołanie definicji mechanicznych a następnie ich zastosowanie w normach. Odniesienia bibliograficzne ograniczono do minimum. Jako oryginały eurokodów przyjęto wersje w języku angielskim.

2. Odształcenia - odkształcalność

Odształcenie oznacza względną miarę deformacji. W najprostszym przypadku jest to odniesienie zmiany wymiaru do wymiaru przyjętego jako bazowy, co w konsekwencji prowadzi do wielkości bezwymiarowych. W literaturze polskiej nie stosuje się terminów przemieszczeń względnych, deformacji względnych tak jak stosuje się w języku rosyjskim *относительные деформации* czy w angielskim gdzie funkcjonują równolegle dwie formy: *relative deformation* oraz *strain*. W ujęciu matematycznej teorii sprężystości stosuje się

¹ Profesora Stefana Piechnika 50 lat pracy dla Politechniki Krakowskiej, Kraków 2002.

definicję tensora odkształcenia, którego składowe nazywa się odkształceniami wyznaczonymi w wzoru : [1], [2]

$$2\varepsilon_{mn} = \nabla_m u_n + \nabla_n u_m \pm \nabla_m u^k \nabla_n u_k \rightarrow \nabla_m u_n + \nabla_n u_m \xrightarrow{\text{Cart.}} u_{,m} + u_{,n} \quad (1)$$

We wzorze (1) zastosowano dopuszczalny skrót przez pominięcie szczegółowego oznaczenia konfiguracji odniesienia. W kontekście powyższej definicji (1) stosowany przez wiele lat termin *odkształcenie jednostkowe* (wydłużenie jednostkowe $\varepsilon = \Delta L / L$) oznacza wartość odkształcenia o wartości 1, stosowane np. w [3], tj. takiemu gdzie przyrost deformacji odpowiada wymiarowi wielkości odniesienia. Na szczęście ten termin ulega zanikowi.

Odształcalność jest zaprzeczeniem nieodkształcalności charakterystycznej dla brył nieskończenie sztywnych. Odształcalność to zdolność do deformacji chwilowej lub trwałej. W [3] znajdujemy: „*Elementy odkształcają się pod działaniem obciążeń*” przy czym, np.: „*Jeżeli element odkształca się w ten sposób, że płaszczyzny jego końcowych przekrojów nachylają się względem siebie o pewien kąt $d\varphi$, to mówimy, że element jest zginany*”.

W monografii [3] konsekwentnie i klarownie operuje się pojęciami: odkształcenie, odkształcanie i przemieszczenia (obroty i przesunięcia), przy czym odkształcanie, odkształcalność jest rozumiana jako pewien proces złożony z przemieszczeń podczas gdy odkształcenie jest miarą względną tych przemieszczeń. Jednakże jednocześnie występowanie odkształcenia jako miary deformacji oraz odkształcania jako opisu procesu deformacji może prowadzić do niejednoznaczności a nawet do błędu. Tak jest w wielu miejscach eurokodów.

W eurokodach w wersji oryginalnej występują: *deformations, displacements* i *strain*, przy czym mamy *horizontal displacement, rotation i deflection*. *Deformation* - odpowiada odkształcaniu, *strain* – odkształceniu. Rozróżnienie pomiędzy *deformation* i *strain* jest klarowne i bezdyskusyjne, wskazywane są różne zagadnienia za pomocą różnych słów.

W ostatnich latach stosowanie deformacji w podręcznikach akademickich [4] jest coraz powszechniejsze i co ważne odsuwa problem domyślności znaczenia terminu – odkształcenie.

Zamieszczone w Tabelicy 1. wrywkowe przykłady obrazują wprowadzone niejasności, które dodatkowo komplikują istniejący w eurokodach brak precyzji.

W przypadku 1. mamy właściwe nazewnictwo angielskie, podczas gdy tłumaczenie na polski może powodować niejasność interpretacji zastosowanych słów. W przypadku 2. tak w języku angielskim jak i polskim zastosowano błędne nazewnictwo.

Co do punktu 3. to długość wydłużenia jest nowym i oryginalnym podejściem w problemach mechaniki przez co wymaga dalszych pogłębionych studiów.

W punkcie 4., w tłumaczeniu, znajdujemy nadinterpretację przez dodanie pojęcia funkcji wpływu.

W 5. polski tłumaczenie jest niefortunne tak dalece, że aż niejasne. W 6. chodzi oczywiście o wymuszone przemieszczenia podparć. W 7. jeśli już odkształcenia to i przemieszczenia lub tylko przemieszczenia. W 8. *deformations* przetłumaczono jako efekty oddziaływań co jest dużym, a nawet za dużym zakresem, obejmującym całą mechanikę. Zastosowane tłumaczenie pokazuje, że reguła wiernego tłumaczenia nie została zastosowana. 9 – to przykład właściwego tłumaczenia. 10 - ... należy uwzględnić deformacje wymuszone.

11 – to błąd w oryginalnej angielskojęzycznej wersji. Powinno być: *The strains D(t)*, a to dlatego, że całkowanie obejmuje argument czasu τ a nie argument (argumenty) położenia i w efekcie końcowym otrzymujemy wartość odkształcenia po upływie czasu t , dalej w jednostkach odkształcenia. Występujące pod całką wyrażenie ma własności splotu. Polskie tłumaczenie jest poprawne. Mogło by mieć także treść: odkształcenia $D(t)$ po upływie czasu “ t ” wyznaczamy przez całkowanie Na liście stosowanych w EN 1992-2 oznaczeń nie wprowadzono $D(t)$ oraz $D_{el}(t)$. W 12 – treść polska jest niejasna. Treść polskiego tekstu w punkcie 13. sugeruje, że odkształcenia to ugięcia i drgania. Treść w punkcie 14. jest zagadkowa, powinno raczej być: *W przypadku sprężania przez kontrolowane wymuszone przemieszczenia, np. lewarowanie na podporach*.

Tabela 1. Interpretacja pojęć: przemieszczenie, odkształcenie, długość - w eurokodach

Lp.	EN 1991-2	PN-EN 1991-2
1	δ - Deformation (general), vertical deflection	δ - Odkształcenie (ogólnie), ugięcie pionowe
2	δ_B - Longitudinal relative displacement ..	δ_B - Podłużne przemieszczenie względne ...
3	L_T - Expansion length	L_T - Długość wydłużenia
4	L_i - Influence length	L_i - Długość linii wpływu
	EN 1993-2	PN-EN 1993-2
5.	imposed deformations to stiffener from strain distribution in the web of the crossbeam	wymuszone odkształcenia żebra od rozkładu odkształceń w środku belki poprzecznej
6.	Various types of prestress are distinguished ... (... prestress by imposed deformation of supports)	rozdziela się różne rodzaje sprężenia ... (... przez wymuszone odkształcenie podpór)
7.	Deformations should be calculated using the frequent load combination.	Odształcenia oblicza się przy założeniu częstej kombinacji obciążeń.
8.	For structures in which the deformations are significant for action effects second order analysis may be performed	W konstrukcjach, w których efekty oddziaływań są znaczne, obliczanie sił wewnętrznych można przeprowadzać, na podstawie analizy drugiego rzędu.
	EN 1992-2	PN-EN 1992-2
9.	ϵ_c Compressive strain in the concrete	ϵ_c odkształcenie betonu przy ścisaniu (ok)
10.	For incrementally launched decks imposed deformations should be taken into account.	W przypadku przęsł nasuwanych należy uwzględnić nakładające się odkształcenia.
11.	The deformations $D(t)$ may be evaluated at time "t" by integration of elastic strain increments factored by the creep factor $J(t,\tau) E_C$ $D(t) = E_C \int_0^t J(t,\tau) dD_{el}(\tau)$	odkształcenia $D(t)$ mogą być szacowane w czasie "t" przez całkowanie w czasie przyrostów odkształceń sprężystych pomnożonych przez funkcję pełzania $J(t,\tau)E_C$ $D(t) = E_C \int_0^t J(t,\tau) dD_{el}(\tau)$
	EN 1994-2	PN-EN 1994-2
12.	Pre-stressing by controlled imposed deformations	Sprężenie poprzez kontrolowane odkształcenia wymuszone
13.	7.3 Deformations in bridges 7.3.1 Deflections 7.3.2 Vibrations	7.3 Odkształcenia w mostach 7.3.1 Ugięcia 7.3.2 Drgania
14.	For pre-stress by controlled imposed deformations, e.g. by jacking at supports	W przypadku sprężenia kontrolowanego za pomocą odkształceń wymuszonych, np. dźwigników na podporach

3. Shear lag

W eurokodach *shear lag* jest traktowane jako pojęcie elementarne i nie jest zdefiniowane. W przyjętej tu jako podstawowe odniesienie monografii [3] to zagadnienie nie występuje. Krótki opis problemu znajdujemy w Teorii sprężystości [5], a szczegółowy w [6].

Złożoność zagadnienia polega na sprzężeniu dwóch problemów: szerokości współpracującej i ścinania w półkach – polska nazwa *shear lag* nie zastosowana w eurokodach. Pojęcie szerokości współpracującej wywodzi się z zakresu konstruowania statków. Po raz pierwszy jako problem teoretyczny pojawiło się w 1877 r.² Istotą zadania było wyznaczenie zakresu współpracującego płyty (półki) z żebrzem. Problem ten wiązano z możliwością utraty stateczności płyt w stanie ściskania.

Shear lag dostrzeżono później podczas konstruowania powłok na żebrach samolotów³, w latach 30-tych minionego wieku. Szczególnie w przypadkach powłok tekstylnych łatwo obserwowano w pewnych obszarach mniejsze odkształcenia niż te wynikające ze wzoru

$$\sigma = M / W . \quad (2)$$

W tym kontekście *shear lag* dotyczył rozciągania.

W obu problemach mamy do czynienia z przekazywaniem oddziaływań w węzłach pomiędzy środnikami żeber a współpracującymi z nimi półkami, przy czym w obu przypadkach przyczyną jest zmienność rozkładu naprężeń normalnych w półce, nie wynikająca ze wzoru (2). Do rozwiązywania zagadnień stosowano sprowadzenie do problemu brzegowego tarczy i rozwiązywania jej sprężystego stanu równowagi⁴ lub przy korzystaniu z metod energetycznych⁵.

W każdym z eurokodów, z wyjątkiem EN 1992, dotyczących projektowania pojawia się *shear lag*.

W EN 1993 znajdujemy odesłanie do EN 1993-1-1 i EN 1993-1-5, przy czym w pierwszej z tych norm znajdujemy: *Shear lag effects and local buckling effects should be included by an effective width according to EN 1993-1-5*, co oznacza, że oba problemy są sprowadzone do wyznaczenia odpowiedniej szerokości współpracującej.

W EN 1993-1-5/1.3.4 znajdujemy:

the gross cross-section or width reduced for the effects of plate buckling or shear lag or both; to distinguish between their effects the word “effective” is clarified as follows:

“effective” denotes effects of plate buckling

“effectives” denotes effects of shear lag

“effective” denotes effects of plate buckling and shear lag.

*Effective*⁶ – dotyczy stanów tarczowych tj. obciążeń w płaszczyźnie płyty z uwzględnieniem efektu ścinania w półkach wyrażonego ostatecznie poprzez dobranie odpowiedniej szerokości współpracującej, patrz EN 1993-1-5/3.2.

W normie EN 1992-1-1 nie znajdujemy słów *shear lag*. O tyle jest to dziwne, że właśnie zapis w eurokodach porządkuje nie istniejącą do czasu ich redakcji sytuację rozkładu zbrojenia w rozciąganej półce teownika (nad podporą pośrednią). Ze względu na wagę tego zagadnienia⁶ poniżej zamieszcza się replikę z EN 1992-1-1.

W tej normie znajdujemy także metodę wyznaczania szerokości współpracującej półki w dźwigarze teowym, jednakże bez wiązania tego zadania z *shear lag*.

² John W., *On the strains of iron ships*, Transactions of the Institution of Naval Architects, 18, 1877; pp. 98-117.

³ Younger J.E., *Metal wing construction*, Part II – Mathematical investigations, A.C.T.R. No 3288, Material Div., Army Air Corp., 1930.

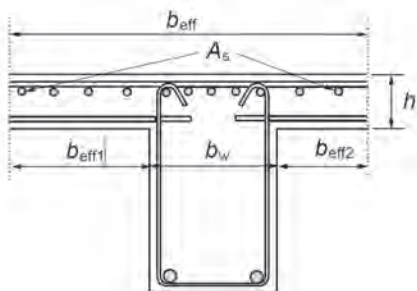
⁴ Karman T., *Die Mittragende Breite*, Beiträge zur Technischen Mechanik und Technischen Physik, August Föppl Festschrift, Springer, 1924; 114-127.

⁵ Reissner E., *Analysis of shear lag in box-beams by the principle of minimum of potential energy*, Quarterly Applied Mechanics, 4, 1946; 268-278.

⁶ Karaś S., Słowik M., *Distribution of Reinforcement In Tensile Flanges of Concrete T-shape Continous Beam*, Journal of Civil Engineering and Architecture, 4, 11 (36), 59-64, ISSN 1934-7359.

W normie EN 1994-2 szerokość współpracująca jest w kontekście shear lag (5.4.1.2 *Effective width of flanges for shear lag*), przy czym shear lag jest tu istotne w przypadkach pólek stalowych dźwigarów, podczas gdy szerokość współpracująca płyty betonowej jest wyznaczana niezależnym schematem (Rysunek 5.1) bez związku z shear lag.

W przypadku rozpoznawania przebiegu naprężeń normalnych w płaszczyźnie półki mamy: 5.4.1.2 (8) *The transverse distribution of stresses due to shear lag may be taken in accordance with EN 1993-1-5, 4.3 for both concrete and steel flanges.*



Rys. 1. Rozkład rozciąganego zbrojenia w półce dźwigara teowego; replika z EN 1992-1-1, rysunek 9.1.

W polskim tłumaczeniu omawianej normy wprowadzono w miejsce shear lag – efekt szerokich pasów, zaczerpnięty z historycznego nazewnictwa niemieckiego (Karman Th.) i nie stosowany w polskiej literaturze. Mamy zatem następujący tekst: *Poprzeczny rozkład naprężeń na skutek efektu szerokich pasów, w półkach z betonu i stali, można przyjąć zgodnie z EN 1993-1-5, 3.2.22*, który jest o tyle niewłaściwy, że dotyczy pasów szerokich i nieszerokich, tj. przy otwartym pytaniu co to jest pas szeroki?; patrz rysunki 3.2 i 3.3 w EN 1993-1-5.

Trudno podsumować problem shear lag w eurokodach, w tym w ich polskojęzycznych wersjach. Niezdefiniowane nigdzie shear lag jest różnie traktowane, najczęściej oznacza zmienność naprężeń normalnych w płaszczyźnie głównej półki i jest sprowadzane do wyznaczenia adekwatnej szerokości współpracującej półki. W rzeczywistości jest zbędne i mogłoby się nie pojawić, co wymownie obrazują normy związane z betonem.

Shear lag i szerokości współpracującej staje się zupełnie zbędny przy stosowaniu elementów 2D i 3D w MES.

4. Dynamika. Graniczne pierwsze częstotliwości drgań własnych n_0

W normie EN 1991-2 zagadnienia dynamiczne mostów są rozumiane jako efekty oddziaływań obciążeń użytkowych, pominięte są oddziaływania środowiskowe. Istnieje też odmienność w traktowaniu dynamiki w zakresie mostów drogowych a kolejowych. W mostach drogowych właściwie wyeliminowano poprzez uwzględnienie w modelach pojazdów nadwyżki wynikającej z dynamiki. Uznano zatem, że dynamika może być ujęta poprzez pewien zapas nośności lub sztywności powodowany wartościami ciężarów charakterystycznych lub obliczeniowych. Zupełnie inaczej jest w przypadku mostów kolejowych. Poza stosowanym wcześniej w Polsce modelem – obecnie LM71 – ze współczynnikiem dynamicznym, znajdujemy kilka kryteriów decydujących o prowadzeniu analizy dynamicznej w różnych wariantach. Stosowany jest także warunek konieczny o zbieżności analizy statycznej ze współczynnikiem dynamicznym z analizami dynamicznymi.

Odmienność podejść w traktowaniu mostów drogowych i kolejowych przejawia się również poprzez stosowane ciężary użytkowe. W przypadku mostów drogowych występują modele pojazdów w formie pojedynczych osi kół (lub podwójnej), które są dalekiej od rzeczywistych samochodów ciężarowych, również co do ciężarów modeli. W przypadku mostów kolejowych wprowadzone nowe modele pociągów są bliskie rzeczywistym, a nawet noszą nazwę pociągów rzeczywistych.

Rozróżnianie mostów drogowych od kolejowych ma również odbicie w nazewnictwie. W obu przypadkach istnieją klasy obciążeń. O klasie obciążenia decyduje współczynnik α ,

jednakże przy mostach drogowych nosi nazwę współczynnika dostosowawczego podczas gdy w przypadku mostów kolejowych napisano, że po pomnożeniu przez współczynnik α wartości charakterystycznych stają się one „sklasyfikowanymi obciążeniami pionowymi”.

W zakresie wstępnego dynamicznego rozpoznania konstrukcji zastosowano uproszczoną metodę oceny ustroju nośnego poprzez wyznaczenie tzw. dolnej i górnej pierwszych częstotliwości drgań własnych n_0 ; (w normie [7] wzory (6.1-2)):

- górne wartości pierwszych częstotliwości drgań własnych

$$n^0 = 94,76 L^{-0,748}, \quad (3)$$

- dolne wartości

$$n_0 = \begin{cases} 80/L & \text{gdy } 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58 L^{-0,592} & \text{przy } L > 20m \end{cases}. \quad (4)$$

Ustroje nośne są tu traktowane jako swobodnie podparte belki sprowadzone do osi matematycznej o długości L , która jest jedynym parametrem charakteryzującym most. Pominięto inne najprostsze charakterystyki jak: pole przekroju, moment bezwładności czy masę na jednostkę długości belki, przy czym wzór o którym tu mowa jest do pobrania niemal w każdej monografii z mechaniki i jest równie prosty:

$$(n_0)^2 = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \frac{EJ}{\rho}. \quad (5)$$

W eurokoedach, jak w każdym normach, stosuje się relacje skrajnie uproszczone, co nie oznacza że nie są w wielu przypadkach dobrą charakterystyką dynamiczną konstrukcji⁷. Jednakże rodzi się pytanie czy w tak ważnej kwestii jak ocena co do konieczności prowadzenia analizy dynamicznej powyższe wzory mogą być o tak skrajnie zredukowanych treściach? Czy można za ich pomocą oceniać równorzędnie dźwigary kratownicowe kolejowe o jeździe górą z mostem belkowym blachownicowym o jeździe pośredniej – mając jednocześnie jako alternatywę analizę dynamiczną o rozbudowanym, szczegółowym i kosztownym procesie numerycznym?

W zakresie analiz dynamicznych w normie EN 1991-2 mamy dwa warianty:

- wg. schematu blokowego z rysunku 6.9 – analiza dynamiczna zgodna z wymaganiami zawartymi w punkcie 6.4.6 w zakresie *Pociągów Rzeczywistych* oraz
- w przypadku prostych mostów o długości do 7 m można stosować pojedynczy *Pociąg Uniwersalny* z grupy *HSLM –B*, powyżej 7 m –pojedynczy z grupy *HSLM-A*.

Czym są *Pociągi Rzeczywiste*? Ten tabor zdefiniowano niemal pokrótce. W punkcie 6.4.6.1.1, (1)P mamy: *Analizę dynamiczną należy wykonywać z uwzględnieniem wartości charakterystycznych obciążenia od określonych Pociągów Rzeczywistych*, przy czym bardziej precyzyjna jest treść angielskojęzycznego oryginału⁸, która rzeczywiście definiuje pociągi jako – określone dla indywidualnego projektu.

Pociągi Uniwersalne zdefiniowano czytelnie w 6.4.6.1.1, (3) jako dwie niezależne grupy pociągów tworzących w sumie pociągi HSLM oraz szczegółowo na rysunkach 6.12 i 6.13.

Wobec znacznej liczności *Pociągów Uniwersalnych*, które należy zastosować w analizie dynamicznej powstaje pytanie o optymalizację prowadzenia analiz dynamicznych? Zastosowane uproszczenie w przypadku możliwości doboru pociągu krytycznego jest wyraźnym uproszczeniem i mogłoby być rozszerzone na konstrukcje ciągłe.

⁷ Paultre P., Chaillal O., Proulx J., *Bridge dynamics and amplification factors – a revive of analytical and experimental findings*, Can. J. of Civ. Eng., 1992.

⁸ 6.4.6.1.1, (1)P The dynamic analysis shall be undertaken using characteristic values of the loading from the Real Trains specified for the particular project.

5. Wnioski

Treści wcześniejszych norm mostowych miały charakter szczegółowych wymagań wytrzymałościowych i konstrukcyjnych. Skondensowana forma przekładała się na niewielką objętość. Każdy z dokumentów technicznych tworzył zwartą zamkniętą całość ułatwiającą pełen proces projektowy. Nie były to dokumenty bez wad, o czym świadczy znany *Komentarz do normy ...*⁹, który swą objętością przekraczał normę.

Eurokody prawdopodobnie powstały z innym zamysłem. Z jednej strony była to próba unifikacji polegającej na traktowaniu mostów stalowych jako element konstrukcji stalowych i w tym sensie zawierający podstawy w normach ogólnobudowlanych z wyróżnieniem tylko istotnych w mostownictwie elementów w normach mostowych, podobnie jak np. potraktowane są kominy stalowe.

Z drugiej strony można odczytać dialektykę ujęcia szczegółowego z ogólnym. Na to wszystko nakłada się czytelny wpływ różnych grup inżynierskich (inżynierskich), które z racji swych tradycji i doświadczeń stosują zbliżone choć jednak wyraźnie różne nazewnictwo i przykładają różną wagę w przypadkach rozpatrywania tych samych problemów projektowych.

Pojedynczy eurokod w wydrukowany na papierze jest dla projektanta praktycznie bezużyteczny. Wzajemne powiązania różnych dokumentów są tak zaawansowane, że niezbędne jest by dysponować stosem eurokodów o wysokości przynajmniej decymetra by np. zaprojektować nawet mały most. Jednocześnie, jak się wydaje, nikt nie przewidział elektronicznej formy realizacji odesłań do innych dokumentów, przy czym bardzo często jest to odwołanie z wielu pozycji do tego samego adresu, co świadczy o wąskim, specjalnościowym pisaniu norm, także bez myśli o takiej formie udostępniania eurokodów. To dodatkowo zmniejsza użyteczność i tak rozwlekłych dokumentów.

Eurokody w aspekcie mechaniki konstrukcji pokazują się nienajgorzej, na pewno podczas ich tworzenia nie było to kryterium podstawowe, stąd brak jednolitego traktowania konstrukcji, materiałów i obciążeń. Autorzy tłumaczeń eurokodów na język polski przyjęli, że powinna obowiązywać zasada wiernego tłumaczenia, co ich usprawiedliwiało do powielania większych czy mniejszych błędów w oryginałach. Pomimo, że polskie środowisko inżynierów mostowych wydaje się być jednolite to język tłumaczeń ukazuje brak unifikacji w nazewnictwie, a wręcz miejscami jest odwrotnie pojawia się nowomowa.

Wprowadzenie eurokodów przebiegło niemal w tajemnicy. Treści oryginalnych i tłumaczonych norm były właściwie niedostępne, poza wąskim gronem związanym z PKN. Obecność eurokodów w projektowaniu mostów od 2010 r powoduje, że można zbierać doświadczenia z ich użytkowania z zamysłem usuwania istniejących błędów i pracą nad polskimi załącznikami, które tym razem muszą uwzględniać specyfikę polskiego mostownictwa, np. w mentalnym przyzwyczajeniu, ale i funkcjonowaniu w praktyce, systemu klas mostowych od E do A.

Literatura

- 1 Sneddon I.N., Berry D.S., *The classical theory of elasticity*, Handbuch d. Physik, Springer, 1958.
- 2 Nowacki W., *Teoria sprężystości*, PWN, 1970.
- 3 Jastrzębski P., Mutermilch J, Orłowski W., *Wytrzymałość materiałów*, Arkady, 1985.
- 4 Rymarz Cz., *Mechanika ośrodków ciągłych*, PWN, 1993.
- 5 Timoshenko S., Goodier J.N., *Teoria sprężystości*, Arkady, 1962; str. 161-165.
- 6 Troitsky M.S., *Stiffened plates, bending, stability and vibrations*, Elsevier, 1976; pp. 218-286.
- 7 PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów; EN 1992-2 Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges
- 8 PN-EN 1992-2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty betonowe;

⁹ Rybak M., *Obciążenia mostów. Komentarz do normy PN-85S-10030*, WKiŁ, 1989.

- EN 1992-2 Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges -Design and detailing rules
- 9 PN-EN 1993-2 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe;
EN 1993-2 Eurocode 3 : Design of steel structures Part 2 : Steel Bridges
- 10 PN-EN 1994-2 Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Mosty zespolone ;
EN 1992-2 Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules for bridges

Eurocodes for bridge design versus mechanics

Sławomir Karaś¹, Wioleta Czubačka²

¹ *Road and Bridge Chair, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: s.karas@pollub.pl*

² *Road and Bridge Chair, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: wioleta.gamza@gmail.com*

Abstract: Regulations on which designers base their process of designing of any engineer structures should include and combine mechanics, loads and dimensioning. It is not always the case as far as eurocodes are concerned. Ambiguities appear everywhere, which sometimes leads to incorrect understanding of a norm.

The authors meticulously analysed basic mechanical terms. Their digressions began with the concepts of strain and deformation that have discrepant definitions in sources from other countries.

The next part of article discusses the concept of „shear lag”. It is treated as an elementary concept in the eurocodes, although is has not been defined yet. Other sources define it as cooperating width and shear strain in the beam flanges or as stretching. Polish translation mentions the effect of „wide stripes”.

The authors focused also on dynamics – especially while discussing first natural frequencies denoted as “ n_0 ”. They scrutinised the norm EN 1991-2 in which dynamic problems of bridges are understood as effects of service load when the environmental impact is not included.

As always, in a situation when there is a doubt, it is possible apply the to accurate mechanics rules. To sum up, Polish versions of bridge eurocodes should be corrected to be unambiguous and useful in a design.

Keywords: eurocodes, bridges, mechanics.

Wpływ kształtu zakończenia skleiny na wytrzymałość złącza stal – kompozyt FRP

Marek Łagoda¹, Maciej Kowal²

¹ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl,

² Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: m.kowal@pollub.pl

Streszczenie: Artykuł opisuje badania wpływu kształtowania końca skleiny stal-kompozyt FRP na nośność złącza. Badano wpływ zmian geometrii końca złącza na zachowanie się osiowo obciążanych, płaskowników stalowych wzmocnionych obustronnymi nakładkami z taśm węglowych, o różnej długości wiązania. Zniszczenie skleiny na granicy stal-klej było dominujące wśród postaci zniszczenia dla przyklejonych do stali taśm CFRP. Przedstawiono wyniki badań, które pokazały, że zmiana geometrii końca spoiny może znacząco podnieść nośność złącza. Opisano wnioski i przedstawiono plan dalszych prac nad wzmocnianiem elementów stalowych taśmami CFRP.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, wzmocnianie, stal, kompozyty FRP, kształtowanie złącza

1. Wprowadzenie

Obecnie administrujący mostami i innymi konstrukcjami stalowymi stoją przed problemami związanymi z utrzymaniem i eksploatacją tych konstrukcji. Związane to jest nie tylko z postępującymi uszkodzeniami, korozją, ale również ze zmianą warunków eksploatacyjnych. W wielu przypadkach obniżenie właściwości nośnych odnosi się jedynie do konkretnych elementów konstrukcji i bardziej ekonomicznym byłoby rozważenie naprawy i odnowy tych elementów, w miejsce wymiany całej konstrukcji, n.p. obiektu mostowego.

Typowymi, konwencjonalnymi metodami wzmocnienia konstrukcji stalowych są: usunięcie istniejącego i wstawienie nowego elementu, zwiększanie przekrojów stalowych z zastosowaniem połączeń spawanych, śrubowych lub tarciovych, zewnętrzne sprężenie lub zmiana schematu statycznego. Jednakże stosowanie tych metod może okazać się mało efektywne w aspekcie ekonomicznym, czy nawet technicznym.

Szybki rozwój materiałów kompozytowych FRP (Fibre Reinforced Polymer) i ich zastosowań w przemyśle lotniczym pokazał, że kompozyty dobrze sprawdzają się w ciężkich warunkach atmosferycznych i przy wysokich obciążeniach. Użycie materiałów kompozytowych z polimerów wzmocnionych włóknami węglowymi (Carbon Fiber Reinforced Polymers – CFRP), jest bardzo obiecującą alternatywą dla wykonywanych obecnie metod. Włókna CFRP, są odporne na korozję, charakteryzują się niską wagą i posiadają wysoką wytrzymałość na rozciąganie. Dodatkowo, technika doklejania elementów kompozytowych oferuje wiele zalet, jak łatwość aplikacji i zwiększoną odporność zmęczeniową.

W ostatnich dwóch dekadach, użycie materiałów kompozytowych poskutkowało obiecującą technologią w inżynierii konstrukcyjnej, szczególnie przy wzmocnianiu konstrukcji betonowych, murowych i drewnianych. [1] Wzrasta również liczba aplikacji kompozytów przy podnoszeniu nośności mostów stalowych. W Polsce wzmocniony został most przez Wisłę w Chełmnie [2], a na świecie aplikacje taśm FRP do wzmocnienia mostów stalowych można znaleźć m.in. w Stanach Zjednoczonych [1].

Jedną z nieodłącznych cech taśm kompozytowych jest ich anizotropia. W kierunku podłużnym, sztywność i wytrzymałość są bardzo wysokie, podczas gdy poprzecznie, właściwości te są dużo słabsze [3,4]. Porównując do konstrukcji betonowych, w których zniszczenie zachodzi głównie w warstwie betonu, formy zniszczenia we wzmocnionych

FRP elementach konstrukcji stalowych są bardziej złożone. Wytrzymałość stali jest wyższa od wytrzymałości konwencjonalnych klejów używanych do wzmocnienia konstrukcji, co powoduje różnorodność postaci zniszczenia.

Możliwymi postaciami zniszczenia elementów wzmocnionych oraz wyznaczaniem procedur projektowania złącza zajmowali się m.in. X.- L. Zhao i L. Hang [5]. Przedstawili przegląd literatury w zakresie wzmocnienia konstrukcji stalowych materiałami kompozytowymi. Zajęli się między innymi podstawami projektowania złącza pomiędzy FRP i stalą. Przedstawili różne metody badania złącza dostępne w literaturze, w tym najczęściej stosowane złącze z podwójną nakładką [6], do zbadania złącza między belką a CFRP. Stwierdzono, że forma zniszczenia zależy od modułu sprężystości CFRP [7,8], typu oraz grubości kleju [9]. Badania postaci zniszczenia i ich lokalizacji można znaleźć również w [6], a badania zmęczenia złącza w [10] [11] [12] [13].

Wpływem kształtowania skleiny oraz końca zakotwienia kompozytu na naprężenia w skleinie zajmowali się m.in. T.J. Stratford i J.F. Chen. W pracy [14] zajęli się m.in. analizą naprężeń międzywarstwowych, a bliżej określeniem dystrybucji naprężeń ścinających (τ) i niszczących (normalnych), wzdłuż grubości warstwy (σ) wewnątrz złącza klejowego. Obecnie najczęściej używa się mniej zaawansowanych analiz naprężeń liniowo-sprężystych, które różnią się w detalach, ale zasadniczo są podobne.

Obecnie znane są już sposoby ograniczania naprężeń w skleinie i podnoszenia nośności złącza. Pierwszą metodą jest zmiana typu kleju na bardziej wytrzymały, jednakże trudno jest tego dokonać z powodu wymagań przygotowania powierzchni stalowej powyżej pewnego poziomu adekwatnego do wytrzymałości na odrywanie. [14]

Drugim sposobem ograniczenia naprężeń na końcach kompozytu i podniesienia nośności złącza jest modyfikacja geometrii taśmy/lub kleju. Stwierdzono, że odpowiednio ukształtowany nadmiar kleju przy końcu kompozytu FRP („fillet”), ogranicza koncentrację naprężeń [14]. Problemem używania nadmiaru kleju są wpływy środowiskowe, które mogą negatywnie wpłynąć na właściwości kleju. Wydaje się zatem, że pewniejszą metodą redukcji koncentracji naprężeń jest zmiana geometrii końca taśmy [14]. Badania i propozycje kształtowania końca skleiny przeprowadzili również [3,15]

Trzecim, dostępnym sposobem ograniczania naprężeń w skleinie, a przez to podnoszenia nośności złącza, jest użycie w skleinie klejów o zróżnicowanych modułach ścinania, t.z.w. „mixed-adhesive joints” – złączach o mieszanych klejach [16-19]. Do ich zalet należą, według autorów, łatwość wykonania, wyższa wytrzymałość złącza w stosunku do tego z użyciem jednego typu kruchego kleju [17]. Prowadzone badania pokazały, że zróżnicowanie modułu kleju w skleinie może: zredukować koncentrację naprężeń, podnieść wytrzymałość złącza, zredukować rozrzut badawczy, zmienić postać zniszczenia. W celu uzyskania większej wytrzymałości, w tym przypadku wytrzymałości na ścinanie kleju, należy stosować klej o wyższym module w środku złącza [16].

W połączeniu klejowym, koncentracja naprężeń międzywarstwowych na końcu skleiny stała się najbardziej szkodliwym zjawiskiem dla złącza. Badania analityczne nad naprężeniami w złączu z podwójną nakładką prowadził m.in. Hart [20]. Analizę złącz klejowych możemy znaleźć również w [21,22,23]. Metodę obliczania naprężeń międzywarstwowych dla taśm ścinanych na końcu i zwykłych zaprezentowali Deng i inni [24,25]. Tsai i Morton [26] dowiedli przez badania numeryczne i laboratoryjne, że koncentracja naprężeń ścinających i zrywających w kleju można znacznie zredukować poprzez zastosowanie nadmiaru kleju na końcu nakładki. Badania Lang'a i Mallick'a [27] pokazały możliwość obniżenia maksymalnych naprężeń dzięki kształtowaniu nadmiaru kleju na końcu skleiny. Belingardi i inni [28] pokazali, że wartość naprężeń maksymalnych ścinających i zrywających w złączu z pojedynczą nakładką maleje wraz ze wzrostem kąta nadmiaru kleju, a najlepsze wyniki można osiągnąć przy kącie 45° .

Przeeglądana literatura sugeruje, że ścinanie taśmy na końcu, zarówno to zwykłe i odwrotne oraz stosowanie nadmiarów kleju, jest korzystne w obniżaniu koncentracji naprężeń na końcach skleiny. Co więcej, odwrotne ścięcie wydaje się być bardziej efektywne niż zwykłe, a nadmiar kleju pod kątem 45° jest sugerowany do wykonywania w praktyce. W pracy [29] pokazano, że przy zastosowaniu nadmiaru kleju na końcu skleiny wzmocnionej belki stalowej, nośność wzrosła o 5% w stosunku do zwykłego zakończenia skleiny.

2. Badania laboratoryjne

2.1. Materiały

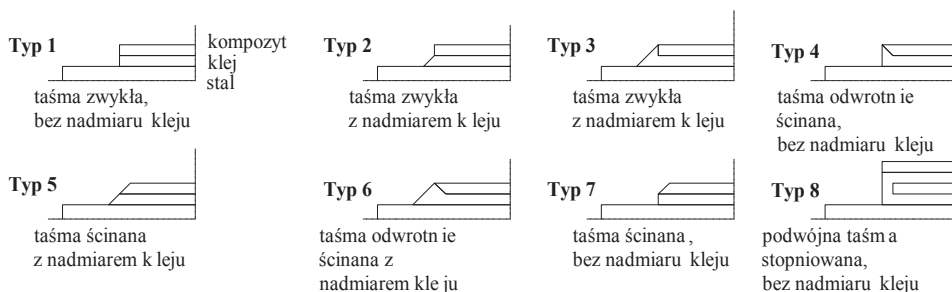
Do badań wykorzystano płaskowniki stalowe o przekroju 200 x 50 x 10 mm ze stali klasy S235JR+AR. Moduł Younga, granica plastyczności, wytrzymałość na rozciąganie i odkształcenie przy uplastycznieniu płaskowników wynoszą odpowiednio: 210 GPa, 308 MPa, 432 MPa oraz 0,2%.

W badaniach użyto taśm S&P CFK-Lamellen 200/2000, kompozytowych taśm na bazie żywicy epoksydowych z włóknami węglowymi. Szerokość taśm wynosiła 50 mm a grubość 1,4 mm. Moduł Younga, wytrzymałość na rozciąganie i odkształcenie przy zerwaniu dla taśm wynoszą odpowiednio >210 GPa, 2500 MPa oraz 1,25%.

Do klejenia próbek użyto systemowego kleju S&P Resin 220, dwuskładnikowego, bezrozpuszczalnikowego kleju na bazie żywicy epoksydowej. Proporcje mieszania 4:1 (żywica do utwardzacza), gęstość 1.70–1.80 g/cm³, wytrzymałość na ścinanie $\geq 26,0$ MPa, moduł sprężystości $\geq 7,1$ GPa, wytrzymałość na odrywanie na taśmie S&P Lamellen $\geq 3,0$ MPa, stal na stali $\geq 14,0$ MPa.

2.2. Przygotowanie próbek

Przygotowano 77 próbek i poddano osiowemu rozciąganiu. Do opracowania wyników, ostatecznie wzięto pod uwagę 49 próbek. Każda próbka składała się z dwóch płaskowników stalowych (200 x 50 x 10 mm) połączonych ze sobą za pomocą przyklejonych obustronnie na żywicę epoksydową nakładek z taśm węglowych (60 x 50 x 1,4) z różną długością zakotwienia taśmy na płaskownikach (20mm i 40mm). Wykonano 8 typów próbek, o różnej liczbie dla danego typu (6-12). Rys. 1 pokazuje schematy ukształtowania zakończeń kleju i taśmy.



Rys. 1. Schematy kształtów zakończeń spoiny

Wiązanie klejowe polega na działaniu sił pomiędzy klejem a podłożem, dlatego konieczne jest odpowiednie przygotowanie podłoża. Złe przygotowanie powierzchni i różnice w grubości kleju są głównymi czynnikami wpływającymi na obniżenie nośności skleiny. Nośne podłoże stanowi warunek właściwego wykonania wzmocnienia przy użyciu taśm. Należy unikać zawilgocenia powierzchni. Materiały obce w rodzaju kurzu, olejów i tłuszczu muszą być również usunięte.

Bezpośrednio przed doklejeniem taśm, powierzchnie stalowe oczyszczono z zastosowaniem zmywania acetonem, następnie przetarto papierem ściernym o uziarnieniu 220 i ponownie przeczyszczono acetonem. Powierzchnie sklepane taśm kompozytowych przetarto jasną szmatką nawilżoną acetonem. Na oczyszczone i całkowicie suche taśmy CFRP nanoszono klej nadając mu kształt dachu dwuspadowego. Następnie taśmy doklejano na oczyszczone stalowe podłoże tak, aby nadmiar kleju wypłynął spod taśmy. Nadmiar kleju usuwano lub kształtowano zgodnie z wymaganiami dla danego typu próbek.

Temperatura przygotowania i przechowywania próbek wynosiła 22 °C. Czas od wykonania próbek do poddania badaniom wyniósł 80-100 dni

3. Program badawczy

Użyto uniwersalnej maszyny badawczej (MTS793). Badania przeprowadzono kontrolując przyrost siły przy stałym wzroście 100 N/s, aż do zniszczenia złącza. Siłę i przemieszczenie tłoka rejestrowano co 0,01s.

Celem badań było określenie wpływu ukształtowania kleju i taśmy na jej końcu w skleinie na nośność złącza na wytrzymałość i postać zniszczenia rozciąganego złącza klejowego.

4. Wyniki badań i ich omówienie

4.1. Wyniki

Opracowując wyniki dla wszystkich 77 próbek zauważono duże rozbieżności wyników w populacjach danego typu. Dodatkowo, niepokojące okazały się wyniki dla konkretnych typów próbek, niezgodne z wcześniejszymi oczekiwaniami w stosunku do próbek porównawczych Typu 1. Ponieważ przy opracowaniu wyników i kwalifikowaniu wyników próbek kierowano się zakładanymi poziomami nośności należało skorygować wyniki próbek oraz określić przyczynę tak dużych rozbieżności.

Ostatecznie stwierdzono, że przyczyną wszelkich odstępstw od wyników średnich w dół, można określić wadliwe wykonanie próbek, co potwierdza, jak ważnym etapem badań są przygotowania. Dla każdego typu próbki dążono, aby odchylenie wyniku od średniej z populacji nie przekraczało 5 %. Odrzucono wszystkie wyniki znacząco odbiegające od średniej. Ostatecznie z 77 próbek brano pod uwagę przy opracowaniu wyników 49.

Z przyjętych ostatecznie do opracowania 49 wyników rozciągania próbek uzyskano wartości średnie miarodajne ($F_{\text{sr.m}}$) i wartości średnie miarodajne z prawdopodobieństwem wystąpienia 95% ($F_{95\%,\text{m}}$) dla każdej rozważanej populacji wszystkich typów próbek. Wyniki zestawiono w Tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie wyników miarodajnych $F_{\text{sr.m}}$ i $F_{95\%,\text{m}}$ dla próbek po odrzuceniu tych nie mieszczących się w zakładanych 5% odchyłkach (odniesienie do $F_{\text{sr.m}}$)

Lp	Typ próbki	$F_{\text{sr.m}}$ [kN]	$F_{95\%,\text{m}}$ [kN]	$F_{\text{sr.m.i}}/F_{\text{sr.m.1}}$	$F_{\text{sr.m.i}}-F_{\text{sr.m.1}}$	$F_{95\%,\text{m.i}}/F_{95\%,\text{m.1}}$	$F_{95\%,\text{m.i}}-F_{95\%,\text{m.1}}$
1	8	20,575	16,371	84,71%	-15,29%	75,17%	-24,83%
2	3	23,953	17,152	98,62%	-1,38%	78,75%	-21,25%
3	1	24,288	21,780	100,00%	0,00%	100,00%	0,00%
4	7	27,962	19,083	115,13%	15,13%	87,62%	-12,38%
5	4	32,849	26,015	135,25%	35,25%	119,44%	19,44%
6	5	34,821	27,228	143,37%	43,37%	125,01%	25,01%
7	2	35,361	27,487	145,59%	45,59%	126,20%	26,20%
8	6	38,297	28,524	157,68%	57,68%	130,96%	30,96%

4.2. Postacie zniszczenia próbek

W wyniku badania zaobserwowano cztery postacie zniszczenia próbek: oderwanie nakładki na granicy stal – klej (a), oderwanie nakładki poprzez zniszczenie w kleju (b) oraz oderwanie nakładki na granicy styku kleju i taśmy kompozytowej (c), delaminacja taśmy (d). Głównymi postaciami zniszczenia zauważonymi podczas badań było (a) oraz (a) w połączeniu z (b). Próbek z zaobserwowanym zniszczeniem typu (c) i (d) było niewiele w stosunku do całkowitej liczby próbek. Zniszczenie typu (d) mogło w przypadku tych badań wynikać z wstępnego zniszczenia taśmy w trakcie przygotowania próbek (nieprawidłowe przycięcie powodujące strzępienie krawędzi taśmy).

4.3. Wnioski z uzyskanych wyników

Rozważając wyniki badania wpływu kształtowania geometrii zakończenia taśmy i kleju w spoinie na nośność stalowych próbek łączonych czołowo z podwójną nakładką z taśm CFRP można wyciągnąć następujące wnioski:

- Przy zastosowaniu zwykłego kształtu kompozytu, nadmiar kleju ma widoczny wpływ na podniesienie nośności złącza. Dla konfiguracji Typu 2 nośność w stosunku do konfiguracji Typu 1 wzrosła o 45,59 % natomiast dla konfiguracji Typu 3 zmalała o 1,38 %. Może to jednak świadczyć o błędnie przygotowanych próbkach, ponieważ nie potwierdza to chociażby badań [31]. Wykonanie w warunkach budowlanych zakończenia Typu 3 jest zdecydowanie prostsze w wykonaniu w stosunku do Typu 2, więc należałoby zastanowić się nad dalszymi pracami laboratoryjnymi, jak i analitycznymi nad zakończeniem Typu 3, w celu potwierdzenia lub obalenia wyników badań o osłabieniu nośności po zastosowaniu tego typu geometrii zakończenia spoiny.
- Ścinanie zwykle lub ścinanie odwrotne końca kompozytu podnosi nośność złącza czołowego z podwójną nakładką. Nie ma znaczenia czy zastosowany zostanie nadmiar kleju na końcu skleiny. W zależności czy został zastosowany lub nie nadmiar kleju, nośność złącza z użyciem taśm ścinanych podniosła nośność o 15÷35 % bez nadmiaru kleju i 57,68 % z nadmiarem kleju.
- Brak zastosowania nadmiaru kleju przy zwykłym ścinaniu końca kompozytu (Typ 7) spowodował podniesienie nośności o 15 % w stosunku do próbki porównawczej, natomiast, zastosowanie nadmiaru kleju spowodowało wzrost nośności o 43% (Typ 5).
- Użycie odwrotnego ścięcia kompozytu ma dobry wpływ na nośność. Bez stosowania nadmiaru kleju (Typ 4), nośność wzrosła o 35 % w stosunku do próbki porównawczej. Przy zastosowaniu nadmiaru kleju na końcu, nośność wzrosła o 57% (Typ 6).
- Przy użyciu nadmiaru kleju dla zwykłego końca, Typ 2, nośność wzrosła o 45 %.
- Najefektywniejszymi w podnoszeniu nośności są konfiguracje: Typ 6 (+ 57 %), Typ 2(+ 45 %), Typ 5 (+43 %), Typ 4 (+ 35 %), Typ 7 (+15 %) i Typ 1 (0%) – porównawcza.
- Próbkami, które nie spełniły oczekiwań i w badaniach nie dały zakładanych profitów w nośności były Typ 8 (obniżenie nośności o 15 %) i Typ 3 (obniżenie nośności o 1 %).
- Kolejną obserwacją, która powinna zostać poddana weryfikacji jest obniżenie nośności w stosunku do próbki porównawczej o 15 % dla próbek Typu 8, gdzie zastosowano dwie warstwy taśmy, których zakończenia były przesunięte względem siebie. Może to jednak świadczyć o błędnie przygotowanych próbkach. Poza tym, wykonanie w warunkach budowlanych wzmocnienia Typu 8 jest trudne do wykonania, więc należałoby zastanowić się nad potrzebą dalszych prac laboratoryjnych, jak i analitycznych nad zakończeniem Typu 8.

5. Podsumowanie

5.1. Wnioski

Analizując przeprowadzone badania można wysnuć następujące wnioski:

- Odpowiednie ukształtowanie zakończenia taśmy FRP, ma wpływ na wytrzymałość złącza.
- Badania pokazują, że zachowanie wzmocnienia zależne jest od przygotowania powierzchni. Dzięki temu można uniknąć zniszczenia przez odspojenie lub delaminację, ewentualnie słabszych wyników podniesienia nośności.
- Ścinanie końca kompozytu z nadmiarem kleju lub bez, można zaproponować dla podniesienia nośności w złączu klejowym. Zbadano ten wpływ podczas badań laboratoryjnych, gdzie rozważono osiem konfiguracji. Ścinanie taśm i nadmiar kleju ograniczono do 45 stopni.
- Najefektywniejsza konfiguracja miała odwrotne ścięcie laminatu i nadmiar kleju.
- Z powodu znaczącego wpływu zastosowania nadmiaru kleju, należy rozważyć sposób ochrony tego nadmiaru kleju przed oddziaływaniami zewnętrznymi.
- Z powodu niewielkiego wpływu zwykłego ścięcia laminatu bez nadmiaru kleju na poprawę nośności złącza, nie proponuje się tego typu rozwiązania.

5.2. Przyszłe prace

- Aby rozwinąć odpowiednie kryteria projektowe niezbędnym jest posiadanie modelu do obliczenia naprężeń w krytycznych lokalizacjach, miejscach koncentracji, nieciągłościach, a następnie przewidywać postaci zniszczenia.
- Niezbędnym będzie wykonanie obliczeń analitycznych różnych typów złączy poddanych rozciąganiu. Należy wyznaczyć naprężenia w skleinie i taśmie kompozytowej i porównanie wyników analizy z badaniami laboratoryjnymi.
- Należy określić rozkłady naprężeń w skleinie w zależności od geometrii skleiny, przydatne do celów projektowych, porównując analityczne i numeryczne rozwiązania tego problemu.
- Należy wyprowadzić poprawione kryteria zniszczenia bazujące na konfiguracjach wzmocnienia i właściwościach materiałowych, w celu poprawy przewidywalności wytrzymałości złącza w konstrukcjach stalowych wzmocnionych FRP, w analizach numerycznych i analitycznych.
- Obliczenia teoretyczne przeprowadzone zostaną analitycznie przy założeniu liniowo-sprężystego zachowania materiałów oraz przy użyciu analizy MES, w celu sprawdzenia poprawności obliczeń analitycznych i ich porównanie z wynikami badań laboratoryjnych.

Podziękowania

Autorzy pragną podziękować firmom S&P Polska Sp. z o.o. oraz Mota-Engil Central Europe S.A. za nieodpłatne udostępnienie materiałów do badań (taśm S&P CFK-Lamellen i żywicy Resin 220 oraz płaskowników stalowych). Badania laboratoryjne przeprowadzono w ramach środków statutowych Katedry Dróg i Mostów Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej (S-50/B/2011).

Literatura

- 1 Phares B. M., Wipf T. J., Abu-Hawash F. W. A., Lee Y.-S.: Strengthening of Steel Girder Bridges Using FRP. Proceedings of the 2003 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, August 2003.
- 2 Łagoda G., Łagoda M. Strengthening steel bridge across Vistula River in Poland. 33rd IABSE Symposium, Bangkok, Thailand, September 9-11, 2009, Sustainable Infrastructure Environment Friendly, Safe and Resource Efficient Vol. 96.
- 3 Linghoff D., Haghani R., Al-Emrani M.: Carbon-fibre composites for strengthening steel structures. *Thin-Walled Structures* 47 (2009) 1048–1058.
- 4 da Silva LFM, Adams RD: Techniques to reduce the peel stresses in adhesive joints with composites. *International Journal of Adhesion and Adhesives* 27 (2007) 227–235.
- 5 Zhao X.-L., Zhang L.: State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures. *Engineering Structures* 29 (2007) 1808–1823.
- 6 Colombi P, Poggi C.: Strengthening of tensile steel members and bolted joints using adhesively bonded CFRP plates. *Construction and Building Materials* 20 (2006) 22–33.
- 7 Fawzia S, Al-Mahaidi R, Zhao XL, Rizkalla S.: Strengthening of circular hollow steel tubular section using CFRP sheets. *Construction and Building Materials* 2005.
- 8 Jiao H, Zhao XL.: CFRP strengthened butt-welded very high strength (VHS) circular steel tubes. *Thin-Walled Structures* 42 (2004) 963–978.
- 9 Xia SH, Teng JG.: Behaviour of FRP-to-steel bonded joints. In: Chen JF, Teng JG, editors. Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures. Hong Kong: Int. Institute for FRP in Construction; 2005. p. 419–26.
- 10 Albat AM, Romilly DP.: A direct linear-elastic analysis of double symmetric bonded joints and reinforcements. *Compos Science Technology* 59 (1999) 1127–1137.

- 11 Shaat A, Schnerch D, Fam A, Rizkalla S.: Retrofit of steel structures using Fiber-Reinforced Polymers (FRP): State-of-the-art. In: Transportation research board (TRB) annual meeting. 2004. CD-ROM (04-4063).
- 12 Liu HB, Zhao XL, Al-Mahaidi R.: The effect of fatigue loading on bond strength of CFRP bonded steel plate joints. In: Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures. 2005. p. 459–64.
- 13 Taljsten B., Hansen Ch.S. i Schmidt J.W.: Strengthening of old metallic structures in fatigue with prestressed and non-prestressed CFRP laminates. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 1665–1677.
- 14 Stratford T.J. i Chen J.F.: Designing for tapers and defects in frp-strengthened metallic structures. Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005) Chen and Teng (eds) © 2005 International Institute for FRP in Construction.
- 15 Cadei JMC, Stratford TJ, Holloway LC, Duckett WG. Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced polymers – C595. London: CIRIA; 2004.
- 16 M.D. Fitton, J.G. Broughton Variable modulus adhesives: an approach to optimised joint performance. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 25 (2005) 329–336.
- 17 daSilva L.F.M., Lopes M.J.C.Q. Joint strength optimization by the mixed-adhesive technique. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 29 (2009) 509–514.
- 18 da Silva L.F.M, Adams R.D. Joint strength predictions for adhesive joints to be used over a wide temperature range. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 27 (2007) 362–379.
- 19 da Silva L.F.M, Adams R.D. Techniques to reduce the peel stresses in adhesive joints with composites. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 27 (2007) 227–235.
- 20 Hart-Smith L.J.: Adhesive-bonded double-lap joints. National Aeronautics and Space Administration, CD-112235, Langley Research Center; 1973.
- 21 Łagoda M.: “Wzmacnianie mostów przez doklejanie elementów”. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej. ISSN 0860-097X. Kraków 2005.
- 22 Rybak M. Wybrane zagadnienia połączeń klejowych. Prace centralnego ośrodka badań i rozwoju techniki drogowej. Warszawa 1973
- 23 Łagoda M.: “Wzmacnianie konstrukcji mostowych kompozytami polimerowymi”. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. ISSN 0137-5393. Warszawa 2012.
- 24 Deng J., Lee M.M.K. and Moy S.S.J. “Stress analysis of steel beams reinforced with a bonded CFRP plate”. *Composite Structures*, 65 (2004) 205-215.
- 25 Deng J., Lee M.M.K. Effect of plate end and adhesive spew geometries on stresses in retrofitted beams bonded with a CFRP plate. *Composites: Part B* 39 (2008) 731–739.
- 26 Tsai MY, Morton J. The effect of a spew fillet on adhesive stress distributions in laminated composite single-lap joints. *Composite Structures* 32 (1995) 123–131.
- 27 Lang TP, Mallick PK. Effect of spew geometry on stresses in single lap adhesive joints. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 18 (1998) 167–177.
- 28 Belingardi G, Goglio L, Tarditi A. Investigating the effect of spew and chamfer size on the stresses in metal/plastics adhesive joints. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 22 (2002) 273–282.
- 29 Deng J, Lee MMK. Behaviour under static loading of metallic beams reinforced with a bonded CFRP plate. *Composite Structures* 78 (2007) 232–242
- 30 L.C. Holloway: Advances in adhesive joining of dissimilar materials with special reference to steels and FRP composites. Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005) Chen and Teng (eds) © 2005 International Institute for FRP in Construction.
- 31 Haghani R., Al-Emrani M., Kliger R.: Interfacial stress analysis of geometrically modified adhesive joints in steel beams strengthened with FRP laminates. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 1413–1422

The effect of bond end geometry on steel – FRP joint strength

Marek Łagoda¹, Maciej Kowal²

¹ *Road and Bridge Research Institute, e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl,*

² *Department of Road and Bridge, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: m.kowal@pollub.pl*

Abstract: Article describes experiments on the effect of steel – FRP bond end shaping on bond strength. The influence of changing the bond end geometry on behavior of axially loaded steel elements reinforced by CFRP double patch joints with varying overlap length was analyzed. Bond failure at steel-adhesive interface was dominant failure mode. The test results showed clearly that geometry change of the bond end of strengthening CFRP plate and adhesive in composite plate region can significantly increase bond capacity. Conclusions and plan of further works on CFRP strengthening of steel elements were described.

Keywords: metallic structures, strengthening, steel, FRP composites, bond end shaping.

Badanie skutków oddziaływań bocznych na wiadukcie kolejowym leżącym na łuku

Piotr Olaszek¹, Juliusz Cieśla², Waldemar Szaniec³

¹ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, e-mail: polaszek@ibdim.edu.pl

² Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, e-mail: jciesla@ibdim.edu.pl

³ Katedra Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: waldek.szaniec@tu.kielce.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono badania konstrukcji mostowej związane z dostosowywaniem linii kolejowej do dużych prędkości: $v_{max} \leq 200$ km/h dla taboru konwencjonalnego i $v_{max} \leq 250$ km/h dla taboru z wychylnym pudłem. Charakterystyczną cechą badanego obiektu jest tor kolejowy leżący na łuku o promieniu $R = 2\ 600$ m. Zbadanie obiektów wymagało sprawdzenia wpływu efektów dynamicznych na stany graniczne nośności – bezpieczeństwo konstrukcji oraz stany użyteczności związane z bezpieczeństwem jazdy i komfortem podróżnych. W ramach badań wykonano jazdy taborom próbnym (dwie lokomotywy i cztery wagony pasażerskie) z prędkościami dochodzącymi do 200 km/h. W referacie skoncentrowano się na zagadnieniach związanych ze skutkami oddziaływań bocznych, wywołanych przez tabor kolejowy, wynikających z położenia obiektu na łuku. Prowadzono pomiary pionowych i poziomych przemieszczeń oraz przyspieszeń przęśla i prędkości przejeżdżającego taboru. Przedstawiono wybrane zmierzone i obliczone teoretycznie przebiegi przemieszczeń i przyspieszeń. Przeanalizowano stopień rozbieżności zmierzonych i obliczonych wartości przemieszczeń i przyspieszeń wynikający z występowania sił odśrodkowych.

Słowa kluczowe: badania pod obciążeniem dynamicznym, oddziaływania boczne, mostowe obiekty kolejowe.

1. Wprowadzenie

Modelowanie i badania kolejowych konstrukcji mostowych na liniach dużych prędkości wymaga uwzględnienia wielu oddziaływań. Praca konstrukcji mostowej na liniach dużej prędkości jest zagadnieniem złożonym. Istotnym elementem są oddziaływania boczne zestawów kołowych, które powinny być rozpatrywane jako przestrzenne i nieliniowe [1, 2].

Prezentowana praca została wykonana w ramach badań obiektów mostowych znajdujących się na Centralnej Magistrali Kolejowej (CMK) pod próbnym obciążeniem dynamicznym, których celem było dopuszczenie tych obiektów do eksploatacji do prędkości $v_{max} \leq 200$ km/h dla taboru konwencjonalnego i prędkości $v_{max} \leq 250$ km/h dla taboru z wychylnym pudłem. Badania zostały wykonane na zlecenie PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. – Centrum Realizacji Inwestycji Oddział w Lublinie przez Laboratorium Badań Konstrukcji Mostowych Zakładu Mostów we współpracy z Ośrodkiem Badań Mostów w Kielcach Instytutu Badawczego Dróg i Mostów oraz Katedrą Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych Politechniki Świętokrzyskiej. Dodatkowo Laboratorium Badań Taboru Instytutu Kolejnictwa prowadziło pomiary prędkości przejazdu pociągu badawczego oraz przyspieszeń oddziaływujących na pudło jednego z wagonów.

W referacie zaprezentowano wyniki badań obiektu, którego charakterystyczną cechą jest tor kolejowy leżący na łuku o promieniu $R = 2\ 600$ m.

Badania konstrukcji mostowych związane z dostosowywaniem linii kolejowych do dużych prędkości były wykonywane w Polsce [3, 4, 5, 6, 7] i na świecie [8, 9]. W Polsce warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości do 200/250

km/h określono w standardach technicznych [10] oraz normach [11, 12].

Zbadanie przydatności obiektów mostowych na liniach dużej prędkości wymaga sprawdzenia wpływu efektów dynamicznych na stany graniczne nośności określających bezpieczeństwo konstrukcji oraz stany graniczne użyteczności związane z bezpieczeństwem jazdy i komfortem podróżnych. W ramach badań ze względu na możliwości realizacji wykonano jazdy taborem próbnym (dwie lokomotywy i cztery wagony pasażerskie) z prędkościami dochodzącymi do 200 km/h. Prowadzono pomiary pionowych i poziomych przemieszczeń i przyspieszeń przęseł oraz prędkości przejeżdżającego taboru.

2. Badana konstrukcja

Badany wiadukt kolejowy znajduje się nad linią kolejową na szlaku Grodzisk Mazowiecki – Korytów w ciągu linii CMK. Składa się z dwóch oddzielnych dla każdego z torów konstrukcji nośnych. Każda z konstrukcji wykonana jest jako stalowe wolnopodparte przęsło, o konstrukcji kratownicowej o pasach równoległych, ze sztywnym pasem dolnym w postaci dwóch blachownic. Między blachownicami znajdują się poprzecznicę. Z poprzecznicami zespolona jest żelbetowa płyta pomostu, która stanowi jednocześnie koryto balastowe. Poprzecznicę łączone są ze środknikami za pomocą złącz nitowanych. Dla obu torów konstrukcje są identyczne. Krzyżulce kratownicy mają przekroje dwuteowe, a pasów górnych – skrzynkowe otwarte od dołu. Konstrukcja kratownicy jest spawano-nitowana. Rozpiętość teoretyczna przęsła wynosi 93,00 m. Widok wiaduktu w czasie badań przedstawiono na rys. 1.

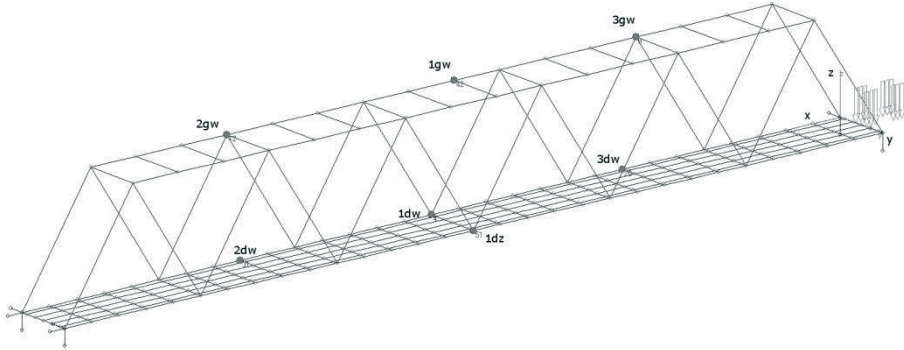


Rys. 1. Widok wiaduktu w czasie badań.

3. Model teoretyczny konstrukcji

Analizę numeryczną wykonano wykorzystując model przedstawiony na rys. 2. Wykorzystano w nim elementy ramy przestrzennej o 6 stopniach swobody w węźle. Uwzględniono współpracę koryta z częściami stalowymi. Zostało ono sprowadzone do elementów prętowych. Układ zawierał 249 węzłów i 526 elementów. Oszacowano masę składników dodatkowych (podsypki tłuczniowej, toru, balustrad) i rozdzielono na elementy modelujące pomost. Rzeczywiste obciążenie ruchome (inercyjne, resorowane) zostało zamodelowane strumieniami sił skupionych poruszającymi się po konstrukcji. Obciążenie to przekazywane jest na elementy nośne w sposób pośredni za pośrednictwem torowiska i

podsyпки. Zostało to uwzględnione przez zastąpienie pojedynczego nacisku (N) trzema siłami skupionymi w odstępach $\Delta x = 0,5$ m o wartościach $N/4$, $N/2$, $N/4$ działającymi w kierunku osi toru.



Rys. 2. Schemat modelu numerycznego; zaznaczono główne punkty, dla których prowadzono porównanie wartości obliczonych i zmierzonych.

Równanie równowagi dynamicznej układu ma postać

$$\mathbf{B}_s \ddot{\mathbf{q}}_s(t) + \mathbf{R}_s \dot{\mathbf{q}}_s(t) + \mathbf{K}_s \mathbf{q}_s(t) = \bar{\mathbf{F}}_s(t) \quad (1)$$

gdzie: \mathbf{B}_s , \mathbf{R}_s , \mathbf{K}_s - macierze bezwładności, tłumienia i sztywności konstrukcji, $\bar{\mathbf{F}}_s$ - wektor równoważników obciążeń będący funkcją położenia obciążenia, $\mathbf{q}_s(t)$, $\dot{\mathbf{q}}_s(t)$, $\ddot{\mathbf{q}}_s(t)$ - wektory współrzędnych, prędkości i przyspieszeń uogólnionych.

Równanie ruchu rozwiązywano metodą Newmarka, wykorzystując wariant bezwarunkowo stabilny. Przyjęto model tłumienia w postaci $\mathbf{R}_s = r_k \mathbf{K}_s + r_b \mathbf{B}_s$, gdzie r_k i r_b są współczynnikami tłumienia sztywnościowego i masowego [13].

Obliczenia dynamiczne wykonano za pomocą programu komputerowego MES3D (T. Borowicz, W. Szaniec, Politechnika Świętokrzyska) Program umożliwia analizę przestrzennych konstrukcji inżynierskich pod wpływem obciążeń ruchomych, w tym także inercyjnych [14, 15]. Właściwe analizy zostały poprzedzone weryfikacją poprawności modelu obliczeniowego. Porównano rozwiązania statyczne z wynikami uzyskanymi w programie Robot. W analizie dynamicznej uwzględniono przejazd składu z prędkościami $v = 10, 80, 120, 160, 180$ i 200 km/h. Przyjęto długość kroku zmiany położenia obciążenia $\Delta x = 0.02$ m, na tej podstawie ustalano krok czasowy $\Delta t = \Delta x/v$. Obliczenia zostały wykonane przy założeniu toru prostoliniowego z uwzględnieniem jazdy po łuku. W tym drugim przypadku do wektora obciążeń dodawano składniki związane z działaniem sił odśrodkowych. Były one generowane automatycznie przez program w trakcie wykonywania obliczeń na podstawie obciążeń statycznych i informacji o ruchu obciążenia.

4. Opis badań

4.1. Środki obciążające

Do obciążenia próbnego wykorzystano zestaw złożony z dwóch lokomotyw elektrycznych ES 64 U4, na początku i na końcu składu oraz czterech wagonów osobowych typu 154A. Zaplanowano przejazdy w obu kierunkach z prędkościami 10, 180, 120, 160, 180 i 200. Wartość maksymalnej prędkości wynikała z braku zgody Urzędu Transportu Kolejowego na jazdy z prędkościami większymi niż 200 km/h. Rzeczywiste prędkości jazdy były zgodne z programem w granicach $\pm 2,5$ km/h.

4.2. Metody pomiaru

W czasie badań prowadzono pomiary pionowych i poziomych przemieszczeń oraz

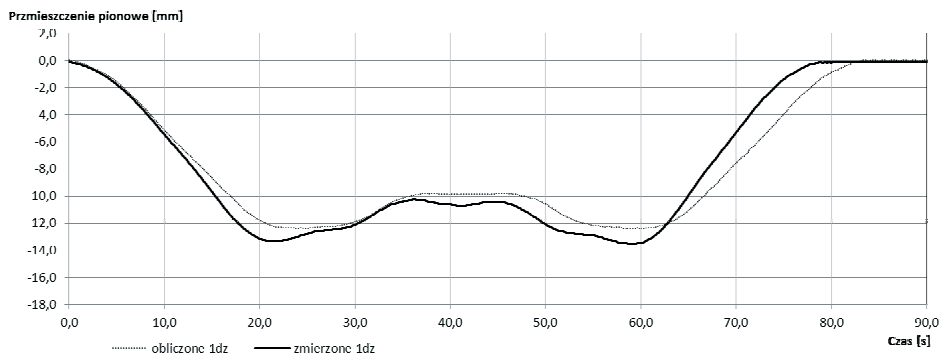
przyspieszeń pręśla i prędkości przejeżdżającego taboru. Do pomiaru przemieszczeń pręśel zastosowano przetworniki indukcyjne z rejestracją komputerową z wykorzystaniem systemu Spider8 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik. W przypadku przemieszczeń pionowych przetworniki były zamocowane na ziemi, a przemieszczenia pręśla były przenoszone przez układ sprężyna-drut. W przypadku przemieszczeń poziomych pomostu przetworniki były zainstalowane pomiędzy wiaduktami i jeden z wiaduktów służył, jako odniesienie dla drugiego. Dodatkowo pomiary przemieszczeń pasa górnego kratownicy były prowadzone z zastosowaniem radaru interferencyjnego IBIS-S. Pomiary przyspieszeń prowadzono w kierunku pionowym z zastosowaniem indukcyjnych przetworników przyspieszeń z masą drgającą z rejestracją komputerową, również przy pomocy systemu Spider8. Pomiary przemieszczeń i przyspieszeń prowadzono w trzech przekrojach: w $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ i $\frac{3}{4}$ rozpiętości pręśla.

Pomiary prędkości przejazdu pociągu prowadzono z poziomu pociągu na podstawie zliczania impulsów fotokomórki związanej z kołem lokomotywy.

Dla wszystkich pomiarów prowadzonych z wykorzystaniem systemu Spider8 zastosowano częstotliwość próbkowania równą 200 Hz. Pomiary z zastosowaniem radaru interferencyjnego prowadzono z częstotliwością próbkowania 190 Hz.

4.3. Wyniki pomiarów

Wykonano szczegółową analizę zarejestrowanych przebiegów przemieszczeń i przyspieszeń oraz określono wartości ekstremalnych amplitud. Wartości te zestawiono z wartościami ugięć i przyspieszeń pręśla obliczonymi teoretycznie.

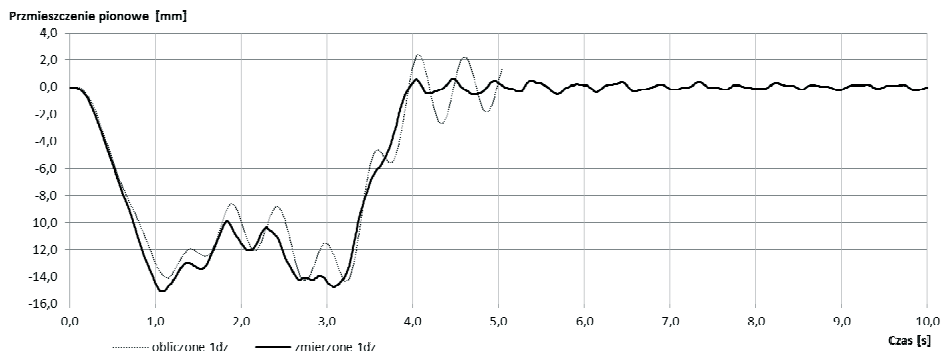


Rys. 3. Przykład przebiegu przemieszczeń pionowych zarejestrowany podczas przejazdu pociągu z prędkością 11,9 km/h i obliczony dla prędkości 10,0 km/h

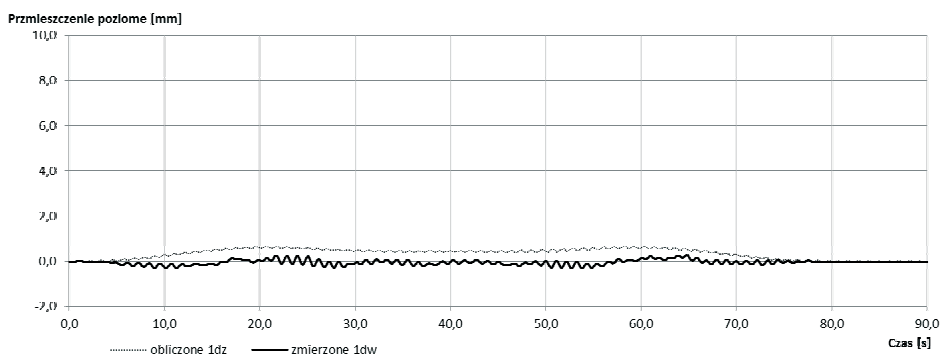
Przykładowe zestawienie przebiegów przemieszczeń pionowych zmierzonych i obliczonych dla przejazdów z prędkościami 10 i 200 km/h przedstawiono na rys. 3 i 4 a poziomych na rys 5 i 6. Dla zwiększenia czytelności na rysunkach dla prędkości 10 i 200 km/h zastosowano różne skale na osi czasu.

Częstotliwości drgań określono na podstawie analizy drgań wymuszonych podczas przejazdu pociągu i drgań swobodnych pręśla po zjeździe pociągu oraz obliczeń gęstości widmowej. Widma zostały sporządzone za pomocą oprogramowania Catman firmy HBM z wykorzystaniem szybkiej transformaty Fouriera (FFT).

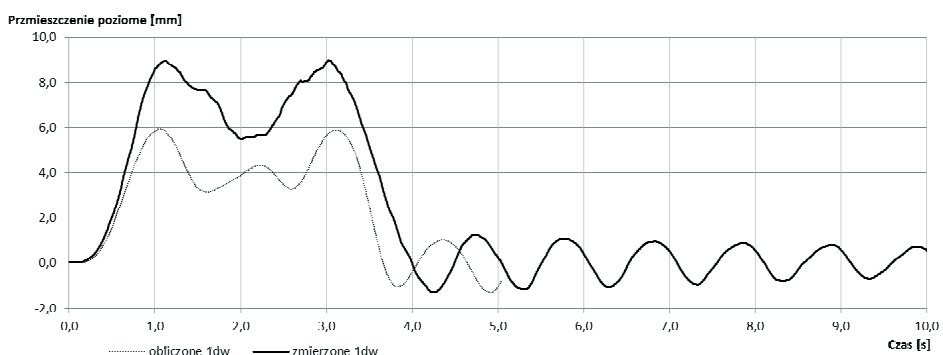
Na podstawie analizy wyznaczonych wartości można wnioskować, że w drganiach swobodnych konstrukcji pręśla występują składowe o najniższych częstotliwościach równych $f_1 = 2,1$ Hz dla drgań w kierunku pionowym, co jest wartością dopuszczalną i $f_1 = 1,0$ Hz dla drgań w kierunku poprzecznym, co jest poniżej wartości minimalnej 1,2 Hz zalecanej przez normę [11].



Rys. 4. Przykład przebiegu przemieszczeń pionowych zarejestrowany podczas przejazdu pociągu z prędkością 199,0 km/h i obliczony dla prędkości 200,0 km/h.



Rys. 5. Przykład przebiegu przemieszczeń poziomych zarejestrowany podczas przejazdu pociągu z prędkością 11,9 km/h i obliczony dla prędkości 10,0 km/h.



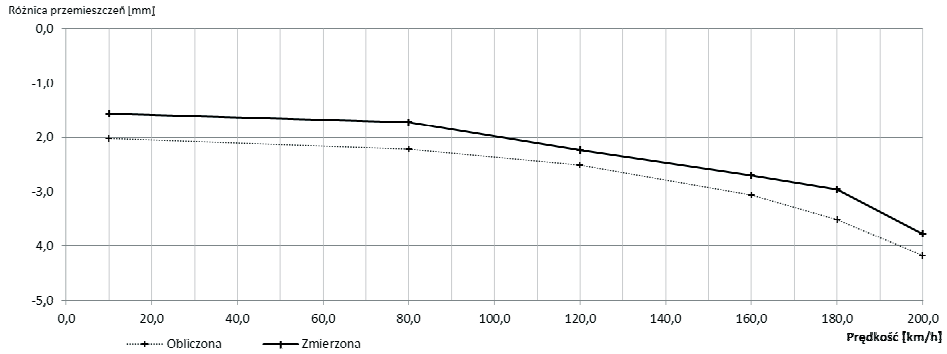
Rys. 6. Przykład przebiegu przemieszczeń poziomych zarejestrowany podczas przejazdu pociągu z prędkością 199,0 km/h i obliczony dla prędkości 200,0 km/h.

4.4. Analiza wyników pomiarów

Podstawą do analizy wyników pomiarów była analiza porównawcza wartości zmierzonych: pionowych przemieszczeń, częstotliwości drgań własnych i przyspieszeń z wartościami obliczonymi teoretycznie oraz ocena zgodności zmierzonych przemieszczeń

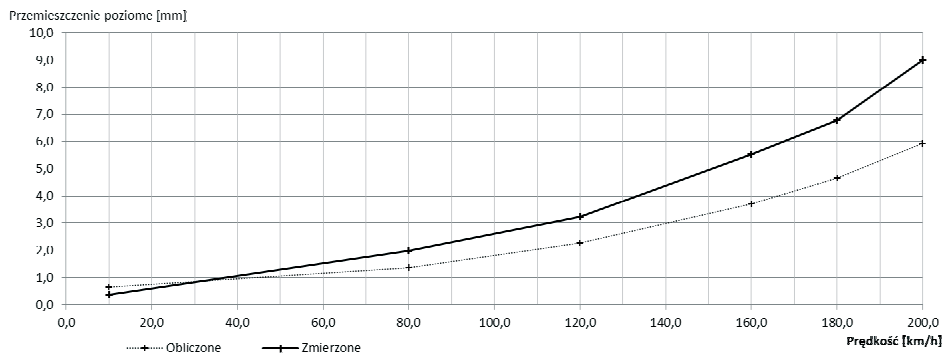
poprzecznych, częstotliwości drgań własnych i przyspieszeń z zakresem zalecanym przez normy [11, 12].

Charakterystyczną cechą badanego obiektu, występującą ze względu na położenie na łuku, było występowanie różnicy przemieszczeń pionowych dźwigarów od strony zewnętrznej i wewnętrznej łuku. Różnica ta wzrastała nieliniowo z prędkością przejazdu pociągu (rys. 7).



Rys. 7. Wykres zmierzonych i obliczonych maksymalnych wartości różnicy przemieszczeń pionowych obu dźwigarów; w funkcji prędkości przejazdu pociągu obciążającego; ujemna wartość różnicy przemieszczeń wynika z większego przemieszczenia występującego dla dźwigara od strony zewnętrznej łuku.

Podobny nieliniowy charakter ma zależność maksymalnych wartości poziomych przemieszczeń poprzecznych pasa dolnego kratownicy (znak + w kierunku na zewnątrz łuku) w funkcji prędkości przejazdu pociągu obciążającego, co ilustruje rys. 8.



Rys. 8. Wykres zmierzonych i obliczonych maksymalnych wartości poziomych przemieszczeń poprzecznych pasa dolnego kratownicy (znak + w kierunku na zewnątrz łuku) w funkcji prędkości przejazdu pociągu obciążającego.

W tabeli 1 przedstawiono zestawienie przemieszczeń zmierzonych i obliczonych dla prędkości przejazdu pociągu 10 i 200 km/h.

Tabela 1. Zestawienie wartości stosunków przemieszczeń zmierzonych do obliczonych dla prędkości przejazdu pociągu 10 i 200 km/h.

Wielkość	Prędkość przejazdu [km/h]	
	10	200
	Stosunki wartości zmierzonych do obliczonych [%]	
Przemieszczenie pionowe od wewnętrznej łuku	127%	104%
Przemieszczenie pionowe od zewnętrznej łuku	108%	107%
Różnica przemieszczeń pionowych	77%	90%
Przemieszczenie poziome	55%	151%

5. Podsumowanie

Na podstawie analizy wyników badań stwierdzono, że wiadukt można dopuścić do ruchu pociągów z maksymalną prędkością 200 km/h. Ze względu na nieliniowy charakter odpowiedzi dynamicznych konstrukcji oraz brak pełnej zgodności wyników badań z obliczeniami, nie było możliwe dopuszczenie wiaduktu do ruchu z prędkościami w zakresie od 200 do 250 km/h dla taboru z wychylnym pudłem, bez wykonania dodatkowych badań z taborem przejeżdżającym z prędkościami w zakresie od 200 do 250 km/h.

Niezgodności zmierzonych wartości przemieszczeń pionowych i poziomych z wartościami obliczonymi wynikają z niedoskonałości przyjętego modelu obliczeniowego. Model uwzględniał dominujące wartości oddziaływań w postaci sił pionowych i poziomych, wywoływanych przez masę poruszającego się z różnymi prędkościami pociągu na torze w łuku. Istnieją natomiast inne czynniki o charakterze losowym, wpływające na wielkość przemieszczeń, które zależą nie tylko od prędkości, krzywizny toru i parametrów taboru, ale i od miejscowych nierówności toru (uderzenia boczne) i sprężystej charakterystyki podtorza. Czynnikiem, który w sposób istotny wpływa na rozwiązania, zwłaszcza wartości przyspieszeń, jest tłumienie. Planowane jest prowadzenie dalszych prac związanych z kalibracją modelu obliczeniowego z uwzględnieniem tłumienia.

Uwagi dodatkowe

Autorzy artykułu dziękują personelowi Laboratorium Badań Konstrukcji Mostowych: mgr inż. Tomaszowi Biczelowi, inż. Robertowi Czachowskiemu, Lilianie Gąsior, mgr inż. Małgorzacie Mazanek mgr inż. Pawłowi Nurkowi i dr inż. Łukaszowi Topczewskiemu za zaangażowanie w czasie badań; mgr inż. Mirosławowi Biskupowi z Ośrodka Badań Mostów w Kielcach za przekazanie statycznego modelu konstrukcji oraz dr hab. inż. Tadeuszowi Borowiczowi prof. PŚk, dr hab. inż. Markowi Łagodzie prof. IBDiM i dr hab. inż. Barbarze Rymczy prof. IBDiM za konsultacje.

Literatura

- 1 M. Kłasztorny, Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkojeźdnymi, WNT, Warszawa 2005.
- 2 A. Niemierko, Projektowanie mostów kolejowych na liniach dużej prędkości - cz. I i II, www.inzynierbudownictwa.pl.
- 3 Kłasztorny M.: Analiza dynamiczna belkowych mostów zespolonych na CMK w warunkach zwiększonych prędkości pociągów (160 ÷ 250) km/h". Drogi i Mosty, 3, 2003.
- 4 Wołowicki, W., Sturzbecher, K. Apanas, L.: Badania dynamiczne pewnych typów mostów kolejowych związane z ich dostosowaniem do dużych prędkości taboru. Inżynieria i Budownictwo, nr 5/2005, s. 260-264.
- 5 Sturzbecher K.: Obliczenia dynamiczne zespolonego wiaduktu kolejowego w celu dostosowania do prędkości ruchu 250-350 km/h. XIX Seminarium Współczesne metody budowy, wzmocnienia i przebudowy mostów, Poznań-Rosnówko 2009.

- 6 Łaziński, P., Salamak, M.: O badaniach mostów pod próbnym obciążeniem. Inżynieria i Budownictwo, nr 5-6/2010, s. 300-303.
- 7 Cieśla J., Olaszek P., Biskup M., Mazanek M., Badania wybranych obiektów inżynierskich na linii CMK pod obciążeniem dynamicznym, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej – Budownictwo i Inżynieria Środowiska, , 2011 tom 3/11/III , nr 276; Z. 58, s.149-156.
- 8 M. Heiden M., Stadler C.: Vibration investigation of existing railway viaducts in Austria. Proc of the Conference: Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES'09, Wrocław 2009, s. 581-590.
- 9 Stampler J., Janjic D., Handel C.: Standardized serviceability tests of railway bridges. Proc of the Conference: Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES'07, Porto 2007, s. 1271-1278.
- 10 Standardy techniczne - Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{max} \leq 200$ km/h (dla taboru konwencjonalnego)/250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem) - Tom III Kolejowe obiekty inżynierskie - Wersja 1.1, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa, Warszawa 2010 r.
- 11 Norma PN-EN1990:2004 Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji
- 12 Norma PN-EN 1991-2:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- 13 Borowicz T.: Metoda elementów skończonych w analizie drgań konstrukcji poddanych działaniu obciążeń ruchomych. ZN PŚk, Bud. 15, Kielce 1983.
- 14 Borowicz T.: Rozwiązywanie konstrukcji obciążonych ruchomymi oscylatorami z zastosowaniem iteracyjnego wyznaczania sił w więziach sprężysto-tłumiących. Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 3-4, Warszawa 1996, s. 7-36.
- 15 Podworna M., Klasztorny M.: Wpływ cech pojazdów szynowych na odpowiedź dynamiczną mostu belkowego. Drogi i Mosty Nr 3/2011.

Investigation of horizontal forces result in railway viaduct with curved truck

Piotr Olaszek¹, Juliusz Cieśla², Waldemar Szaniec³

¹ *Road and Bridge Research Institute, Warsaw, e-mail: polaszek@ibdim.edu.pl*

² *Road and Bridge Research Institute, Warsaw, e-mail: jciesla@ibdim.edu.pl*

³ *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: waldek.szaniec@tu.kielce.pl*

Abstract: In the report some investigations of bridge structure, connected with the adaptation of the railway line to speeds up to 200 km/h for conventional trains and up to 250 km/h for tilting trains were presented. A railway track is the characteristic feature of tested viaduct, because the truck is curved over the whole length of span with radius of $R = 2600$ m. The tests of the viaduct required the verification of influence of the dynamic effects on the ultimate limit states which corresponded to the safety of structure, as well as the serviceability limit states, related to the safety of driving and the travellers' comfort. In frames of investigations, a special train comprised of two locomotives and four passenger cars, was used with speeds in the range between 10 and 200 km/h. The report focuses on the problems addressing the influence of horizontal actions in the case of bridge with curved truck. The measurements of the horizontal and vertical displacements as well as the accelerations of span, and the speed of crossing test train were executed. The measured and theoretically calculated chosen courses of displacements and accelerations were introduced. The degree of divergence between measured and calculated values was analysed.

Keywords: dynamic load, testing, horizontal actions, railway bridges.

Modelowanie inżynierskie szczegółów konstrukcyjnych mostu

Stefan Pradelok¹, Piotr Bętkowski², Adam Rudzik³, Piotr Łaziński⁴

¹ e-mail: stefan.pradelok@polsl.pl

² e-mail: piotr.betkowski@polsl.pl

³ e-mail: adam.rudzik@polsl.pl

⁴ Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska,
e-mail: piotr.lazinski@polsl.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono sposób inżynierskiego modelowania szczegółów konstrukcyjnych, który umożliwia analizowanie lokalnych wpływów statycznych i dynamicznych w złożonej konstrukcji przy wykorzystaniu komputera osobistego. Analizowany szczegół konstrukcyjny, wymodelowany z użyciem powłokowych elementów skończonych, jest mocowany w przestrzennym ustroju prętowym. Następnie, na tak przygotowanym modelu obliczeniowym, przeprowadza się analizę statyczną lub dynamiczną. Zaproponowany sposób modelowania pozwala na wykrycie teoretyczne lokalnych wpływów. Przeprowadzone analizy potwierdziły poprawne zachowanie się tak zbudowanego modelu obliczeniowego. Przedstawiony w referacie sposób modelowania pozwala więc analizować lokalne wpływy na zwykłym komputerze osobistym, a wyniki takich obliczeń są dostępne w stosunkowo krótkim czasie. Przykładowe obliczenia przeprowadzono analizując lokalne wpływy w węźle stalowego, kolejowego mostu kratowego.

Słowa kluczowe: most, model obliczeniowy, modelowanie inżynierskie, szczegół konstrukcyjny, wpływy lokalne.

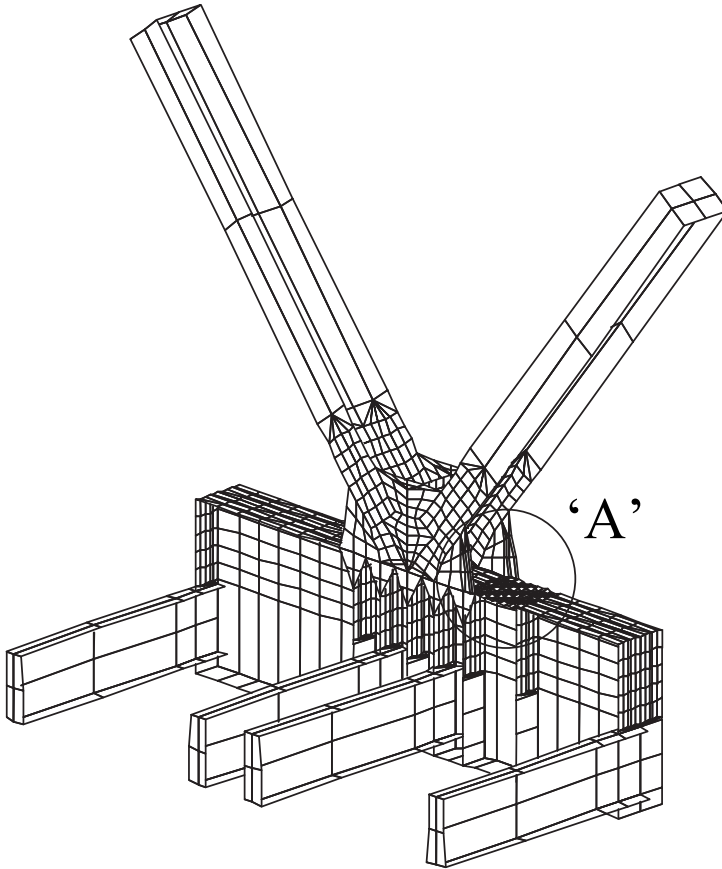
1. Wprowadzenie

W niektórych zagadnieniach praktycznych zachodzi potrzeba analizy statycznego lub dynamicznego poziomu naprężenia w szczególe konstrukcyjnym. Jest to szczególnie ważne w odniesieniu do nietypowych rozwiązań konstrukcyjnych. Lokalne wpływy, zarówno statyczne jak i dynamiczne, możliwe są do wykrycia teoretycznego jedynie przy wiernym ich modelowaniu. Najczęściej, szczegółowe modele obliczeniowe buduje się z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES). Jednak budowa z użyciem MES szczegółowego modelu całej konstrukcji o skomplikowanej geometrii zazwyczaj prowadzi do powstania dużego zadania obliczeniowego. Zadania takie często przekraczają możliwości obliczeniowe współczesnych komputerów osobistych. Rozwiązaniem tego problemu jest budowa szczegółowego modelu analizowanego fragmentu konstrukcji, który następnie zostanie zamocowany w przestrzennym ustroju prętowym. Tak przygotowany model obliczeniowy umożliwia przeprowadzenie zarówno standardowych jak i zaawansowanych analiz teoretycznych. Wszystkie analizy zamieszczone w tym referacie dotyczą stalowego mostu kolejowego w którym powstały duże pęknięcia zmęczeniowe. Wyjaśnienie teoretyczne tych przyczyn można znaleźć w [1], [3] i [4], a badania terenowe, potwierdzające uzyskane teoretycznie wyniki, omówiono w [2] i [5].

2. Budowa modelu obliczeniowego

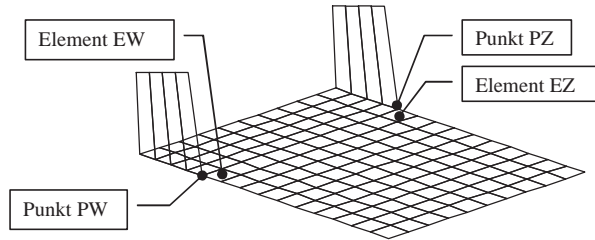
W celu przeprowadzenia wspomnianych analiz zbudowano z powłokowych elementów skończonych (MES) szczegółowy model obliczeniowy węzła kratownicy. Węzeł ten obejmował swoim zasięgiem fragment pasa dolnego kratowego dźwigara głównego (dwie połówki długości wraz z blachą węzłową) oraz połowy długości czterech poprzecznic i dwóch krzyżulców. Starano się wiernie wymodelować układ pasa, blach węzłowych,

żeberek, krzyżulców i poprzecznic (rys. 1). Szczegółowy model obliczeniowy analizowanego węzła kratownicy składa się z ponad 1700 trójkątnych lub czworokątnych, skończonych elementów powłokowych. Na obszarach, gdzie będzie analizowane zachowanie się szczegółowego modelu obliczeniowego, siatka elementów skończonych została zagęszczona. Dotyczy to fragmentu położonego w pobliżu miejsc styku blach węzłowych i półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Są to miejsca zagrożone pęknięciem. Przedstawia to rys. 2, gdzie widać w powiększeniu szczegół 'A'. W celu łatwej lokalizacji miejsc uszkodzeń, na rys. 2 pozostawiono niewielkie fragmenty blach węzłowych.



Rys. 1. Szczegółowy model obliczeniowy węzła kratownicy z powłokowych elementów skończonych

Bardzo ważne jest właściwe podparcie tak zbudowanego modelu obliczeniowego węzła. W przypadku przeprowadzania analizy statycznej wystarczające jest podparcie na fikcyjnych, stałych lub sprężystych podporach umieszczonych w odpowiednich węzłach siatki MES. Jednak i tu już występują znaczne trudności w takim podparciu węzła, aby z jednej strony stabilizował ustrój dla potrzeb obliczeniowych, a z drugiej nie odbiegał od rzeczywistych warunków pracy węzła. Wprowadzenie samych podparć sztywnych lub sprężystych wręcz uniemożliwia poprawne przeprowadzenie jakiegokolwiek analizy dynamicznej. Taki sposób podparcia musiałby być uzależniony od postaci, a więc i częstotliwości drgań tak całej konstrukcji, jak i w szczególności drgań węzła jako jej fragmentu.



Rys. 2. Szczegół 'A'. Fragment półki górnej pasa dolnego kratownicy

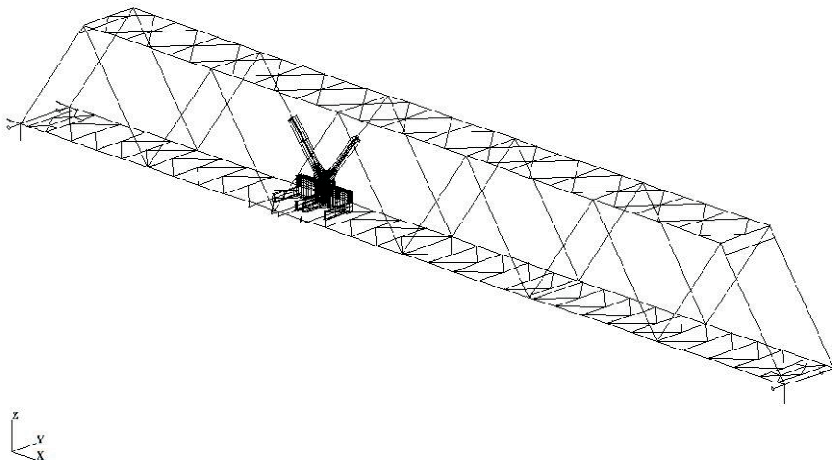
W analizie dynamicznej istotna jest sztywność i masa całej konstrukcji. Oba te parametry decydują o kształcie poszczególnych postaci drgań własnych. Zbudowany model obliczeniowy węzła jest tylko fragmentem większego ustroju rzeczywistego (prześla kratowego). Z tym fragmentem związana jest jego masa, która również stanowi tylko część masy całego ustroju. Natomiast o kształcie kolejnych postaci drgań własnych decyduje rozkład sztywności i mas (sił bezwładności) w całym ustroju rzeczywistym.

Pojawiają się więc dwa problemy. Pierwszy jak podeprzeć obliczeniowy model węzła, aby zapewnić mu odpowiednią sztywność i bezwładność (masę) w kolejnych postaciach drgań. Innymi słowy jak zapewnić swobodę ruchów, którą węzeł ten ma w układzie rzeczywistym. Drugi problem dotyczy wprowadzenia do analizowanego modelu obliczeniowego brakującej części sztywności i masy odrzuconej części układu.

Rozwiązaniem tych problemów jest zamocowanie szczegółowego modelu obliczeniowego analizowanego węzła kratownicy w przestrzennym ustroju prętowym (rys. 3). Z kolei ustrój prętowy (kratownicę) należy podeprzeć na sztywnych podporach, które odbierają mu te same stopnie swobody co łożyska w ustroju rzeczywistym. Te ostatnie przyjęto jako idealne (bez uwzględniania tarcia). Ten sposób podparcia szczegółowego modelu obliczeniowego węzła zapewnia mu właściwą sztywność (swobodę ruchów) oraz odpowiedni rozkład masy. Umożliwia to tym samym określenie charakteru postaci drgań własnych analizowanej konstrukcji.

W celu zapewnienia właściwej sztywności połączeń w węzłach pomiędzy ustrojem prętowym, a dyskretnym modelem obliczeniowym węzła wprowadzono nieważkie, bardzo sztywne przepony.

Modelowi obliczeniowemu nadano cechy fizyczne przez wprowadzenie charakterystyk (gęstości, modułu sprężystości, współczynnika Poissona) odpowiednich materiałów użytych do budowy analizowanej konstrukcji. Wszystkie analizy zostały wykonane w zakresie liniowej teorii sprężystości. Ponadto założono, że przemieszczenia dynamiczne są małe w porównaniu z wymiarami konstrukcji.



Rys. 3. Zamocowanie szczegółowego modelu obliczeniowego węzła kratownicy w ustroju prętowym

3. Analiza statyczna modelu

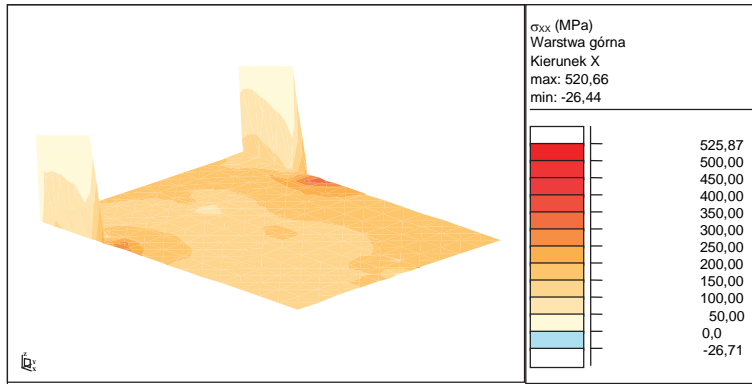
W celu określenia rzeczywistych poziomów naprężeń, w środkach elementów EZ i EW (rys. 2), zbudowany model obliczeniowy obciążono:

- ciężarem własnym;
- żelbetowym korytem wraz z torem ułożonym na podsypce tłuczniowej;
- wpływem zinventaryzowanych różnic przemieszczeń podpór;
- taborom kolejowym w rzeczywistości kursującym na tej linii.

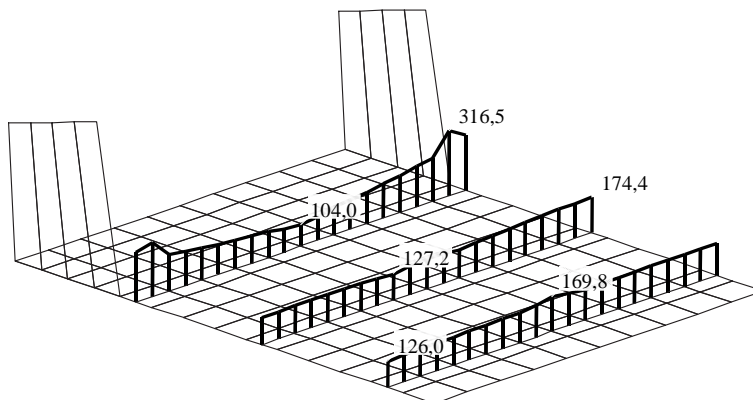
Zadano rzeczywiste wartości tych obciążeń.

Kierunek 1 naprężeń głównych w analizowanym miejscu praktycznie pokrywa się osią X globalnego układu współrzędnych (tj. podłużną osią przęsła). W związku z tym określono naprężenia normalne σ_{xx} (naprężenia odniesione do osi X) w środkach analizowanych elementów skończonych EZ i EW. Następnie naprężenia te zsumowano.

Na rys. 4 przedstawiono mapę naprężeń σ_{xx} w półce górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego, wywołanych sumą w/w obciążeń. Dotyczy ona warstwy górnej półki. Można łatwo zauważyć wyraźne miejsca koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzłowych (PW i PZ) z półką górną blachownicy. W miejscach tych, w rzeczywistej konstrukcji, powstały poważne pęknięcia.



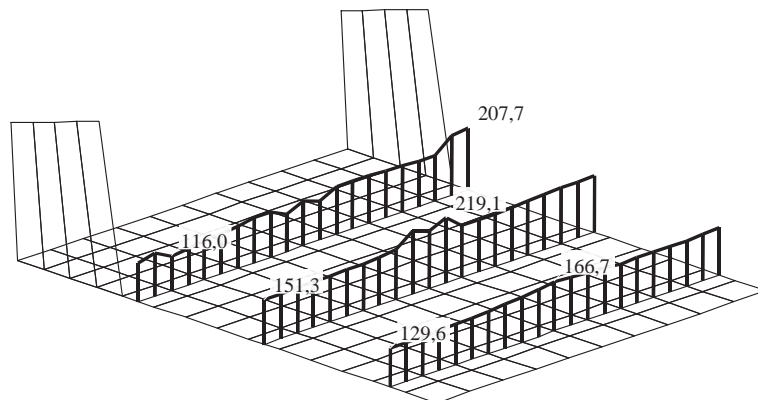
Rys. 4. Mapa naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]



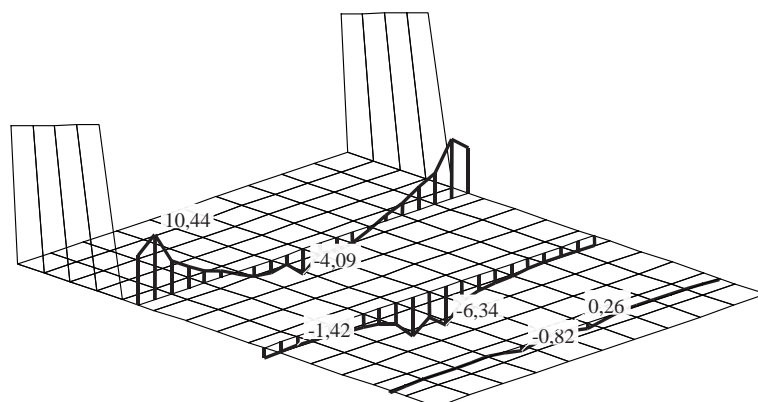
Rys. 5. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej [MPa]

Pierwszorzędny wpływ lokalnego zginania półki górnej na poziome naprężenia przedstawiono na rysunkach (rys. 5 i rys. 6). Na rys. 5 widać zmiany naprężeń σ_{xx} w środkach elementów skończonych w warstwie górnej, a na rys. 6 w warstwie dolnej. Wykresy te potwierdzają tendencje do koncentracji naprężeń w pobliżu punktów styku blach węzł-

wych z półką górną blachownicy. Naprężenia w warstwie górnej σ_{xx} w środku elementu EZ osiągają 316,5 MPa (rys. 5), a w środku elementu EW 266,8 MPa. Odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej to 207,7 MPa w elemencie EZ (rys. 6) i 144,5 MPa w elemencie EW.



Rys. 6. Zmiana naprężeń σ_{xx} w warstwie dolnej [MPa]



Rys. 7. Zmiana momentu zginającego M_{xx} [kNm/m]

W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia różnice naprężeń σ_{xx} pomiędzy warstwą górną a dolną zanikają. W trzecim z przedstawionych przekrojów, który jest najbardziej oddalony od miejsca uszkodzenia, odpowiednie wartości naprężeń σ_{xx} w warstwie górnej i dolnej są praktycznie sobie równe.

Główną przyczyną koncentracji naprężeń w elementach EZ i EW jest lokalne zginanie półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego. Na rys. 7 przedstawiono wykresy zmian momentu zginającego M_{xx} w trzech przekrojach. W przekroju położonym najbliżej blach węzłowych (przez środki elementów EZ i EW) moment zginający dochodzi do 10,44 kNm/m (rys. 7). W miarę oddalania się od miejsca uszkodzenia wartości momentów zginających szybko maleją.

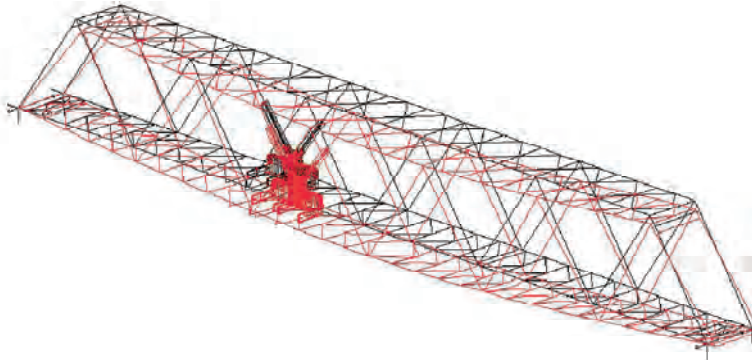
4. Analiza modalna

Analiza modalna (drgań własnych) jest najczęściej używaną metodą analizy własności dynamicznych konstrukcji. Konstrukcja mostu to przestrzenny układ ciągły, zbudowany z materiałów odkształcalnych, o nieskończonej liczbie stopni swobody. W zastosowanej metodzie obliczeń (MES), układ ciągły jest zastępowany układem dyskretnym o skończonej

liczbie stopni swobody. Wówczas analiza drgań własnych jest wykonywana na dyskretnym modelu obliczeniowym. Podstawy teoretyczne drgań układów dyskretnych są powszechnie znane i tutaj zostaną pominięte.

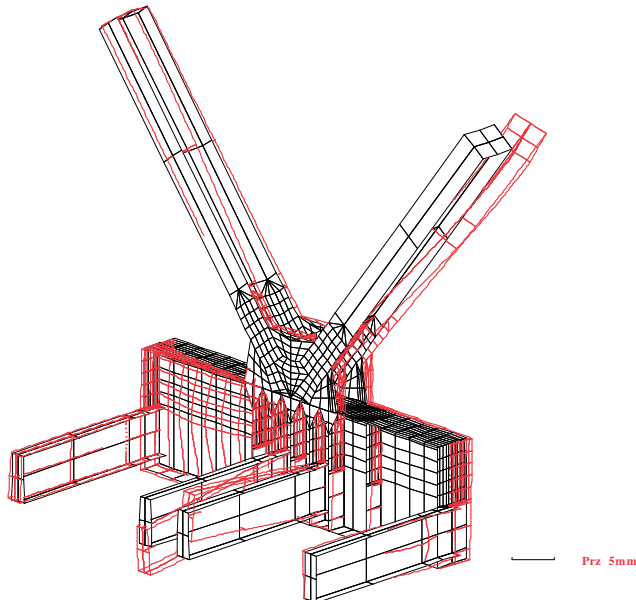
W analizie modalnej szczególną uwagę zwrócono na poszukiwanie postaci drgań własnych w których poprzecznicę przydylatacyjną poruszają się przeciwnie. Takie postacie powinny generować dodatkowe naprężenia w miejscu powstania uszkodzeń w trakcie przejazdu obciążenia przez dylatację. Masy nie wprowadzonych do modelu obliczeniowego elementów ustroju rzeczywistego (żelbetowe koryto balastowe, podsypka tłuczniowa oraz tor kolejowy) dodano w odpowiednich węzłach pomostu. Masy pozostałych elementów konstrukcyjnych program uwzględnił na podstawie danych wymiarów geometrycznych i gęstości materiału.

Na rys. 8 przedstawiono obraz przemieszczeń drugiej postaci drgań własnych o okresie $T=0,592s$.



Rys. 8. Druga postać własna. Okres $T=0,592s$

Na rys. 9 przedstawiono przykład obrazu postaci z przeciwnymi drganiami poprzecznic przydylatacyjnych.



Rys. 9. Postać własna 184. Okres $T=0,060s$

5. Podsumowanie

Przykładowe analizy zamieszczone w niniejszym referacie, zostały przeprowadzone z wykorzystaniem inżynierskiego sposobu modelowania szczegółu konstrukcyjnego. Obliczenia przeprowadzono analizując lokalne wpływy w węźle stalowego, kolejowego mostu kratowego. W węźle tym w trakcie eksploatacji mostu powstały duże pęknięcia zmęczeniowe.

Model obliczeniowy zbudowany w sposób opisany w referacie został obciążony symetrycznie charakterystycznymi wartościami rzeczywistych obciążeń pionowych. Ze względu na specyficzną konstrukcję węzła kratownicy, ujawniło się istotne dla poziomu naprężenia w konstrukcji, zjawisko lokalnego zginania. Dotyczy ono półki górnej blachownicy pasa dolnego dźwigara kratowego w miejscu połączenia z blachami węzłowymi. Lokalne zginanie, wspomnianej półki górnej blachownicy, w płaszczyźnie pionowej powoduje bardzo duże przyrosty naprężeń rozciągających górną warstwę w środku elementu EZ. Dodatkowo w elemencie EZ pojawiają się naprężenia rozciągające od zginania w płaszczyźnie poziomej. W efekcie końcowym naprężenia rozciągające σ_{xx} osiągają w miejscu pojawienia się pęknięcia 316,5 MPa.

Jest to wysoki poziomy naprężen, zwłaszcza w odniesieniu do wytrzymałości obliczeniowej elementów o grubości powyżej 30mm wykonanych ze stali 18G2A, która wynosi $R=270$ MPa. Jednak minimalna charakterystyczna granica plastyczności $R_c=333$ MPa nie została przekroczona. Nie jest to więc poziom wyężenia, który mógłby być jedyną przyczyną powstania pęknięcia. Natomiast daje bardzo wysokie tło naprężeń dla ewentualnych wpływów zmęczeniowych.

Rzeczywiste obciążenia ruchome (tabor kolejowy) poruszające się po analizowanej konstrukcji działają głównie w kierunku pionowym. W tym samym kierunku odbywają się ruchy wykrytych, przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych. W związku z tym takie postaci drgań są niebezpieczne. Wynika to z potencjalnej możliwości ich wzbudzenia i występowania znaczącej składowej w odpowiedzi konstrukcji na przejazd taboru.

6. Wnioski

Należy zauważyć, że znalezienie dodatkowych wpływów (lokalnych momentów zginających oraz przeciwbieżnych postaci drgań własnych poprzecznic przydylatacyjnych) stało się możliwe dzięki zbudowaniu metodą inżynierską szczegółowego modelu obliczeniowego analizowanego węzła. Jest to model o bardzo wysokim poziomie wierności w stosunku do obiektu rzeczywistego.

Zaproponowany w referacie inżynierski sposób modelowania szczegółu konstrukcyjnego umożliwia analizowanie lokalnych wpływów statycznych i dynamicznych w złożonej konstrukcji przy wykorzystaniu komputera osobistego. W przedstawionym przykładzie pozwolił na wykrycie teoretyczne lokalnych wpływów statycznych i dynamicznych. Tak zbudowany model obliczeniowy zachowywał wszystkie cechy globalne modelu prętowego, a z drugiej strony pozwolił ujawnić miejscowy obraz zachowania się szczegółu konstrukcyjnego. Poprawność analiz teoretycznych została potwierdzona wystąpieniem rzeczywistych uszkodzeń w analizowanym ustroju. Można więc w ten sposób analizować lokalne wpływy na zwykłym komputerze osobistym, a wyniki takich obliczeń będą dostępne w stosunkowo krótkim czasie.

Literatura

- 1 Pradelok S. Przyczyny pękania węzłów kratowego ustroju nośnego pewnego typu mostu kolejowego. Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2004. Dostępne w Internecie: <http://delibra.bg.polsl.pl>
- 2 Pradelok S. Dynamic tests of certain lattice girder railway bridge type nodes. Proceedings of EVACES'09. International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Wrocław, 14-16 October 2009, s. 221-222.

- 3 Pradelok S. Analiza dynamiczna lokalnych wpływów w szczególe konstrukcyjnym. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców, Wisła, 2012, s. 199-208. Dostępne w Internecie: <http://www.mostyslaskie.pl/-referaty-w-formacie-pdf>
- 4 Pradelok S. The Influence of Higher Modes Vibrations on Local Cracks in Node of Lattice Girders Bridges. Archives of Civil Engineering, LVIII, 2, 2012, Warszawa 2012, s. 209-221. Dostępne w Internecie: <http://ace.czasopisma.pan.pl/18-archives-of-civil-engineering/wydania/411-no-2--2012>
- 5 Pradelok S. Tests of local vibration in the node of a truss bridge. Journal Architecture Civil Engineering Environment, 2012 vol. 5 no. 4, s. 55-62. Dostępne w Internecie: <http://www.acee-journal.pl/1,7,25,Issues.html>

Engineering modelling of structural details of a bridge

Stefan Pradelok⁻¹, Piotr Bętkowski⁻², Adam Rudzik⁻³,
Piotr Łaziński⁻⁴

¹ e-mail: stefan.pradelok@polsl.pl

² e-mail: piotr.betkowski@polsl.pl

³ e-mail: adam.rudzik@polsl.pl

⁴ Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology,
e-mail: piotr.lazinski@polsl.pl

Abstract: This paper presents a method of engineering modelling of structural details, which enables the analysis of local static and dynamic effects in a complex structure with the use of a personal computer. An analysed structural detail, modelled with the use of shell finite elements, is mounted to a spatial truss member system. Then, on the basis of prepared computational model, a static or dynamic analysis is carried out. The proposed model allows to detect the local effects in a theoretical. Conducted analyses confirmed the correct operation of such a computational model. Hence, the method of modelling presented in this paper allows to analyse the local effects on ordinary personal computer and more importantly, the results of such calculations are available within a relatively short period of time. The calculations are carried out by analysing the local effects in a steel node of the truss railway bridge.

Keywords: bridge, computational model, engineering modelling, structural detail, local effects.

Kompozytowe mosty wojskowe

Janusz Szelka¹, Zbigniew Kamyk²

¹ Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki we Wrocławiu, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: jszelka@wso.wroc.pl

² Wojskowy Instytut Techniki Inżynieryjnej we Wrocławiu, e-mail: kamyk@witi.wroc.pl

Streszczenie: Potrzeby wojsk ekspedycyjnych wymagają stosowania lekkich mostów o ograniczonych gabarytach, tak aby mogły być transportowane drogą powietrzną. USA prowadzi program budowy kompozytowego mostu czołgowego (Composite Army Bridge - CAB) i mostu wsparcia - Modular Composite Bridge – MCB. W roku 2004 CAB przeszedł pomyślnie testy zmęczeniowe. Całkowicie kompozytowe przeszło koleinowe o długości 14 m było obciążane pojazdem klasy MLC 100 (Military Load Class) i wytrzymało 20 tys. cykli obciążenia. MCB będzie zbudowany z 7 m modułów skrzynkowych i 6,5 m ramp wjazdowych. Przeszło o długości 26 m i szerokości 4 m, ma zapewnić przejazd obciążeń klasy MLC 65. Także w Kanadzie prowadzone są prace nad mostem kompozytowym, który ma 10 m długości i nośność MLC 30.

Artykuł przedstawia także amerykańską koncepcję zastosowania mobilnego mostu wykonanego na zasadzie konstrukcji zespolonej. Jako deskowanie i zbrojenie płyty wykorzystano prasowane kompozyty poliestrowe FRP. Konstrukcja dźwigarów nośnych wykonana jest z rur aluminiowych w postaci kratownicy rombowej o zakrzywionym pasie dolnym. Po wbudowaniu węzły pasa górnego są zespolone płytą pomostową wylewaną na miejscu.

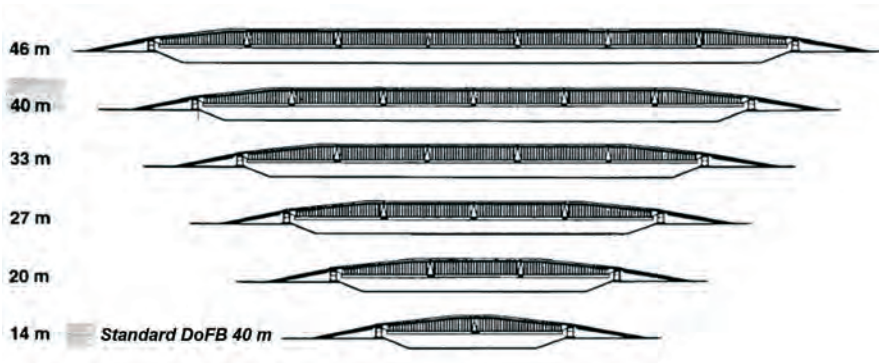
Słowa kluczowe: kompozyty, mosty wojskowe, most szturmowy, modułowy most kompozytowy.

1. Wprowadzenie

W dobie prowadzenia przez wojska wielu operacji pokojowych i akcji humanitarnych na odległych kontynentach, zdolność do transportu drogą powietrzną jest szczególnie pożądaną cechą. Wymusza to poszukiwanie nowych rozwiązań konstrukcyjnych mostów o ograniczonej masie i gabarytach, wymagających minimalnej obsługi i mocy maszyn do ich układania.

Początkowo ograniczenie masy uzyskiwano przez powszechne wprowadzenie stopów aluminium do konstrukcji prześła mostów wojskowych. W mostach pontonowych, stopy aluminium rozpoczęto stosować już od 1946 roku - Light Assault Floating Bridge (LAFB). W latach 80 ubiegłego stulecia stopy aluminium znalazły powszechne zastosowanie w mostach szturmowych i mostach wsparcia [1]. Kolejnym etapem rozwoju było wykorzystanie włókien węglowych (CFRP) do konstruowania belek montażowych (awanbeków) w mostach wsparcia typu Dornier Folding Bridge (DoFB). W pierwszej wersji przeszło DoFB miało długości 39.5 m długości, a zastosowanie włókien węglowych w konstrukcji belki montażowej, umożliwiło wydłużenie prześła do 46 m – rys. 1.

Pierwszy na świecie obiekt mostowy z kompozytów polimerowych wybudowano w Chinach w miejscowości Miyun w roku 1982. Od tego czasu liczba obiektów mostowych powstałych z zastosowaniem FRP stale rośnie [2]. O celowości wykorzystania kompozytów w mostach, w tym wojskowych, decyduje przede wszystkim lekkość i wytrzymałość tego materiału, gdyż tzw. współczynnik wytrzymałości właściwej, zdefiniowany jako stosunek wytrzymałości na rozciąganie do ciężaru właściwego, jest korzystniejszy w porównaniu do stali i aluminium. Również odporność korozyjna, w każdych warunkach środowiskowych, jest lepsza od innych materiałów konstrukcyjnych. Z punktu widzenia zastosowań w mostownictwie największe znaczenie mają kompozyty polimerowe wytwarzane metodą pultruzji.



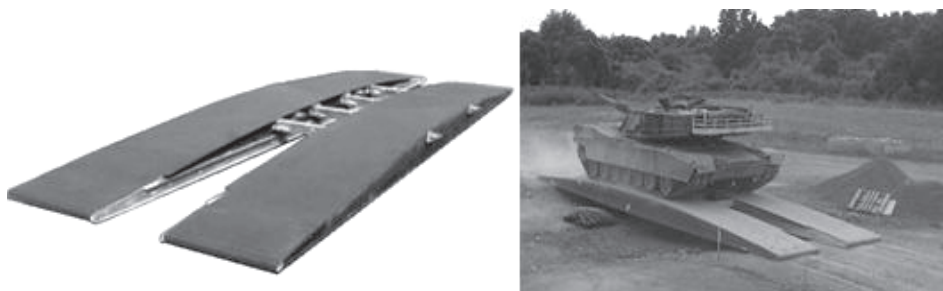
Rys. 1. Skala rozpiętości przęseł z jednego kompletu mostu DoFB (Dornier Faltbrücke) [16]

2. Wojskowe mosty kompozytowe

2.1. Amerykańskie konstrukcje przęsłowe

Armia amerykańska jest najbardziej zaawansowana we wdrażaniu nowych materiałów i nowoczesnych technologii w mostownictwie wojskowym. Nowe konstrukcje dzięki swojej lekkości i wytrzymałości mają zapewnić dużą mobilność własną systemu. Kolejne programy przewidują nawet mosty „samo rozkładające”, wykorzystujące technologie z zakresu robotyki.

Program budowy kompozytowego mostu szturmowego (Composite Army Bridge - CAB) rozpoczęto już w 1998 r. [3] (rys.2). Zasadniczym celem programu było opracowanie nowego systemu mostów, znacznie lżejszych od istniejących, zapewniających pokonywanie przeszkód o rozpiętości do 40 stóp (12,2 m) przez pojazdy o klasie do MLC 100 (90700 kg) [4]. Lekkość konstrukcji powinna zapewnić łatwość jej układania na przeszkodzie łącznie z możliwością automatyzacji i zdalnego sterowania tym procesem. Badania prowadził amerykański instytut pojazdów pancernych TARDEC (US Army Tank Automotive Research, Development & Engineering Center) wspólnie z Uniwersytetem Kalifornijskim w San Diego. Przeprowadzono liczne eksperymenty i analizy numeryczne w celu optymalizacji materiału i struktury konstrukcji przęsła.



Rys. 2. Widok przęsła mostu kompozytowego CAB oraz most podczas prób zmęczeniowych [5]

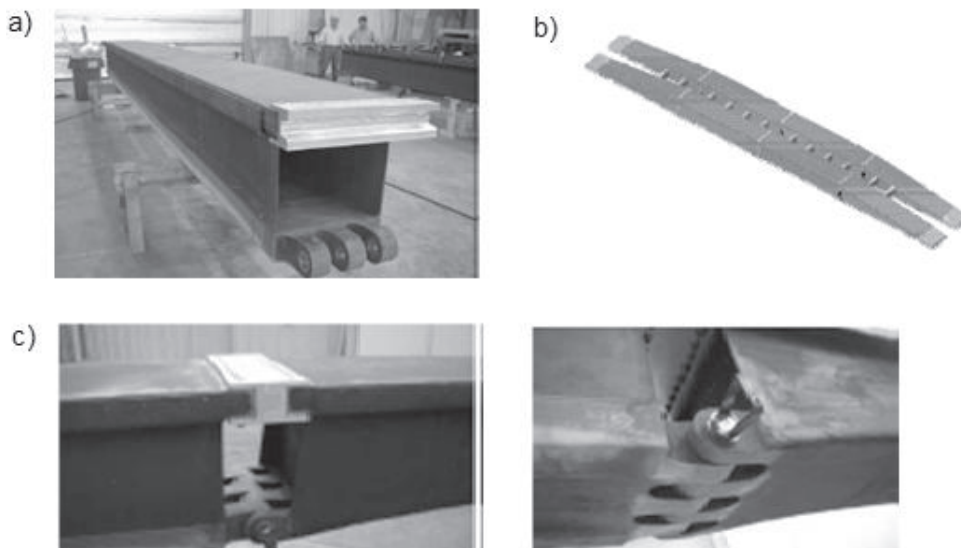
Do optymalizacji wykorzystano analizę metodą elementów skończonych (NASTRAN) i nieliniowe modelowanie procesu zniszczenia (Progressive Failure Analysis - PFA) z pomocą programu GENOA (GENERAL Optimization Analyzer) [5]. Przeanalizowano cztery rodzaje materiału osnowy laminatu oraz czternaście rodzajów nawierzchni chroniących pokład z włókna węglowego. Analizowano także procesy zmęczeniowe [6], [7] oraz wpływ temperatury [8], [9]. Ostatecznie, konstrukcja nośna dwukoleinowego przęsła, o długości 14 m i szerokości 4 m, wykonana została z włókna

węglowego (CFRP), z pomostem w postaci paneli typu sandwich z rdzeniem z balsy. Masa przęsła wyniosła mniej niż 6000 kg. W 2000 r. CAB przeszedł pomyślnie pierwsze testy, a w roku 2004 zakończono testy zmęczeniowe. Testy wykazały celowość wzmocnienia najazdów przęsła, które są narażone na duże oddziaływania dynamiczne kół. Wykonano je w postaci aluminiowych nakładek na końce przęsła wykonanych z blachy o grubości 5 mm. Nakładki na długości 915 mm chronią spód przęsła (powierzchnię podparcia), a na długości 760 mm wierzch przęsła.

Badania poligonowe i analizy teoretyczne potwierdziły możliwość wykorzystania kompozytu do budowy mostów wojskowych. Prototyp mostu został przebadany w różnorodnych warunkach, w tym w zakresie zmęczeniowym 20 tys. cykli obciążenia, które nie spowodowało żadnych uszkodzeń – rys. 2.

Kolejnym etapem rozwoju wojskowych mostów kompozytowych są prace nad modułowym mostem wsparcia - Modular Composite Bridge – MCB [10]. Most jest wielodźwigarowym przęsłem zbudowanym z powtarzalnych, 7 m modułów skrzynkowych i 6,5 m ramp wjazdowych (rys. 3). Przęsło o długości 26 m i szerokości 4 m, ma zapewnić przejazd obciążeń klasy MLC 65. Minimalna żywotność przęsła to 5000 przejazdów zadanego obciążenia. Równocześnie z tymi pracami konstrukcyjnymi, opracowywane są zestawy naprawcze do naprawy kompozytów w warunkach polowych.

Doświadczenia uzyskane podczas prac nad mostem szturmowym CAB wykorzystano do opracowania krótkich, 5,6 m przęseł [11], [12]. Przęsło to zaprojektowano zgodnie z wymaganiami trójstronnego porozumienia, USA, Niemiec i Wielkiej Brytanii, w sprawie projektowania mostów wojskowych [13]. Celem optymalizacji konstrukcji przęsła było osiągnięcie minimalnej masy i ugięcia mniejszego niż 15,2 mm. Poszukiwano rozwiązań przęsła o ograniczonej wysokości konstrukcyjnej i wytrzymałości zapewniającej przeniesienie nacisków od koła pojazdów MLC 30. Jako obciążenie testowe wybrano pięcioosiowy pojazd PLS (382 kN), który wywołuje moment zginający 120 kNm i siłę tnącą 122 kN.



Rys. 3. Elementy przęsła kompozytowego MCB: a) widok modułu skrzynkowego, b) konfiguracja przęsła o długości 26 m, c) widoki połączeń modułów [10]

Doświadczenia uzyskane podczas prac nad mostem szturmowym CAB wykorzystano do opracowania krótkich, 5,6 m przęseł [11], [12]. Przęsło to zaprojektowano zgodnie z wymaganiami trójstronnego porozumienia, USA, Niemiec i Wielkiej Brytanii, w sprawie projektowania mostów wojskowych. Celem optymalizacji konstrukcji przęsła było osiągnięcie minimalnej masy i ugięcia mniejszego niż 15,2 mm. Poszukiwano rozwiązań przęsła o ograniczonej wysokości konstrukcyjnej i wytrzymałości zapewniającej

przeniesienie nacisków od koła pojazdów MLC 30. Jako obciążenie testowe wybrano pięcioosiowy pojazd PLS (382 kN), który wywoływał moment zginający 120 kNm i siłę tnącą 122 kN.

W celu zapewnienia minimalnej masy i odpowiedniej sztywności przęsła zaprojektowano je w postaci kolein składających się z górnej i dolnej powłoki, które są usztywnione poprzez środniki z włókna szklanego, rozmieszczone co 51 mm (rys. 4). Przestrzenie między środnikami zostały wypełnione pianką. Ostateczną wersję środnika wybrano po analizie 5 modeli przedstawionych w pracy [11]. Górna i dolna powłoka, wykonana z warstwowego laminatu węglowego, ma grubość, odpowiednio 11 i 8 mm. Masa tak wykonanego przęsła, z dodatkowymi osłonami wjazdów wynosiła 680 kg.

Wyniki badań paneli koleinowych [12], wykazały, że zastosowanie rdzenia w postaci środników z włókna szklanego daje większą odporność na ścinanie w stosunku do rdzenia z balsy zastosowanego w CAB [6]. Rdzeń przęsła w postaci laminatu z włókna szklanego wykazał wystarczającą wytrzymałość zarówno na obciążenia globalne, jak i na lokalne od nacisku kół lub gąsienic. Odształcenia i ugięcia przęsła, w ciągu 1600 prób przejazdu pojazdu PLS, nie przekroczyły wartości dopuszczalnych. Przęsło zachowywało się liniowo bez oznak trwałych odkształceń lub zniszczeń. Minimalny zapas bezpieczeństwa, wynoszący 13 %, występował w środnikach [12].



Rys. 4. Próba obciążenia koleiny przęsła i widok modelu MES [12]

2.2. Kanadyjski most kompozytowy dla wojsk ekspedycyjnych

Przęsło zostało zaprojektowane w celu zwiększenia mobilności lekkich pododdziałów w trudnym terenie lub w miejscach gdzie infrastruktura została zniszczona poprzez konflikt lub katastrofę naturalną. Konstrukcja może być montowana na pojeździe i układana na przeszkodzie bez użycia „ciężkiego” wyposażenia.

Dwukoleinowe przęsło, o długości całkowitej 10 m, zmiennym przekroju poprzecznym, z podwójnym załamaniem krzywizny przekroju podłużnego (rys. 5), ma masę około 2 ton. Do budowy dźwigara wykorzystano trzy typy elementów z przeciąganego FRP, są to: 40 mm pomost żebrowany (typu sandwich), płyta o grubości 6,4 mm i zamknięty profil kwadratowy $50,8 \times 50,8 \times 6,4$ mm. Koleina składa się z trzech dźwigarów wykonanych z profilu kwadratowego, każdy ma dolną i górną półkę w postaci rury kwadratowej i środnika. W środku rozpiętości i miejscu załamania przekroju zastosowano usztywnienia poprzeczne. Elementy zostały połączone za pomocą kleju poliuretanowego. Maksymalna wysokość dźwigara w środku jego rozpiętości wynosi 0,953 m, a w jednej czwartej rozpiętości 0,610 m. Konstrukcja może być montowana na pojeździe i układana na przeszkodzie bez użycia „ciężkiego” wyposażenia.

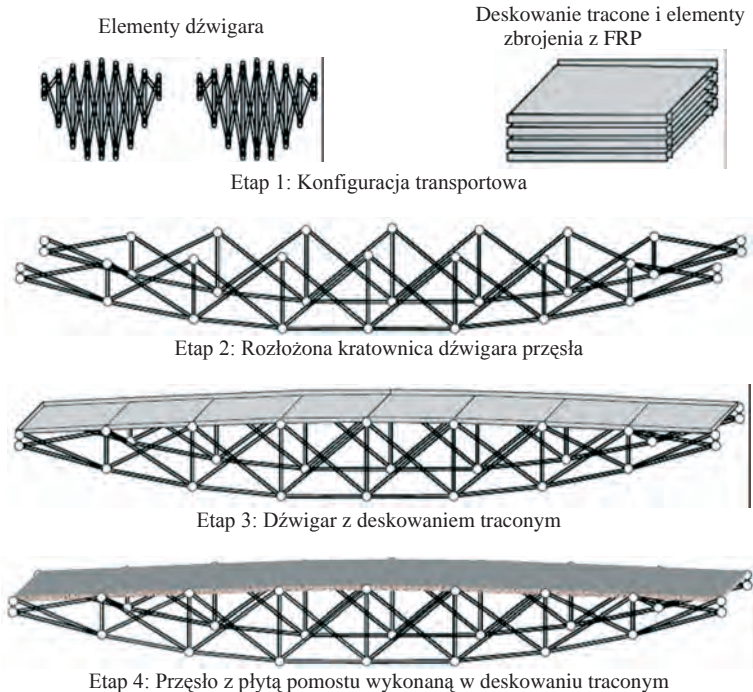
Statyczne i dynamiczne testy, pod obciążeniem pojazdem kołowym klasy MLC 16 oraz analizy MES wykazały, że przęsło tak zaprojektowane jest w stanie przenieść zadane obciążenia. Stosunkowo duża krzywizna przęsła powodowała, że w czasie przejazdu przez przęsło nie wszystkie osie pojazdu stykały się z pomostem. W przyszłości planowane są badania zmęczeniowe i poprawa modelu MES w zakresie symulacji obciążenia rzeczywistego poprzez uwzględnienie niepełnego kontaktu obciążenia z podłożem.



Rys. 5. Schemat konstrukcyjny koleiny przęsła oraz widok przęsła podczas badań pod obciążeniem pojazdem Bison (MLC 16) [13]

2.3. Mobilne kompozytowe mosty zespolone

Aby ograniczyć problemy logistyczne transportu materiałów z Europy lub USA poszukuje się koncepcji rozwiązań ograniczających do minimum koszty i czas transportu. W poszukiwaniach tych przoduje amerykański instytut inżynierii wojskowej - ERDC (US Army Engineer Research & Development Center), który wspólnie z uniwersytetem stanowym Wisconsin w Madison, prowadził wiele badań nad zastosowaniami polimerowych kompozytów włóknistych w konstrukcjach mostowych [14]. Wspólnie opracowano koncepcję budowy mobilnych mostów zespolonych wykorzystujących składane konstrukcje nośne przęseł, transportowane z USA, i pomosty betonowe wylewane na miejscu, w deskowaniu prefabrykowanym z przeciąganych kompozytów włóknistych.

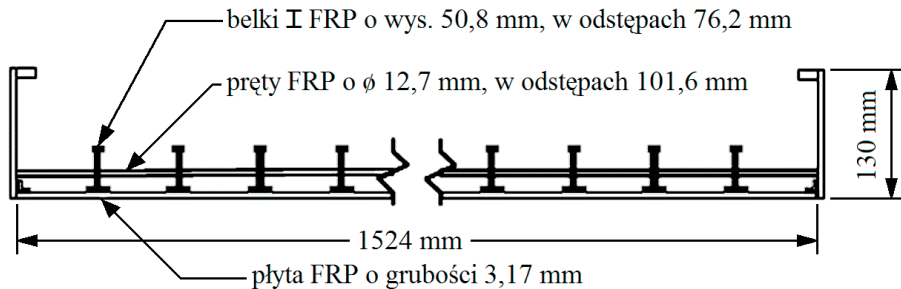


Rys. 6. Koncepcja mostu wraz z sekwencją jego budowy [14]

Most jest przeznaczony do pokonywania przeszkód o rozpiętości do 14 m przez kołowe i gąsienicowe pojazdy klasy MLC 30 [4]. Koncepcja zakłada transport złożonych

elementów konstrukcji nośnej wraz z kompozytowym deskowaniem traconym i systemem zbrojenia kompozytowego. W miejscu wbudowania elementy są rozkładane, z deskowania i zbrojenia montowana jest płyta pomostowa, którą zalewa się betonem wykonanym na miejscu (rys. 6.). Konstrukcję nośną przęsła zaprojektowano w postaci składanego dźwigara kratownicowego wykonanego z aluminiowych profili rurowych wykonanych ze stopu 7005 T53.

Konstrukcja płyty pomostu składa się z deskowania i elementów zbrojenia wykonanych z włókna szklanego (GFRP), który przedstawiono na rys. 7. Na zbrojenie pomostu wybrano system komercyjny GirdForm (firmy Strongwell). Zbrojenie podłużne stanowią 2 calowe beki I, a poprzeczne, pręty o średnicy ½ cala. Jako beton wypełniający płytę przewidziano, łatwy do uzyskania w warunkach terenowych, beton standardowy o wytrzymałości 4000 psi (27,6 MPa), bez dodatków.



Rys. 7. Schemat rozmieszczenia zbrojenia w panelu pomostowym [14]

Optymalizacji konstrukcji dokonano dwustopniowo, najpierw osobno dźwigar i pomost, a potem łącznie. Optymalizowano przede wszystkim ze względu na minimalizację masy. W wyniku optymalizacji łącznej konstrukcji nośnej dźwigara i deskowania pomostu z jego zbrojeniem, otrzymano minimalną masę konstrukcji przęsła równą 595 kg (bez betonu). Masę tę osiągnięto przy długości przedziału kratownicy 1828 mm i grubości płyty 228,6 mm z rozstawem zbrojenia co 190 mm. Objętość betonu potrzebnego do zalania płyty pomostu wynosiła w tym wypadku 12,2 m³.

3. Podsumowanie

Przedstawione badania wykazały, że istnieje możliwość wykorzystania kompozytów polimerowych do konstruowania mostów wojskowych oraz mobilnych konstrukcji mostów zespolonych. Zastosowanie kompozytów w mostach, zarówno wojskowych jak i cywilnych, daje unikalne zalety wynikające z lekkości i wytrzymałości, w porównaniu do stali i aluminium, jak również najlepszą odporność korozyjną. Dlatego kompozyty polimerowe mają dużą przyszłość w mostownictwie, zarówno przy budowie nowych obiektów, jak i remontowaniu starych.

W USA coraz częściej stosuje się zbrojenie konstrukcji betonowych elementami z FRP. Zawansowane są również badania nad wdrożeniem pomostów kompozytowych do praktyki codziennej. Takie badania są prowadzone obecnie na świecie przez ośrodki naukowe oraz jednostki badawcze z firm produkujących elementy kompozytowe. Można przewidywać, że przyszłościowym rozwiązaniem mostów mobilnych, na warunki kryzysowe, są konstrukcje zespolone, w których w pełni kompozytowy pomost oparty (przyklejony) jest na dźwigarach stalowych. Lekkość i trwałość zbrojenia kompozytowego i deskowań modułowych z FRP oraz rozwój badań nad zastosowaniami kompozytów w konstrukcjach mostowych stanowi o ich przyszłości. Także w Polsce powinny zostać podjęte szersze prace nad zastosowaniem kompozytów w budownictwie cywilnym i wojskowym. Pierwsze próby w zakresie polskiego mostownictwa wojskowego podjęto przy opracowaniu i badaniu demonstratora technologii nowego mostu pontonowego dla Sił Zbrojnych RP [15].

Literatura

- 1 Höglund T., Nilsson L. Aluminium in Bridge Decks and in a New Military Bridge in Sweden, *Structural Engineering International* 4/2006, pp. 348-351.
- 2 Zobel H., Karwowski W. Kompozyty polimerowe w mostownictwie - pomosty wielowarstwowe. *GEONŻYNIERIA drogi mosty tunele* 02/2006 (09). s. 42-49.
- 3 Kosmatka J.B., Policelli F.J. The Development of the DARPA/SBIR Composite Army Bridge: Phase I Accomplishments. *Journal of Advanced Materials*, 31(3), 1999, pp. 23-36.
- 4 STANAG 2021 (EDITION 6) Military Computation of Bridge, Ferry, Raft and Vehicle Classifications, NSA, Brussels, 7 September 2006.
- 5 Mosallam A., Abdi F., Miraj R., Wang J. Virtual Testing and Progressive Failure Analysis of Army Composite Bridge. *FRP INTERNATIONAL*, The Official Newsletter of the International Institute for FRP in Construction, Volume 3, Issue 2 2006, pp 10-15.
- 6 Iyer R., Abdi F., Qian Z., Xiaofeng Su, Mosallam A. Composite Army Bridge under Fatigue Cyclic Loading, Fire and Repair. 3rd International Conference on Advanced Engineered Wood Composites, Bar Harbor, ME, USA, July 10 – 14, 2005.
- 7 Abdi F., Qian Z., Mosallam A., Iyer R., Wang J., Logan T. Composite Army Bridges under Fatigue Cyclic Loading. *Structure & Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle*, Volume 2, Number 1/March 2006, pp. 63-73.
- 8 Abdi F., Qian Z., Miraj R., Mosallam A., Iyer R., Wang J., Logan T. The Residual Strength of Composite Army Bridge after Fire Exposure. 47th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference, Newport, Rhode Island, 1 - 4 May 2006.
- 9 Mosallam A., Russell L., Iyer R. Experimental and Numerical Study on Thermal Aging and Mechanical Properties of Composite Army Bridge. *MSC Software Conference*, Huntington Beach, California USA, July 17-19, 2006.
- 10 Iyer R. Repair Kit for Composite Bridges using GENOA. *Modeling & Simulation SMART CONFERENCE*, 8-11 September 2003.
- 11 Robinson M.J., Kosmatka J.B. Light-Weight Fiber-Reinforced Polymer Composite Deck Panels for Extreme Applications. *ASCE - Journal of Composites for Construction*, Vol.12 No. 3 May-June 2008, pp. 344-354.
- 12 Robinson M.J., Kosmatka J.B. Development of a Short-Span Fiber-Reinforced Composite Bridge for Emergency Response and Military Applications. *Journal of Bridge Engineering* © ASCE, July/August 2008, pp. 388-397.
- 13 Landherr J.C., Dynamic Analysis of a FRP Deployable Box Beam. Master of Applied Science Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, September, 2008.
- 14 Hanus J.P., Bank L.C., Velazquez G.I., Ray J.C. Optimized Design and Testing of Prototype Military Bridge System For Rapid In-Theater Construction. In Proc., 25th Army Science Conference – Transformational Army Science and Technology, Asst. Sec. of the Army (Acquisition, Logistics, and Technology), (CD ROM) Orlando, FL. 2006.
- 15 Kamyk Z., Barcikowski M., Błażejowski W., Gąsior P., Kaleta J., Rybczyński R., Juskowiak E. Próby poligonowe pontonu kompozytowego. *Materiały Kompozytowe*. 2012, nr 3, s. 34-38.
- 16 Eurobrigde, Mobile Brücken GmbH, D-88039 Fridrichshafen, Germany – Materiały poglądowe dotyczące DoFB.

The application of composites (FRP) in military bridges

Janusz Szelka¹, Zbigniew Kamyk²

¹ *Military Academy of Land Forces in Wrocław, University of Zielona Góra, e-mail: jszelka@wso.wroc.pl*

² *Military Institute of Engineer Technology in Wrocław, e-mail: kamyk@witi.wroc.pl*

Abstract: The needs of expeditionary forces involve the use of light-weight, short-span bridges so that their transport by air would be possible. A project which is currently developed in USA aims at the elaboration of a Composite Army Bridge (CAB) assault bridge and a Modular Composite Bridge – MCB logistic bridge. In 2004 CAB successfully underwent fatigue tests. A 14 m-long, all-composite treadway bridge span was loaded by using an MLC 100 vehicle and it withstood 20 000 load cycles. The MCB will be constructed by 7 m of box modules and a 6.5 m access ramp. A 26 m-long and 4 m-wide bridge span is to provide the traffic ability of MLC 65. Furthermore, works on a 10 m-long, MLC 30 composite bridge are also developed in Canada too.

The paper also presents the American concept of employing a deployable bridge system by utilising a composite structure. In order to formwork and reinforce the plate, fibre reinforced polyester composites (FRP) were used. The girder construction is made of aluminium pipes forming diamond truss with curved bottom chord. After they are integrated in the structure, the top chord nodes are connected through deck plate cast in-situ.

The tests indicated that there exists the possibility of using polymer composites in military bridge construction and mobile structures of composite bridges.

Keywords: composite, deployable bridge, assault bridge, modular composite bridge.

Wpływ imperfekcji wykonawczych konstrukcji kolejowych mostów stalowych na ich nośność doraźną i zmęczeniową

Adam Wysokowski¹

¹ *Zakład Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski,
e-mail: awysokowski@infra-kom.eu*

Streszczenie:

W ostatnich latach w naszym kraju modernizowanych i przebudowywanych jest wiele odcinków linii kolejowych w tym głównie magistralnych. Większa część z nich dostosowywana jest do kolei o zwiększonych prędkościach. Wiąże się to z przebudową lub budową obiektów mostowych w tym mostów stalowych. Przedmiotowy referat dotyczy imperfekcji wykonawczych przebadanych przez autora konstrukcji mostów stalowych, które w ostatnim okresie zrealizowane zostały w ciągu wspomnianych wcześniej modernizowanych magistralnych linii kolejowych. Opisane imperfekcje polegają m.in. na odchyłkach geometrycznych konstrukcji od założonego projektu. Dotyczy to również wad spoin o różnym charakterze, które wystąpiły w newralgicznych elementach konstrukcji mostu.

Celem referatu jest wykazanie wpływu imperfekcji na nośność doraźną i zmęczeniową konstrukcji mostowych. Autor wykazał, że stwierdzone imperfekcje mają istotny wpływ na trwałość zmęczeniową – szczególnie dotyczy to wad spoin, natomiast dużo mniejsze jest ich znaczenie dla nośności doraźnej.

Analizy te autor wykonał w oparciu o sposoby teoretyczne, opracowane we wcześniejszych swoich pracach. Przy analizie posłużono się nowymi normami do projektowania konstrukcji stalowych z grupy eurokodów.

Słowa kluczowe: stalowe mosty kolejowe, imperfekcje, wady spoin, nośność, zmęczenie

1. Wprowadzenie

Jednym z ważniejszych zagadnień budownictwa mostowego jest bezpieczeństwo tych konstrukcji [9]. Jego określenie stanowi podstawowy warunek dopuszczenia obiektu do użytkowania. Dotyczy to wielu obecnie wykonywanych obiektów mostowych związanych z modernizacją i przebudową wielu odcinków linii kolejowych w tym magistralnych.

Cześć z nich, co ważne, dostosowywana jest do kolei o zwiększonych prędkościach. Duża część z tych obiektów to mosty i wiadukty o konstrukcji stalowej. Projektowane i wykonywane są one, a także dopuszczane do eksploatacji w oparciu o odpowiednie normy [16], [19], [20]. Pomimo specjalnego reżimu technologicznego dla tego typu konstrukcji nie daje się, mimo wszystko, wyeliminować imperfekcji wykonawczych występujących na etapie wykonywania samej konstrukcji w wytwórni, na etapie montażu, bądź nawet na etapie eksploatacji. Ze względu na wagę tego problemu warto w dalszym ciągu zgłębiać tę problematykę. Tytułowe zagadnienie najlepiej będzie, zdaniem autora referatu omówić na przykładach konkretnych, zrealizowanych konstrukcji mostowych.

2. Imperfekcje wykonawcze dla przebadanych konstrukcji mostów

W trakcie wykonywanych prac badawczych dla zrealizowanych konstrukcji mostowych autor stwierdził występujące imperfekcje wykonawcze w rzeczywistych konstrukcjach mostowych. Wady te stwierdzono w wyniku prac naukowo-technicznych pod kierunkiem autora wykonanych zarówno przez Zakład Dróg i Mostów Uniwersytetu Zielonogórskiego jak i jednostkę konsultingową Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o. – Żmigród.

Dotyczyły one zarówno odchyłek geometrycznych, jak również imperfekcji występujących w połączeniach spawanych. Ważniejsze imperfekcje, które posłużyły do dalszych analiz, zostały przedstawione w dalszej części referatu.

2.1. Opis ogólny przebadanych mostów

Tytułowe zagadnienie autor omawia na przykładach konkretnych zrealizowanych konstrukcji mostowych. Są to trzy stalowe konstrukcje mostowe dla potrzeb niniejszego referatu i dla ułatwienia przeprowadzonych analiz zostały oznaczone jako konstrukcje „A”, „B” i „C”:

MOST A - Obiekt mostowy położony w ciągu dwutorowej linii kolejowej. Konstrukcja przęseł belkowa pięcioprzęsłowa ciągła z pomostem ortotropowym. Długości poszczególnych przęseł wynoszą ok. 12,0 m. Niezależne przęsła pod każdy tor.

MOST B - Obiekt mostowy położony w ciągu dwutorowej linii kolejowej. Konstrukcja przęseł belkowa, wolnopodparta o konstrukcji zespolonej. Długość przęsła ok. 18,0 m. Niezależne przęsła pod każdy tor.

MOST C - Obiekt mostowy trzyprzęsłowy, ciągły. Konstrukcja belkowa z dźwigarów blachownicowych z płytą żelbetową zespoloną. Długości poszczególnych przęseł ok. 30,0 m.

2.2. Imperfekcje geometryczne

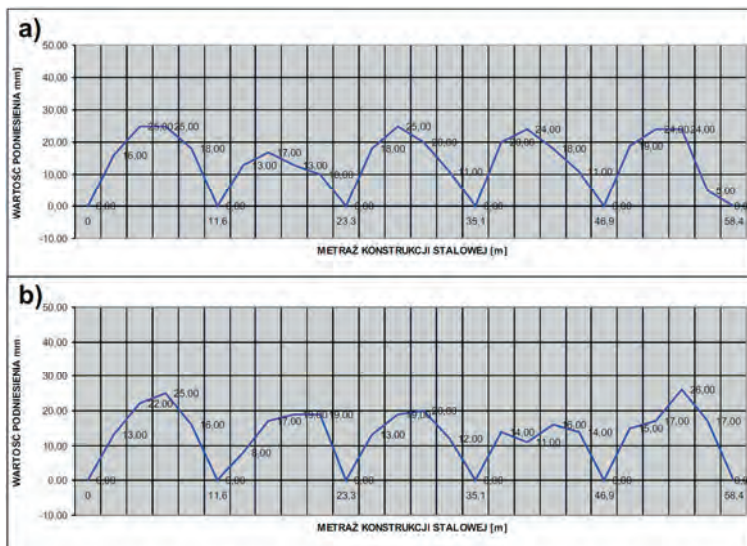
W trakcie przeprowadzonych przeglądów i pomiarów obiektów mostowych stwierdzono m.in. występowanie odchyłek geometrycznych. Ważniejsze z nich, które posłużyły do dalszych analiz przedstawiono poniżej.

W przypadku mostu „A” stwierdzono imperfekcje geometryczne na całej długości dźwigarów. Dotyczy to całego dźwigara blachownicowego. Na rysunku 1 zestawiono wartości pomierzonych odchyłek na długości mostu dla pasa dolnego, zarówno dźwigara od strony górnej wody, jak i od strony wody dolnej.

W przęsle mostu oznaczonego jako „B” stwierdzono brak podniesienia wykonawczego obiektu, a nawet ok. 15 milimetrowe jego ugięcie pod obciążeniem stałym.

Przykładowy widok dźwigara ilustrujący tą imperfekcję dla mostu „B” pokazano na rysunku nr 2.

W przypadku mostu „C”, podobnie jak dla mostu „A”, stwierdzono imperfekcje na długości dźwigarów tej ciągłej konstrukcji. Rysunek 3 ilustruje wartości pomierzonych odchyłek pasów górnych dźwigarów głównych.



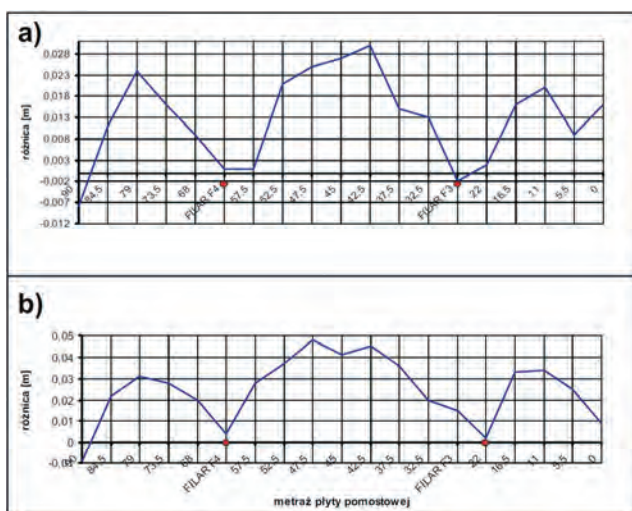
Rys. 1. Wartości pomierzonych imperfekcji na długości mostu A w pasach dolnych dźwigarów głównych: a) od strony górnej wody, b) od strony dolnej wody



Rys. 2. Widok skrajnego dźwigara głównego mostu B. Widoczne ugięcie pasa dolnego

2.3. Imperfekcje połączeń spawanych (wady spoin)

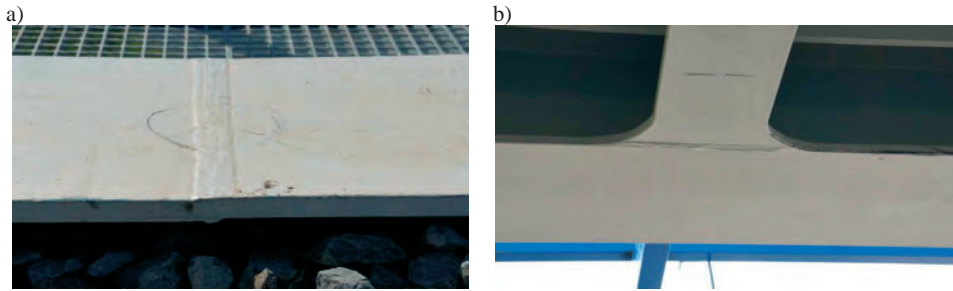
W wyniku przeglądów tych trzech konstrukcji mostowych stwierdzono również imperfekcje połączeń spawanych. Polegały głównie na niewłaściwym stykowaniu elementów łączonych, bądź też wadach zewnętrznych spoin. Dotyczy to zarówno spoin w pasach dźwigarów głównych, jak też połączeń poprzecznic i dźwigarów głównych.



Rys. 3. Wartości pomierzonych imperfekcji na długości mostu C dla pasów górnych dźwigarów głównych: a) w dźwigarze A, b) w dźwigarze C

Wybrane do dalszych analiz imperfekcje spoin pokazano na rysunkach nr 4 – 6 tj:

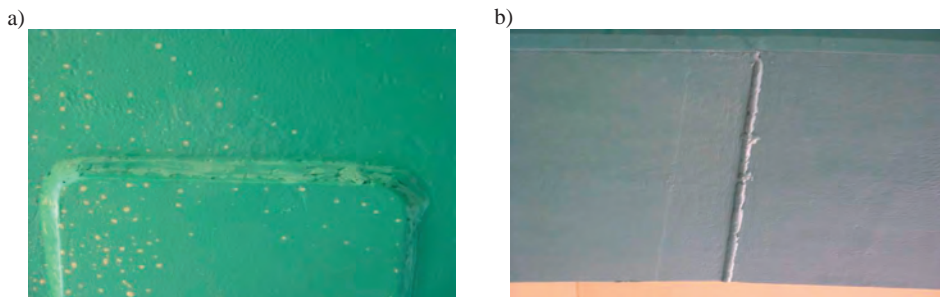
- spoina poprzeczna pasa górnego dźwigara głównego w moście „A” (rys. 4a),
- spoina łącząca pas dolny poprzecznic z pasem dolnym dźwigara w moście „A” (rys. 4b),
- spoina łącząca pas dolny poprzecznic z pasem dolnym dźwigara w moście „B” (rys. 5),
- spoina pochwinowa nakładki pasa dolnego dźwigara głównego w moście „C” (rys. 6a),
- spoina poprzeczna pasa dolnego dźwigara głównego w moście „C” (rys. 6b),



Rys. 4. Wadliwe połączenia spawane dla przebadanego mostu A: a) Spoina poprzeczna pasa górnego dźwigara głównego, b) Spoina łącząca pas dolny poprzeczniczy z pasem dolnym dźwigara



Rys. 5. Wadliwa spoina łącząca pas dolny poprzeczniczy z pasem dolnym dźwigara dla przebadanego mostu B



Rys. 6. Wadliwe połączenia spawane przebadanego mostu C: a) Spoina pochwinowa nakładki pasa dolnego dźwigara głównego, b) Spoina poprzeczna pasa dolnego dźwigara głównego

3. Analiza wpływu pomierzonych imperfekcji na nośność

Poniżej w punktach 3.1 i 3.2 zestawiono wyniki analizy wpływu pomierzonych imperfekcji na nośność doraźną i nośność zmęczeniową wszystkich trzech analizowanych konstrukcji mostowych.

3.1. Wpływ pomierzonych imperfekcji na nośność doraźną

Dla rozpatrywanych konstrukcji mostowych przeprowadzono analizy wpływu stwierdzonych imperfekcji na nośność doraźną. Na podstawie projektów technicznych dla przedmiotowych konstrukcji przeszło przeprowadzono obliczenia statyczne, bez i z uwzględnieniem stwierdzonych imperfekcji. Ponadto przeprowadzone zostały badania tych obiektów pod próbnym obciążeniem – tak statycznym, jak i dynamicznym. Zwracano przy tym szczególną uwagę na możliwy wpływ stwierdzonych imperfekcji na nośność poszczególnych elementów konstrukcji, jak i przeszło jako całości.

Wybrane wyniki tych badań zestawiono w tablicy 1.

Przeprowadzone analizy jak i wyniki badań wykazały, że stwierdzone imperfekcje w ich konstrukcjach nie wykazały znaczącego wpływu na nośność doraźną.

Ponadto w przypadku mostu „A” stwierdzono nawet, niewielki wzrost nośności z uwagi na wyniesienie dźwigarów głównych.

Tablica 1. Zestawienie wyników analiz i badań nośności doraźnej dla przebadanych mostów

KONSTRUKCJA MOSTOWA	BADANY ELEMENT / SCHEMAT	PRZEMIESZCZENIE POMIERZONE	PRZEMIESZCZENIE DOPUSZCZALNE	
		[mm]	[mm]	
MOST A	Dźwigary główne	W wyniku przeprowadzonych analiz na skutek stwierdzonej imperfekcji geometrii dźwigara nastąpił wzrost jego nośności $\Delta M = + 0,11\%$		
	MOST B	dźwigar skrajny	2,87	5,70
Tor nr I		dźwigar środkowy	3,57	5,70
MOST B	Tor nr II	dźwigar skrajny	2,87	5,70
		dźwigar środkowy	3,30	5,70
MOST C	Schemat obciążeń 1	8,32	9,43	
	Schemat obciążeń 2	5,70	6,04	
	Schemat obciążeń 3	14,15	14,20	
	Schemat obciążeń 4	8,55	8,87	

3.2. Wpływ stwierdzonych imperfekcji na nośność zmęczeniową

W celu przeprowadzenia analizy wpływu imperfekcji połączeń spawanych na ich nośność zmęczeniową, autor wykorzystał aktualne przepisy normowe w tym zakresie [17], [18] jak też wyniki wcześniejszych swoich prac na ten temat [11],[12].

Według tej aktualnej normy, (wdrożonej i coraz częściej stosowanej w praktyce) PN-EN 1993-2 [17],[18] z grupy eurokodów ocena stanu zmęczenia rozpatrywanego elementu konstrukcji dla normowego „okresu życia” powinna być dokonana w oparciu o poniższe wyrażenia, związane z naprężeniami normalnymi, bądź ścinającymi:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E_2} \leq \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (1)$$

gdzie:

γ_{Ff} – częściowy współczynnik dla obciążeń zmęczeniowych,
 $\Delta \sigma_{E_2}$ – równoważna amplituda naprężeń odniesiona do 2×10^6 cykli zmian naprężeń stacjonarnych:

$$\Delta \sigma_{E_2} = \lambda \Phi_2 \Delta \sigma_p \quad (2)$$

gdzie:

λ – jest współczynnikiem uszkodzenia równoważnego (zależnym od typu dźwigara, długości linii wpływu, intensywności ruchu, przewidywanego okresu eksploatacji mostu, itp.),

Φ_2 – jest współczynnikiem dynamicznym równoważnego uszkodzenia,

$\Delta \sigma_p$ – jest projektowym zakresem naprężeń,

$\Delta \sigma_c$ – wytrzymałość zmęczeniowa odczytana z tabel (krzywych wytrzymałości zmęczeniowej) dla występującego typu karbu [17],

γ_{Mf} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla wytrzymałości zmęczeniowej.

W celu przeprowadzenia odpowiednich analiz trwałości zmęczeniowej elementów konstrukcji mostów dla potrzeb niniejszego referatu wygodniej jest skorzystać z uprzednio opracowanej przez autora metody przedstawionej we wcześniejszych jego pracach [2],[5],[6].

Metoda ta opiera się na tych samych założeniach co opisany wyżej w zakresie zmęczenia sposób normowy (norma PN-EN 1993-2).

Autor korzysta przy tym z wcześniej wyprowadzonych przez siebie wzorów w tym z poniższego wyprowadzonego w pracy [7] na określenie trwałości zmęczeniowej T (w latach):

$$T = \frac{10^a}{\Delta\sigma_n^m \cdot 365 \cdot N_{\Delta n}^d} \quad (3)$$

gdzie:

- T – trwałość zmęczeniowa mostu wyrażona w latach,
- a – parametr krzywej wytrzymałości zmęczeniowej (zależny od typu karbu) wrażliwość zmęczeniowa,
- $\Delta\sigma_n$ – zakres naprężeń wywołany obciążeniem normowym,
- $N_{\Delta n}^d$ – równoważna zastępcza liczba cykli o zakresach naprężeń wywołanych obciążeniem normowym na dobę,
- m – współczynnik nachylenia krzywych zmęczeniowych.

Porównując teoretyczną trwałość normową T_n (jaką założył projektant w PT) z trwałością rzeczywistą T_1 analizowanych spoin z imperfekcjami jakościowymi, otrzymujemy:

$$\frac{T_1}{T_n} = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_n}\right)^m \quad (4)$$

Korzystając z opisanego sposobu wyznaczania spadku trwałości zmęczeniowej przeprowadzono odpowiednie obliczenia.

Obliczenia te wykonano dla kilku wybranych najniekorzystniejszych imperfekcji spoin w konstrukcjach obiektów mostowych w miejscach będących przedmiotem analiz.

Dla czytelności przeprowadzanych rozważań do obliczeń wybrano jedynie spoiny przedstawione na rysunkach 4 – 6 w głównych elementach konstrukcji analizowanych mostów.

Wyniki obliczeń spadku normowej trwałości zmęczeniowej zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Zestawienie imperfekcji połączeń spawanych dla przebadanych mostów wraz z wyznaczonymi dla nich spadkami trwałości normowej

KONSTRUKCJA MOSTOWA	RODZAJ I MIEJSCE ZAKWESTIONOWANEJ SPOINY	KATEGORIA ZMĘCZENIOWA ELEMENTU WG PN-EN 1993-9		SPADEK NORMOWEJ TRWAŁOŚCI
		WEDŁUG		TRWAŁOŚCI T_1/T_n [%]
		PROJEKTU	WYKONANIA	
MOST A	Spoina poprzeczna pasa górnego dźwigara głównego (rys. 1a)	112	90	48,1
	Spoina podłużna łącząca pas dolny poprzeczniczy z pasem dolnym dźwigara (rys. 1b)	90	71 (56)	50,9 (75,9)
MOST B	Spoina podłużna łącząca pas dolny poprzeczniczy z pasem dolnym dźwigara (rys. 2)	90	56	75,9
MOST C	Spoina pachwinowa nakładki pasa dolnego dźwigara głównego (rys. 3a)	50	36	62,7
	Spoina poprzeczna pasa dolnego dźwigara głównego (rys. 3b)	90	50	82,8

Analizując zestawione wyniki można stwierdzić bardzo duże spadki trwałości zmęczeniowej w stosunku do tych założonych przez projektanta. Wynoszą one dla tych wadliwych spoin od ok. 48 % dla zakwestionowanej spoiny w moście „A” do nawet ponad 82% dla spoiny poprzecznej pasa dolnego dźwigara głównego w moście „C”.

Oznacza to, że występuje realne niebezpieczeństwo zaistnienia pęknięć zmęczeniowych w tych spoinach nawet po kilkunastoletnim okresie eksploatacji. Zależać

to będzie oczywiście od „wyteżenia” eksploatacyjnego rozpatrywanych elementów konstrukcyjnych.

Wyteżenie to wiąże się bezpośrednio z częstotliwością i wielkością obciążeń. Nie bez znaczenia będzie tu możliwość przejazdu pociągów ponadnormatywnych.

Należy jednak wziąć pod uwagę fakt, co analizował autor w swojej pracy [10], że rzeczywiste naprężenia w konstrukcjach są znacznie mniejsze od projektowanych z uwagi na nieuwzględnianie w obliczeniach statycznych projektu wielu elementów jego wyposażenia.

4. Podsumowanie i wnioski

Przeprowadzone na potrzeby niniejszego referatu analizy z wykorzystaniem wyników wykonanych uprzednio przeglądów, pomiarów i badań przedmiotowych mostów wykazały, że:

- Stwierdzone imperfekcje geometryczne – mimo swojej istotności – nie mają znaczącego wpływu na ograniczenie nośności doraźnej, i tak wykonane obiekty nie wykazały konieczności ograniczenia nośności projektowej. Jest oczywistym, że imperfekcje te mają znaczenie dla estetyki tak wykonanych konstrukcji mostowych, a często mogą mieć również wpływ na stan graniczny ich użytkowania.
- Imperfekcje jakościowe spoin stwierdzone w obiektach będących przedmiotem przeglądów, mają duży wpływ na trwałość zmęczeniową dla elementów konstrukcji, w których stwierdzono te wady. Jest to zgodne z przewidywaniami na podstawie doświadczeń autorów wielu prac [1],[3],[4],[8],[15].

Natomiast w tym przypadku istotna jest znacząca wielkość przewidywanych spadków trwałości zmęczeniowej dochodząca w skrajnym przypadku nawet do ponad 80 %.

Bagatelizowanie tego zagadnienia, co czasem według doświadczeń autora ma miejsce, szczególnie przy intensywnym, cyklicznym eksploatacyjnym obciążeniu kolejowym, może prowadzić do pęknięć zmęczeniowych, a tym samym koniecznych awaryjnych napraw.

Zdaniem autora należy prowadzić dalsze intensywne prace w zakresie przedmiotowej tematyki, gdyż właściwe wykonywanie obiektów podnosi niewątpliwie bezpieczeństwo użytkowników i wydłuża trwałość zmęczeniową konstrukcji mostów stalowych.

W pracach tych może być pomocne zbieranie i kompletowanie informacji na temat imperfekcji będących przedmiotem referatu i monitoring stwierdzonych przypadków in-situ.

W dalszej ocenie rzeczywistego wpływu imperfekcji wykonawczych na rzeczywistą nośność doraźną i zmęczeniową mogą być użyteczne metody i algorytmy opracowane we wcześniejszych pracach autora [7],[8],[13],[14].

Literatura

- 1 Czerepak A., Czudek H., Pryga A., Wysokowski A. „Metoda szacowania wpływu korozji na nośność konstrukcji stalowych drogowych obiektów mostowych”, Zalecenia GDDKiA, IBDiM, Żmigród 2003
- 2 Czudek H., Wysokowski A. Trwałość mostów drogowych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2005r.
- 3 Rykałuk K. Pęknięcia w konstrukcjach stalowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2000r.
- 4 Wichtowski B. Wnioski z badań blachownicowych mostów kolejowych z pęknięciami w złączach spawanych. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2000r.
- 5 Wysokowski A. Durability Aspects in the Design of Steel Highway Bridges. IABSE Symposium „Durability of Structures”. Lisbon 1989, vol. 51
- 6 Wysokowski A. Propozycja sprawdzania trwałości zmęczeniowej w nowelizowanej normie projektowania mostów stalowych PN/S-10052. Inżynieria i Budownictwo nr 7-8/1995, s. 425-427
- 7 Wysokowski A. Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych. IBDiM Studia i Materiały, Zeszyt nr 53, Warszawa 2001r.

- 8 Wysokowski A. Simulation analysis of fatigue strength in steel highway bridges. Civil and Environmental Engineering Reports, Uniwersytet Zielonogórski No 1 2005r.
- 9 Wysokowski A. Bezpieczeństwo stalowych mostów drogowych. Magazyn Autostrady nr 4/2008r.
- 10 Wysokowski A. Rezerwy trwałości zmęczeniowe w konstrukcjach mostów stalowych. Wrocławskie dni mostowe. Trwałość obiektów mostowych. Politechnika Wroclawska. Wrocław, listopad 2012r.
- 11 Wysokowski A. Effect of Fatigue on Durability of Steel Highway Bridges. Archives of Civil Engineering, Vol. 48, nr 1, s. 59—91, PAN Warszawa 2002r.
- 12 Wysokowski A. Method of Assessing fatigue hazard to Steel Railway Bridges. Engineering Transactions Vol.49, iss.4, s.459- 483, PAN Warszawa 2001r.
- 13 Wysokowski A., Ławniczak M. Zalecenia dotyczące oceny stanu powłok malarskich i korozji w konstrukcjach stalowych mostów drogowych. IBDiM. Informacje i instrukcje. Zeszyt 52. Warszawa 1995r.
- 14 Wysokowski A. Howis J, Wagner J. Przykład praktycznego uwzględniania zjawisk korozji i zmęczenia dla zabytkowego mostu zespolonego. Konferencja Naukowo-Techniczna Zespolone Konstrukcje Mostowe. Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej s. 564-574, Kraków 2009r.
- 15 Zobel H., Alkhafaji T., Wróbel M. Określanie trwałości mostów drogowych. Mosty nr 2/2007r.
- 16 PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji.
- 17 PN-EN 1993-1-9:2007 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-9: Zmęczenie.
- 18 PN-EN 1993-2:2006 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 2: Mosty stalowe.
- 19 PN-EN 1090-1:2009 Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych - Część 1: Zasady oceny zgodności elementów konstrukcyjnych.
- 20 PN-EN 1090-2:2008 Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych - Część 2: Wymagania techniczne dotyczące wykonania konstrukcji stalowych

Influence of executive imperfections of railway steel bridges construction on operational capacity and fatigue capacity

Adam Wysokowski¹

¹ Road and Bridges Department, Faculty of Civil and Environmental Engineering, University of Zielona Góra, e-mail: awysokowski@infra-kom.eu

Abstract: In recent years, in our country are modernized and rebuilt several sections of railway lines, mainly main lines. The greater part is adapted to increased speeds. However, such an adaptation involve the reconstruction or construction of new bridges including steel ones. The paper concerns the executive imperfections of constructions of steel bridges which in recent years have been built in the modernized main railway lines. These imperfections consist of, among others, the geometric imperfections from the assumed construction project. This also applies to defects in welds of various types that occur in critical elements of bridge structure.

The aim of this paper is to demonstrate the influence of imperfections on the load carrying capacity and fatigue of these structures. Author showed that the observed imperfections have a significant impact on the fatigue life - especially for weld defects, in the case of load carrying capacity their importance is much smaller.

These analyses are performed by using the theoretical methods developed in previous reports.

In the analysis new standards for the design of steel structures from Eurocodes group were used.

Keywords: steel railway bridges, imperfections, defects of welds, load capacity, fatigue, durability.

Badania modelowe wpływu interferencji aerodynamicznej otoczenia śródmiejskiego na budynek wysokościowy

Grzegorz Bosak¹

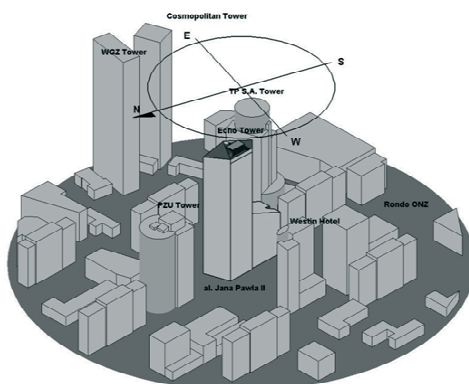
¹ *Laboratorium Inżynierii Wiatrowej, Instytut Mechaniki Budowli, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: GBosak@interia.pl*

Streszczenie: Praca przedstawia wyniki badań modelowych w tunelu aerodynamicznym wpływu interferencji aerodynamicznej na działanie wiatru na wysokościowy budynek projektowany w centrum Warszawy. Badania przeprowadzono w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej. Mierzono ciśnienia wiatru na powierzchniach zewnętrznych modelu budynku, umieszczając początkowo tylko model budynku w przestrzeni pomiarowej a następnie model budynku wraz z najbliższym otoczeniem. Celem pracy było określenie charakteru zmiany działania wiatru na budynek wywołanej otoczeniem interferencyjnym najbliższego sąsiedztwa. Porównano współczynniki ciśnienia wiatru na powierzchniach oraz zmianę poziomego globalnego działania wiatru na konstrukcję w skali rzeczywistej.

Słowa kluczowe: pomiary ciśnień wiatru, interferencja aerodynamiczna, tunel aerodynamiczny, budynek wysokościowy.

1. Wprowadzenie

Przedmiotowy budynek, Echo Tower, o wysokości 155m zlokalizowany jest w ścisłym centrum Warszawy w kwartale zabudowy wyznaczonym przez: Aleje Jana Pawła II, oraz ulice: Grzybowską i Twardą. Zaprojektowany budynek znajduje się w centrum miasta, charakteryzującym się zwartą zabudową. Zarówno wzdłuż ulicy Grzybowskiej a także po obu stronach Alei Jana Pawła II znajdują się budynki o średniej wysokości około 40 m z dominantą budynków Hotelu Westin, TP SA Tower oraz PZU SA, których wysokość wynosi ponad 100 m. W badaniach uwzględniono także dwa budynki wysokościowe, których budowa planowana jest w obrębie analizowanego otoczenia. Wieżowiec Gminy Żydowskiej to konstrukcja o wysokości 170 m i oddalona od analizowanego budynku o około 220 m. Wysokość Cosmopolitan Tower, drugiego planowanego budynku, jest równa 160 m przy podobnej odległości w planie jak budynku poprzedniego. Wizualizacja budynku Echo Tower wraz z otoczeniem jest prezentowana na rys.1.



Rys. 1. Wizualizacja budynku Echo Tower wraz z otoczeniem

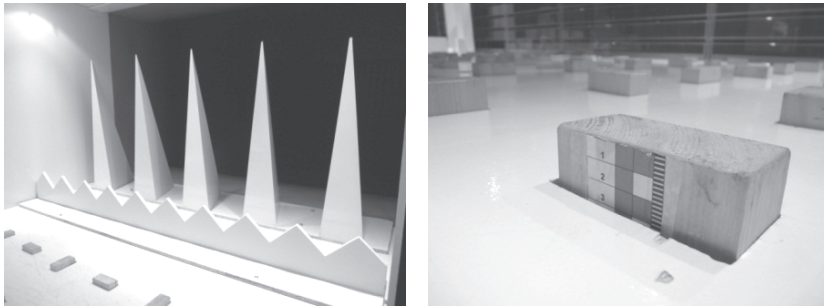
Celem badań w tunelu aerodynamicznym było określenie wpływu otoczenia budynku na zmianę średniego działania wiatru na powierzchni zewnętrznej konstrukcji a w sposób pośredni również na zmianę poziomego, globalnego działania wiatru na wysokościowiej w skali rzeczywistej.

2. Opis przeprowadzonych badań w tunelu aerodynamicznym

Badania przeprowadzono w tunelu aerodynamicznym Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej wykorzystując sztywny model budynku wraz z otoczeniem wykonany w skali 1:250. Budynek, pod względem aerodynamicznym, jest bryłą o płaskich powierzchniach i ostrych krawędziach.

2.1. Symulacja warstwy przyziemnej

W pierwszym etapie badań ustalono strukturę przepływu w przestrzeni pomiarowej zgodną z przyjętymi założeniami dotyczącymi warunków wiatrowych występujących w miejscu lokalizacji projektowanego obiektu przedstawionymi w [1]. Strukturę przepływu uformowano dzięki elementom modyfikującym przepływ (rys. 2), to jest iglicom typu IA10 (o wysokości 1m), barierce Bz2 (o wysokości 20cm) i klocek wysuniętym na wysokość 3cm.



Rys. 2. Elementy turbulacyjne wykorzystane podczas badań

Strukturę przepływu powietrza w tunelu aerodynamicznym zmierzono niezależnie przy pomocy zestawu termooanemometrycznego oraz grzebieniową sondą ciśnień.

Pomiar termooanemometryczny został wykonany w 6 punktach położonych w osi tunelu na wysokościach od 115 mm do 825 mm nad podłogą w odległości 1420 mm od osi modelu w kierunku nawietrznym w strefie niezaburzonej przez model, w której doszło już do uformowania struktury przepływu dzięki elementom turbulacyjnym.

Pomiar grzebieniową sondą ciśnień wykonano w trzech pionowych osiach znajdujących się w tej samej płaszczyźnie tunelu w której wykonano pomiar termooanemometryczny. Punkty pomiarowe znajdowały się na wysokościach od 200mm do 600mm.

Następnie wykonano regresję (rys. 3) metodą najmniejszych kwadratów funkcji prawa potęgowego średniej prędkości wiatru otrzymując zależność:

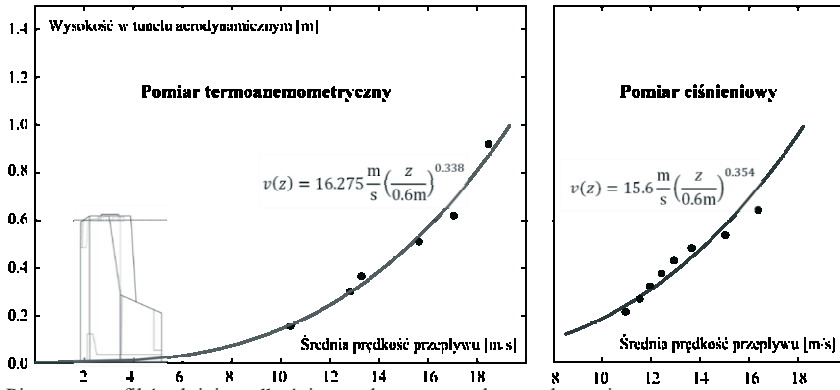
$$V(z) = V_{ref} \left(z / z_{ref} \right)^{\alpha} ; z_{ref} = 0,6m \quad (1)$$

z parametrami ujętymi w Tabeli 1.

Tabela 1. Wartości parametrów prawa potęgowego

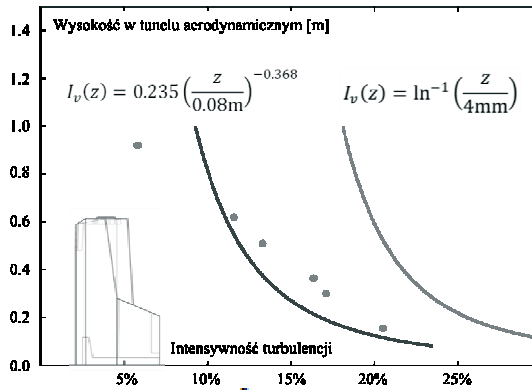
Parametry	Termooanemometry	Sonda ciśnień
α	0,338	0,354
V_{ref}	16.275 m/s	15.6 m/s

Na podstawie prędkości referencyjnej pochodzącej z pomiaru ciśnieniowego (15.6m/s) określono ciśnienie referencyjne $q_{ref}=150$ Pa.



Rys. 3. Pionowy profil średniej prędkości przepływu w tunelu aerodynamicznym

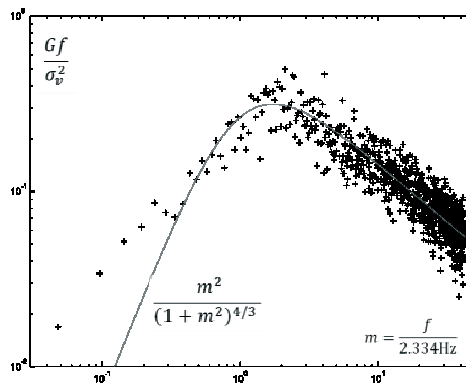
W termooanemometrycznych punktach pomiarowych określono intensywność turbulencji, co przedstawia rys. 4 wraz z dwiema krzywymi teoretycznymi.



Rys. 4. Pionowy profil intensywności turbulencji I_v wraz z krzywymi teoretycznymi

Poziom turbulencji na wysokości badanego obiektu jest wystarczający ze względu na zalecenia proponowane przez ISO.

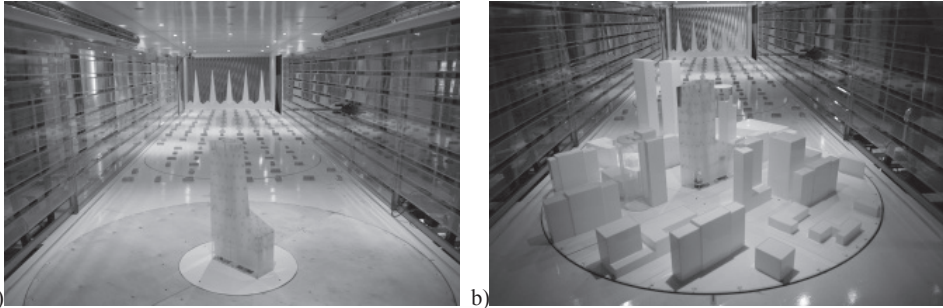
Określono spektrum gęstości widmowej mocy prędkości wiatru. Przykładowe wyniki pokazują rys. 5. Są one dobrze zgodne z teoretycznym modelem Davenporta.



Rys. 5. Spektrum gęstości widmowej mocy prędkości dla punktu pomiarowego na wysokości 620 mm; regresja metodą najmniejszych kwadratów funkcji spektrum Davenporta

2.2. Podstawowa charakterystyka badań w tunelu aerodynamicznym

Badania w tunelu aerodynamicznym wykonano w dwóch sytuacjach pomiarowych: w sytuacji *S* w przestrzeni pomiarowej tunelu umieszczono tylko model analizowanego budynku (por. rys.6a), natomiast w sytuacji *I* model budynku wraz z otoczeniem (por. rys.6b).



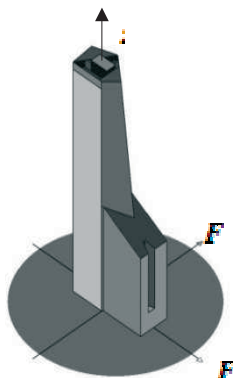
Rys. 6. Sytuacje pomiarowe w tunelu aerodynamicznym: a) sytuacja *S*, b) sytuacja *I*

Rejestracji podlegały przebiegi czasowe ciśnienia wiatru na powierzchniach zewnętrznych modelu budynku w 219 punktach pomiarowych (p.p.). Długość rejestrowanego przebiegu czasowego wynosiła 15 s, który próbkowano z częstotliwością 200 Hz. Uwzględniono w badaniach 40 kierunków wiatru w pełnym zakresie zmiany kąta od 0° do 360° co 10° oraz 4 dodatkowe kierunki: 45° , 135° , 225° oraz 315° . Kierunek wiatru 0° jest przeciwny do osi *X* globalnego układu współrzędnych (por. rys. 7). Pozostałe kierunki odmierzane są zgodnie ze skretnością układu współrzędnych (por. rys. 7). Skala liniowego podobieństwa geometrycznego modelu wynosiła 1:250. W badaniach wykorzystano elektroniczny skaner ciśnienia, system termooanemometryczny oraz rurkę Pitota.

Na podstawie wykonanych pomiarów wyznaczono rozkłady aerodynamicznych współczynników średniego ciśnienia zewnętrznego wiatru na 32 opomiarowanych powierzchniach analizowanego budynku (płaszczyznach ścian i dachu). Powierzchnie opomiarowane stanowią 99% ogólnej powierzchni zewnętrznej konstrukcji. Rozkłady współczynników ciśnienia zewnętrznego wiatru na poszczególnych obszarach (ścianach i dachu) wyznaczono poprzez interpolację, bazującą na średnich wartościach ciśnień wiatru otrzymanych w punktach pomiarowych.

Za kryterium porównawcze wpływu interferencji otoczenia na budynek przyjęto porównanie globalnego, poziomego działania wiatru w dwóch analizowanych sytuacjach pomiarowych. Szczytowe poziome działanie wiatru na budynek w skali rzeczywistej otrzymano poprzez wykorzystanie współczynników aerodynamicznych ciśnienia wiatru z badań w tunelu oraz określając szczytowe ciśnienie prędkości wiatru na wysokości referencyjnej w skali rzeczywistej właściwe obszarowi Warszawy. Następnie przeprowadzono sumowanie działań wywierane na poszczególne płaszczyzny zgodnie z wzorem (2).

$$F_k(\text{dir}) = q_p(z_{\text{ref}}) \cdot \sum_{p=1}^{32} C_{pe}(x, y, z, \text{dir}) \cdot \Delta A_p(x, y, z) \cdot n_k(p) \quad \text{gdzie: } k = x, y \quad (2)$$



Rys. 7. Składowe globalnej siły poziomego działania wiatru na budynek

Przy sumowaniu działań założono jednoczesność występowania szczytowych wartości ciśnienia na wszystkich powierzchniach. Tym samym otrzymane wartości poziomych globalnych sił działania wiatru należy przyjąć jako oszacowanie górne. Poziome działania globalne otrzymano w dwóch sytuacjach pomiarowych S i I .

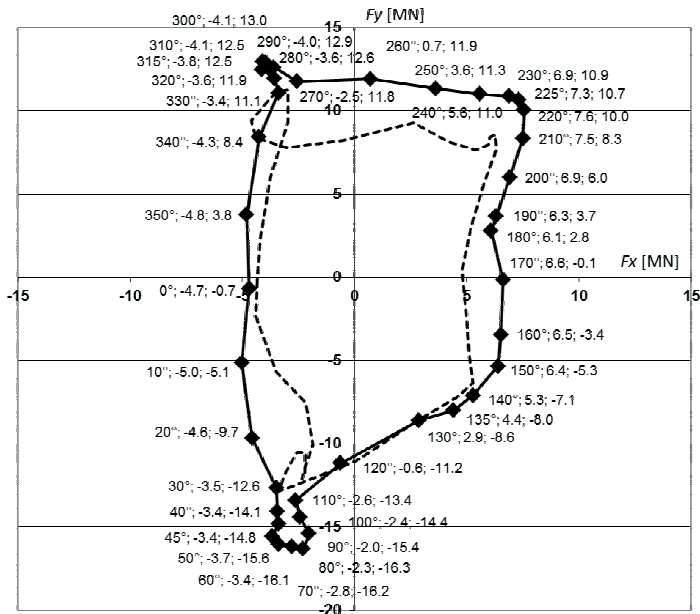
W celu określenia znaczenia wpływu interferencyjnego wprowadzono współczynnik interferencyjny sił zgodny z wzorem (3).

$$I_c^F(dir) = \frac{F_H^I(dir) - F_H^S(dir)}{\max |F_H^S(dir)|} \cdot 100\% \quad (3)$$

gdzie: F_H^S - moduł wektora sumy sił średniego poziomego działania wiatru na budynek w sytuacji pomiarowej S , F_H^I - moduł wektora sumy sił średniego poziomego działania wiatru na budynek w sytuacji pomiarowej I .

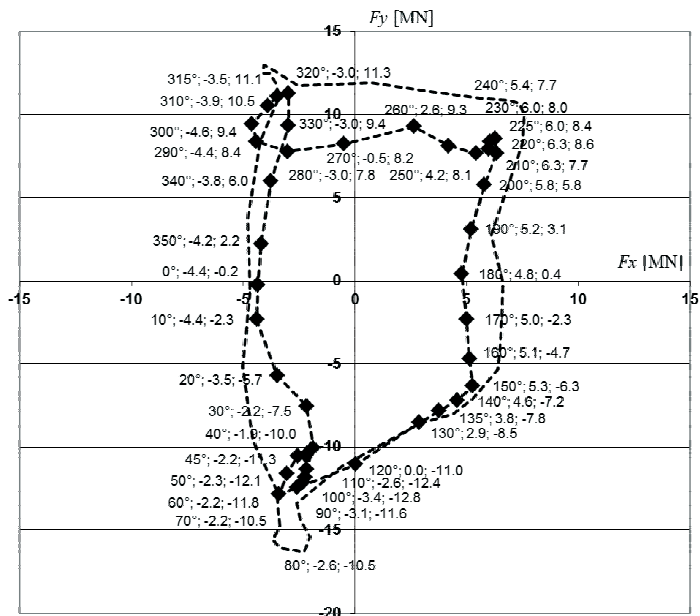
3. Wyniki badań

Wartości składowych F_x , F_y globalnej siły poziomego działania wiatru na budynek (skala rzeczywista) w sytuacji pomiarowej S prezentuje rys. 8. Przy poszczególnych markerach określono kierunek wiatru oraz odpowiadające mu wartości składowych F_x , F_y wyrażone w MN. Linia przerywaną, w celu porównawczym, przedstawiono wartości otrzymane w sytuacji I .



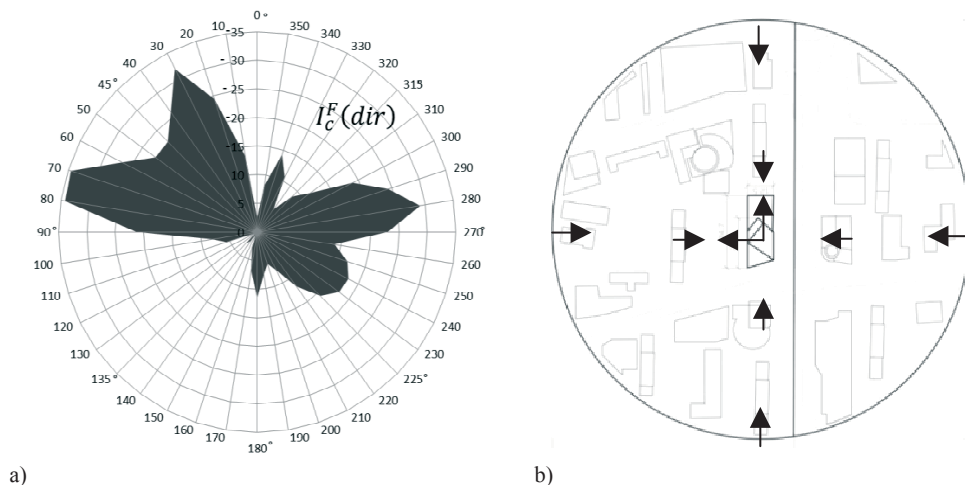
Rys. 8. Wartości składowych F_x , F_y globalnej siły poziomego działania wiatru na budynek (skala rzeczywista) w sytuacji pomiarowej S na tle rezultatów otrzymanych w sytuacji I (linia przerywana)

Analogiczne wartości w sytuacji pomiarowej I zestawiono na rys. 9. Linia przerywaną zaznaczono wartości właściwe dla sytuacji S .



Rys. 9. Wartości składowych F_x , F_y globalnej siły poziomego działania wiatru na budynek (skala rzeczywista) w sytuacji pomiarowej I na tle rezultatów otrzymanych w sytuacji S (linia przerywana)

Na rys. 10 zamieszczono diagram współczynnika interferencji oraz plan budynku wraz z otoczeniem. Ujemne wartości wyrażone w procentach na diagramie wskazują na osłaniający charakter otoczenia budynku w odniesieniu do globalnego działania wiatru na konstrukcję. Charakter osłaniający jest zróżnicowany w zależności od kierunku wiatru.



Rys. 10. Diagram współczynnika interferencji (a) w odniesieniu do planu budynku wraz z otoczeniem (b)

4. Wnioski końcowe

Na podstawie przeprowadzonych badań określono następujące wnioski:

- Otoczenie budynku, w odniesieniu do działania globalnego, ma charakter osłaniający, zmniejszający działanie wiatru na konstrukcję;
- Znaczne zmniejszenie modułu siły poziomego działania wiatru występuje przy kierunkach napływu od strony TP S.A. Tower (30°)- redukcja 32 %, PZU Tower (180°)- redukcja 12 %, Westin Hotel (280°)- redukcja 28 %;
- Największa redukcja działania wiatru, wyrażona w spadku modułu siły poziomej, występuje przy kącie napływu 70°-80°, dla którego efekty osłaniające budynków: TP S.A. Tower, Cosmopolitan Tower oraz Wieżowca Wspólnoty Żydowskiej sumują się; redukcja modułu poziomej siły działania wiatru jest w tym przypadku równa około 35%;
- W przypadku działań miejscowych od strony napływającego strumienia powietrza, w rozległych obszarach niżej położonych, charakter osłaniający otoczenia skutkuje zmianą ciśnienia parcia na ciśnienie ssania;
- Nie obserwuje się zwiększenia intensywności ciśnienia parcia;
- Miejscowo występuje znaczące zwiększenie poziomu ciśnienia ssania, głównie w strefach przy krawędziach ścian;
- Największy efekt zmiany wartości ciśnienia, w odniesieniu do ekstremalnego poziomu ciśnienia występującego na powierzchni konstrukcji w sytuacji braku interferencji (brak otoczenia), dochodzi do poziomu 50 %;
- Na dachu i wyżej położonych obszarach między konstrukcji nie obserwuje się znaczących wpływów interferencyjnych, z wyłączeniem kierunków napływu od strony najwyższych budynków otoczenia (kierunki napływu wiatru od 30° do 80°).

Literatura

- 1 Flaga A., Bosak G., Kłaput R., Flaga L., Kimbar G. Badania modelowe w tunelu aerodynamicznym i analizy studialne oddziaływań wiatru dla projektowanego budynku wysokościowego u zbiegu al. Jana Pawła II i ul. Grzybowskiej w Warszawie, Raport z badań, Politechnika Krakowska, Kraków 2012.

Wind tunnel tests of aerodynamic interference of the high-rise building and its nearest city surroundings

Grzegorz Bosak¹

¹ *Wind Engineering Laboratory, Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: GBosak@interia.pl*

Abstract: The paper summarizes the results of wind tunnel tests of the influence of aerodynamic interference on wind action of a high-rise building design in Warsaw. Measurements were accomplished in Wind Engineering Laboratory of Cracow University of Technology. Wind pressures on external surfaces of the building model were acquired in two different situations. Firstly, only the building model was placed in the tunnel working section, secondly, the building model with the nearest surroundings was taken under consideration. A study of the character of wind action differences caused by the nearest surroundings of the building was the main aim of the paper. Wind pressure coefficients on the external building surfaces and the difference of horizontal wind action on full scale were compared.

Keywords: wind pressure measurements, aerodynamic interference, wind tunnel, high-rise building

Investigations of dynamic characteristics of a tall industrial chimney due to light wind and solar radiation

**Peter Breuer¹, Tadeusz Chmielewski², Piotr Górski³, Eduard Konopka⁴,
Lesław Tarczyński⁵**

¹ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, peter.breuer@hft.stuttgart.de*

² *Opole University of Technology, Opole, Poland, t.chmielewski@po.opole.pl*

³ *Opole University of Technology, Opole, Poland, p.gorski@po.opole.pl*

⁴ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, eduard.konopka@hft.stuttgart.de*

⁵ *Opole University of Technology, Opole Poland, l.tarczynski@po.opole.pl*

Abstract: The present paper describes field tests conducted on the 300 m tall industrial chimney, located in the power station of Bełchatów (Poland), where the GPS rover receivers were installed at three various levels. The objectives of these GPS tests were to investigate the deformed vertical profile of this chimney, and its dynamic characteristics, i.e. the first natural frequency and the modal damping ratios. The results for the satellite signal receptions, the synopsis of recorded baselines and their ambiguity solutions, drifts of the chimney due to solar radiation and air temperature variations and dynamic wind response characteristics are presented.

Keywords: chimney, monitoring, GPS, wind, temperature, dynamic, damping.

1. Introduction

The new area for measuring and monitoring of the total response to long-period engineering structures by using GPS technology has been developed within the last fifteen years [1, 2, 3]. The present paper describes two field tests conducted on the 300 m tall industrial chimney, located in the power station of Bełchatów (Poland), where the GPS rover receivers were installed at three various levels. To the authors' knowledge, this is the first temporal deployment of the GPS receivers in the world at different levels for dynamic monitoring of the tall structure due to the light wind and a combined influence of solar radiation and the daily air-temperature variations. The objectives of these two GPS tests were to investigate the deformed vertical profile of this chimney, and its dynamic characteristics, i.e. the first natural frequencies and the modal damping ratios. For these two objectives GPS positioning was provided for monitoring the horizontal displacement of the chimney at different levels above ground. The intervals for data recording (session lengths) had different lengths and were adapted for the aimed focus. For the first goal (the static deformation) a series of shorter sessions was previewed: every half an hour on all receivers the sessions lasted from 5 to 10 minutes simultaneously. Since the devices need some time for warming up, the effective recording time is shorter about one minute. For the second goal, especially for the modal damping ratios, a session lasting 2 hours was adequate. All GPS measurements were made with the sampling rate of 10 Hz by using four Dual-Frequency-Receiver: two receivers Leica GPS 500 and two receivers Leica GPS 1200. All data have been recorded on memory cards and processed later in the office.

2. Monitoring the deflection of the chimney's vertical axis

2.1. Installation of GPS antennas

Two comparable GPS tests for monitoring a vertical profile of the tall industrial chimney were carried out in December 2008 and in May 2011. The common characteristics

were the simultaneous use of 4 GPS units recording with the data frequency of 10 Hertz and the installation of 3 rover antennas at the southern façade of the chimney at various levels above ground which are shown in Figs. 1 and 2.

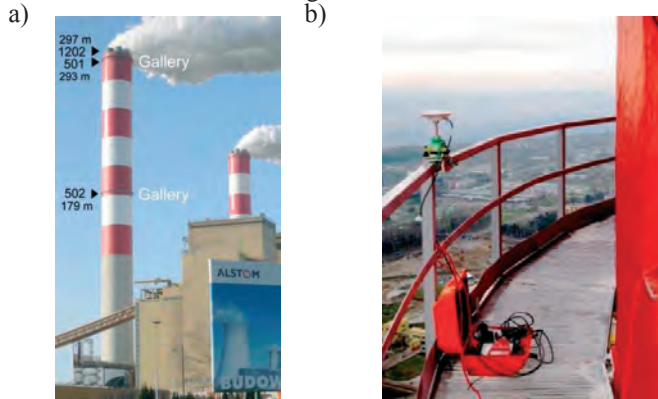


Fig. 1. East chimney in Bełchatów, 2008: (a) Installation of three rover antennas at various levels, (b) The antenna is fixed on the gallery handrail at a distance of 1 m from the wall

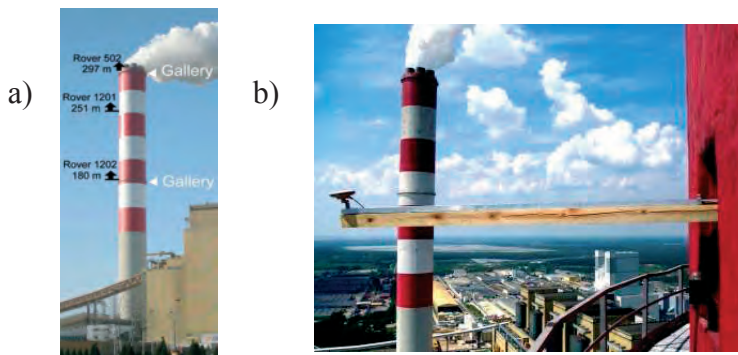


Fig. 2. East chimney in Bełchatów, 2011: (a) Installation of three rover antennas at various levels, (b) The antenna is fixed on a wooden cantilever a distance of 2.5 m from the wall

2.2. The conditions for satellite signal reception

GPS monitoring on the chimney's deck and particularly along the façade of the chimney suffers from the local obstacles which prevent the signal reception. Furthermore, during 24 hours the conditions for GPS positioning vary due to the changing number of available satellites and their geometrical configuration. Because of the shielding and the permanent change of satellite availability, some baselines could not be solved – as will be shown later on - neither in the static mode nor in the kinematic mode. In May 2011 the distance of the rover antennas at the interim heights has been extended towards the chimney wall from 1.0 m to 2.5 m by the use of overhanging cantilevers. Because of the larger distance from the wall the shadowing effect for the satellite signals is reduced in relation to December 2008.

2.3. Observation intervals

For the economical use of the available memory space the data recording was not processed continuously but at intervals. Every 30 min an observation interval was made for a period of several minutes. This period (the length of a session) had to be long enough for

a successful baseline solution in the static as well as in the kinematic GPS mode. We know from experience that the session should last at least 3 minutes assuming the good GPS conditions. In December 2008 the rough length of a session was chosen to be 5 minutes, whereas in May 2011 it increased to 10 minutes.

2.4. Meteorological conditions

The meteorological data during both GPS tests were recorded locally on the chimney deck (H=297 m). The data from the meteorological station Pabianice (40 km north of Bełchatów) were available only in 2011. The data were used for the acquisition of the global radiation (Watt/m²). The local data were needed to detect the local strongest wind in order to evaluate the maximum response of the chimney during both GPS tests.

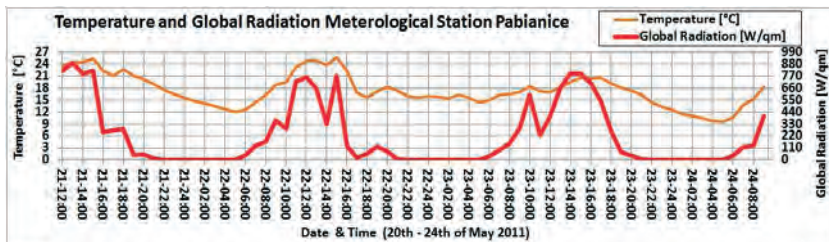


Fig. 3. 21st – 24th of May 2011. Weather recording as concerns Pabianice (sun radiation and temperature)

In December 2008, the changes in temperature during two-days of observations were low. Because of the minor temperature variations no significant displacement of the chimney was expected. The maximum wind velocity was about 21-27 m/sec during the night from the 1st to 2nd of December 2008, while the wind azimuth was remarkably stable from the south-east.

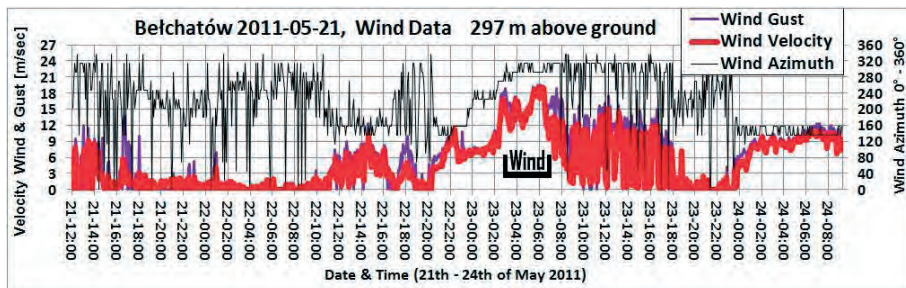


Fig. 4. 21st – 24th of May 2011. Wind recording at the top of the chimney in Bełchatów

In May 2011 the global radiation (see Fig. 3) was only recorded in Pabianice, indicating strong radiation every day between 10 a.m. and 4 p.m., bringing about a significant daily track (trail) in the west-east direction. During the test the maximum wind velocity of 12-19 m/sec occurred only in the early morning of 23th of May 2011 with a stable azimuth from the west.

3. Results

3.1. Static component: drift due to solar radiation and air temperature variations at 3 levels

For monitoring the sun-induced quasi-static response, the measurement were processed in the GPS static mode. Because of the minor temperature variation on the 1st - 3rd of December 2008 no significant displacement of the chimney was expected. Daily course of displacement from the 21st to 23rd of May 2011 is documented in Figs. 5 and 6.

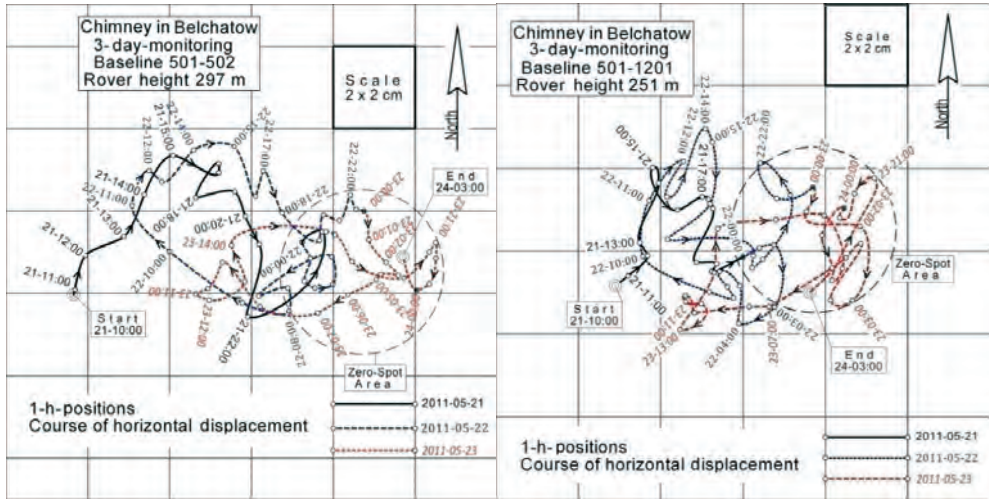


Fig. 5. Measurements from the 21st to 23rd of May. The course of horizontal displacement recorded by Rover 502 (H=297 m) and Rover 1201 (H=251 m)

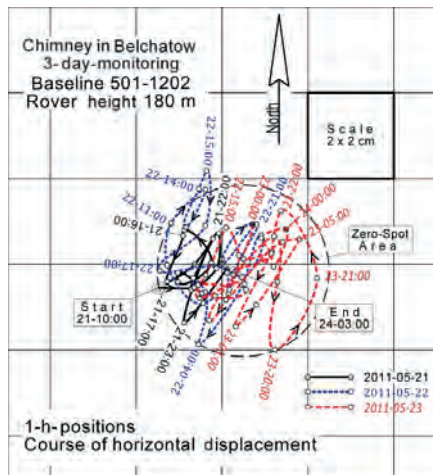


Fig. 6. Measurements from the 21st to 23rd of May. The course of the horizontal displacement during 3 days recorded by Rover 1202 (Height H=180 m). A quasi-static component is not visible because of the absence of the strong wind

The west-east displacements of Rover 502 (H=297 m) and Rover 1201 (H=251 m) are highly correlated. In both graphs, the starting point of the course is situated in the southwest point outside the cluster. In the first hours the course of displacement leads to the northeast and reaches in each graph its northernmost point at the mark 21, 3 p.m. (21st May 2011, 3 p.m.). Then the deflection decreases and turns to the southeast towards the "zero spot area". In the morning of the second day starting at the time mark 22, 8 a.m. (22nd May 2011, 8 a.m.) the course of displacement directs clearly to the west in both diagrams. In opposition to the test from December 2008 in the test from May 2011 (Figs. 13 and 14) no significant quasi-static component became visible. Whereas in December 2008 the wind velocity of up to 27 m/sec occurred on the 1st of December, but in 2011 only a moderate wind velocity of 19 m/sec occurred in the morning of the 23rd of May 2011 between 3 a.m. and 7 a.m. This moderate wind velocity obviously made no quasi-static component visible. Probably the track of the temperature induced trail runs exactly opposite to the wind azimuth causing a superposition of both components.

3.2. The dynamic wind response characteristics in the vertical profile in May 2011

During the test conducted in May 2011, data recording was done with a raw session length of 10 min. Over a period of 65.5 hours the baseline observations were carried out simultaneously at all three rover stations (at the altitudes of 297 m, 251 m and 180 m above ground).

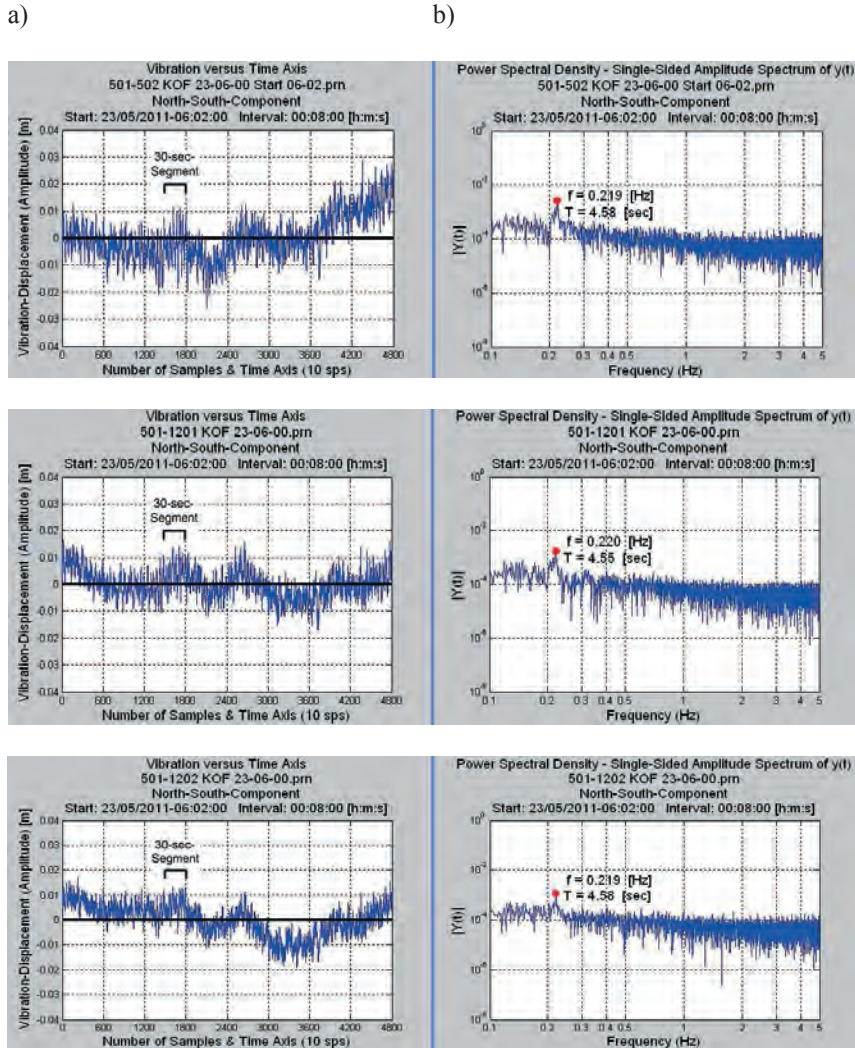


Fig. 7. (a) Vibrations of the chimney at three levels: H=297 m, 251 m and 180 m. during the west-north wind of 19 m/s at the top of the chimney, north-south components over 8 min (4800 GPS positions), 7-8 satellites available, GDOP = 1.8 – 2.0; (b) power spectral densities for these three records

The measurements were extended for such a long period to explain the effects of several different wind conditions. Of particular interest of course are periods of winds, which can be seen in Fig. 4. For example, a relative local maximum of the wind speed occurred on the 23rd of May 2011 at 6 a.m. with the wind speed of up to 19 m/sec. Within this period, the wind is marked in Fig. 4. During the mentioned period of time the wind came from the west-northwest (292.5°) and was relatively stable. Fitting into this time (5.30 a.m., 6.00 a.m., 6.30 a.m.), in the static mode there were three simultaneously and

successfully solved baselines.

Fig. 7a shows the three records of vibrations for each of the 3 GPS observation levels. A significant correlated trend can be observed for all three baselines as regards the systematic deviation from the zero axis. Furthermore, there is obviously the decreasing magnitude of the oscillation amplitude in correlation with the decreasing height above ground.

Fig. 7b shows the results of the Fast Fourier Transformation (frequency analysis) with clearly pronounced maxima. The calculated frequencies match all three baselines very well. There is only a frequency deviation of 0.001 Hertz in the middle rover station 1201 (H = 251 m) toward the two other stations. Comparing the assumed average value ($f = 0.219$ Hz) with the previous result ($f = 0.215$ Hz) of the first test in Section 7 there occurs a deviation of around 2% only.

3.3. Synopsis of displacements related to the height

During the test in May 2011, the rover antennas were installed on cantilevers at the interim levels and were pushed through the window openings at the south façade independent of the existing round-galleries. In that way the vertical distances between 3 levels in the vertical profiles could be selected in a more appropriate way than during the first test in December 2008. The vertical distance between the GPS-receiver on the chimney deck (H=297 m) and the next rover were extended from a distance of 4 m (H=293 m) to a distance of 46 m (H=251 m). The ratio between a height of the rovers and the height of the chimney’s deck becomes 100%, 84% and 60%. This change in the ratio of the vertical distances gives more favorable conditions for assessing the bending line of the vertical chimney axis.

Table 1 gives a synopsis of the static, quasi-static and dynamic components of the displacements at 3 levels within the vertical GPS-profile. On the one hand, the table contains the linear displacements [mm] at each level; on the other hand, it shows the ratio between the actual displacement and the displacement at the top of the chimney.

The test from May 2011 provided more reliable results regarding the bending line of the vertical axis. The ratio of deflection in the Static Mode and in the Kinematic Mode almost matches between the rover stations 1201 and 1202. At rover station 1201 there is a good concordance with reference to the values of 0.71 and 0.78. At rover station 1202 the concordance between the values of 0.41 and 0.39 is also excellent. The values from the theoretical deflection formula (0.79 and 0.48) are about 10% higher with reference to the experimentally found values. This means that the deflection behavior of the chimney is not completely conform to the deflection of a homogeneous beam.

Table 1. May 2011. Table of horizontal displacements from the results of the static and kinematic GPS mode

Displacements and properties in May 2011 Y = measured horizontal displacement Ratio = ratio of two horizontal displacements	Rover 502 H1 = 297 m X=297/297		Rover 1201 H2= 251 m X=251/297		Rover 1202 H3 = 180 m X=180/297	
	Y1 [mm]	Ratio Y1/Y1	Y2 [mm]	Ratio Y2/Y1	Y3 [mm]	Ratio Y3/Y1
Static displacements due to global radiation: Daily loop during 85 hours with the maximum E-W-diameter of the daily loop.	90	1.00	64	0.71	37	0.41
Quasi-static component	-	-	-	-	-	-
Dynamical deflection by wind load north-south component during a 30-second- interval, magnitudes of the oscillation amplitude	6.7	1.00	5.2	0.78	2.6	0.39
Deflection of an ideal clamped beam: $Y \sim (x^4/12 - x^3/3 + x^2/2) * 4$ Deflection at the top 100%, at interim levels 79%, 48%	-	1.00	-	0.79	-	0.48

4. Conclusions

From our measurements we can draw the following conclusions:

The antenna installation along the vertical façade of the chimney brings about a partial loss of satellite signals and provides a signal reflection with the multi path effect. During the test carried out in December 2008 the number of successfully resolved baselines was 31% (H=179 m), 60 % (H=293 m) and 91% (H=297 m), whereas during those conducted in May 2011 the number of successfully resolved baselines along the vertical profile increased to 83% (H=180 m) and 89 % (H=251 m). At the chimney top they number decreased to 81% (H=297 m) probably because GPS1201 was changed by GPS500.

The quasi-static displacement of the chimney caused by the combined influence of solar radiation and daily air temperature variations resemble an ellipse for both tests. In December 2008 at the top of the chimney the greater diameter of this elliptical course was directed to the north and had a dimension of 4 cm, disregarding the effect of static components of the wind action. In May 2011 the greater diameter of the daily path was orientated towards the west-east having a dimension of 9 cm.

At the interim levels along the vertical profile at the south façade the following static components were monitored whereby the evaluated values were subsequently arranged from the upper to lower interim levels. During the test in December 2008, the maximum dimension of the daily elliptical course as it was recorded was 3 cm and 2 cm respectively. In May 2011, the maximum dimension of the daily path at the interims levels rose to 6 cm and 4 cm respectively, because of the larger displacements in the late spring.

The static component of wind action was monitored in December 2008 at local wind velocity of about 24 m/sec at the top of the chimney. The horizontal displacement was registered about 2 cm at the chimney top. At the intermediate levels the recorded amplitudes were about 2 cm and 1 cm respectively. In May 2011, the maximum local wind velocity was about 19 m/sec at the top of the chimney. During those winds, however no quasi-static displacement could be detected because of the superposition of this component with the azimuth of the temperature induced daily path.

In December 2008, when the wind velocity was 24 m/sec and the crosswind vibration amplitude was about 7 cm, 7 cm and 3 cm was measured at the chimney top and at two observation levels respectively. In May 2012 only the maximum wind velocity was 19 m/sec measured on the deck of the chimney. There also occurred oscillations in the north-south-direction with the amplitudes of about 7 mm, 5 mm and 3 mm.

During both tests only the first natural frequency of the chimney was detected by making use of the FFT method. In the first test (2008): $f=0.215$ Hz ($T=4.65$ s), in the second (2011): $f=0.219$ Hz ($T=4.57$ s).

The Random Decrement Method (RD) was used to determine the value of the damping ratio in the first mode of vibrations for which the natural frequency was detected. We obtained good results only during the first test by making use of the RD Method (for the north-component $f_1 = 0.212$ Hz, $\xi_1 = 0.56\%$ and $f_2 = 0.219$ Hz, $\xi_2 = 0.82\%$; for the east-component $f_1 = 0.212$ Hz, $\xi_1 = 0.53\%$).

During the second test the vibrations created by wind action were too small. Their accuracy in the GPS measurements was ± 5 mm, it was impossible for us, however, to calculate damping since the conditions were not favorable for doing it.

References

- 1 Celebi M. GPS in dynamic monitoring of long-period structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20 (2000) 477-483.
- 2 Tamura Y, Matsui M, Pagnini Luisa-Carlotta, Ishibashi R, Yoshida A. Measurement of wind-induced response of buildings using RTK-GPS. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 90 (2002) 1783–1793.
- 3 Breuer P, Chmielewski T, Górski P, Konopka E, Tarczyski L. The Stuttgart TV Tower - displacement of the top caused by the effects of sun and wind. *Engineering Structures* 30 (2008) 2771-2781.

Badania dynamicznych charakterystyk wysokiego kominia pod działaniem słabego wiatru i nasłonecznienia

**Peter Breuer¹, Tadeusz Chmielewski², Piotr Górski³, Eduard Konopka⁴,
Lesław Tarczyński⁵**

¹ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, peter.breuer@hft.stuttgart.de*

² *Opole University of Technology, Opole, Poland, t.chmielewski@po.opole.pl*

³ *Opole University of Technology, Opole, Poland, p.gorski@po.opole.pl*

⁴ *Stuttgart University of Applied Sciences, Stuttgart, Germany, eduard.konopka@hft.stuttgart.de*

⁵ *Opole University of Technology, Opole Poland, l.tarczyński@po.opole.pl*

Streszczenie: (W ostatnich piętnastu latach powstała nowa dziedzina monitoringu dużych budowli inżynierskich wykorzystująca technologię GPS. W niniejszej pracy opisano badania przeprowadzone na wysokim, 300-metrowym kominie przemysłowym elektrowni Bełchatów, gdzie odbiorniki GPS umieszczono w trzech różnych poziomach. Według rozeznania autorów jest to pierwszy przypadek takiego użycia techniki GPS do obserwacji wysokiej budowli pod równoczesnym działaniem słabego wiatru oraz zmian temperatury otoczenia i nasłonecznienia. Celem badań było wyznaczenie geometrii odkształconej osi pionowej trzonu kominia i jego parametrów dynamicznych, tj. pierwszej częstości drgań własnych i modalnych liczb tłumienia. Opisano warunki odbioru sygnałów satelitarnych systemu GPS, przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń trzonu wywołanych nasłonecznieniem i wyniki analizy odpowiedzi dynamicznej konstrukcji kominia wywołanej działaniem wiatru.

Słowa kluczowe: komin, monitoring, GPS, wiatr, nasłonecznienie, dynamika, tłumienie.

Badania modelowe w tunelu aerodynamicznym prawidłowości działania ciągów w przewodach kominowych w budynku w zabudowie zwartej

Andrzej Flaga¹, Grzegorz Bosak², Renata Kłaput³, Łukasz Flaga⁴

^{1,2,3} *Laboratorium Inżynierii Wiatrowej, Instytut Mechaniki Budowli, Politechnika Krakowska, e-mail: LIWPK@windlab.pl*

⁴ *Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: LIWPK@windlab.pl*

Streszczenie: Praca dotyczy badań modelowych, na podstawie której wyznaczono rozkłady ciśnień wiatru na ścianach i dachu kamienicy w zabudowie zwartej w centrum Krakowa. Badania przeprowadzono w tunelu aerodynamicznym Politechniki Krakowskiej dla ośmiu kierunków natarcia wiatru. Rozważono dwie sytuacje pomiarowe: 1. Przed wykonaniem nadbudowy na sąsiednim budynku; 2. Po wykonaniu tej nadbudowy. Wyniki badań posłużyły do oceny prawidłowości działania ciągów kominowych i wentylacyjnych przedmiotowego budynku.

Słowa kluczowe: badania modelowe, tunel aerodynamiczny, ciągi kominowe i wentylacyjne.

1. Przedmiot badań

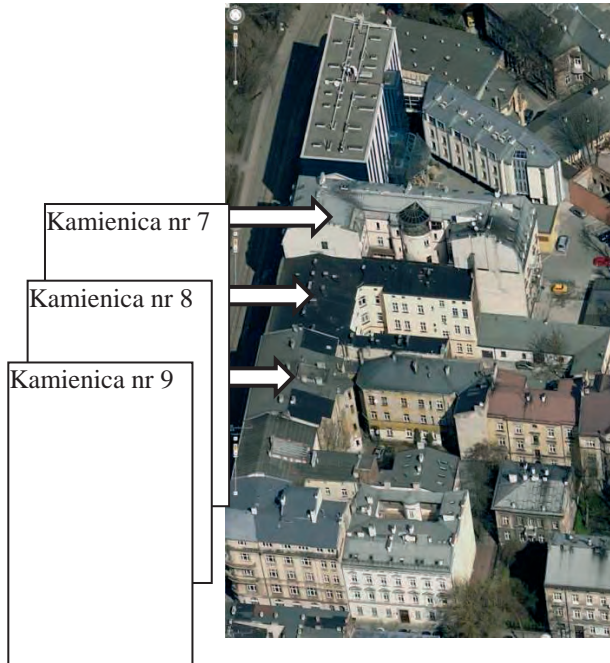
Badany obiekt – kamienica nr 8 - zlokalizowany jest w ścisłym centrum Krakowa. Współtworzy on kwartał zabudowy charakteryzujący się stosunkowo dużą zwartością zabudowy od strony ulicy św. Gertrudy. Stopniowo rozluźnia się ona w miarę oddalania się od pierzei głównej - w głąb podworców (por. rys.1).

Od zachodu linię zabudowy wyznacza ulica św. Gertrudy, wzdłuż której umiejscowiony jest zielony pas plant. Na uwagę zasługuje tu znacząca ilość zieleni wysokiej o stosunkowo dużej wysokości – porównywalnej z wysokością zabudowy kwartału.

W ramach kamienicy nr 8 występuje 3 kondygnacyjna bryła budynku głównego pokryta dwuspadowym dachem o kalenicy równoległej do ul. Św. Gertrudy (wysokość 17,5 m), dwie bryły 3-kondygnacyjnych oficyn pokrytych jednospadowymi dachami o kalenicach prostopadłych do ul. Św. Gertrudy (i wysokościach 16,9 m) oraz parterowe budynki gospodarcze i garaże zlokalizowane po obrysie granic działki.

Od południa z budynkiem nr 8 sąsiaduje 4 kondygnacyjna kamienica nr 9 pokryta dwuspadowym dachem o kalenicy równoległej do ul. św. Gertrudy (wysokości 20,5 m) oraz dwie 3-kondygnacyjne oficyny pokryte jednospadowymi dachami, z których jedna posiada układ kalenicy prostopadły do ul. św. Gertrudy (i wysokości 16,4 m), a druga posiada układ kalenicy równoległy do ul. św. Gertrudy (i wysokości 14,6 m).

Od północy z budynkiem nr 8 sąsiaduje 6 kondygnacyjna kamienica nr 7 o układzie w rzucie przypominającym podkowę, pokryta dachem mansardowym o wysokości kalenicy 25,6 m. Przed nadbudową kamienica posiadała 4 kondygnacje oraz dwuspadowy układ dachu o wysokości kalenicy 21,6 m i zmieniającej się skokowo na 20,2 m.



Rys.1. Ujęcie z lotu ptaka układu urbanistycznego w sąsiedztwie badanego budynku nr 8.

2. Cel i zakres opracowania

Celem niniejszej pracy jest przeprowadzenie badań modelowych w tunelu aerodynamicznym wpływu wiatru na działanie ciągów kominowych i wentylacyjnych w budynku przy ul. św. Gertrudy 8 w Krakowie, w dwóch stanach dachu budynku sąsiedniego przy ul. św. Gertrudy 7: 1. Przed wykonaniem nadbudowy; 2. Po wykonaniu nadbudowy.

Zakres pracy obejmuje:

Analizę warunków wiatrowych miejsca lokalizacji.

Wykonanie modelu przedmiotowego budynku wraz z najbliższym otoczeniem do badań w tunelu aerodynamicznym oraz jego oprzyrządowanie.

Przeprowadzenie badań modelowych w celu wyznaczenia rozkładów ciśnień wiatru na ścianach i dachu przedmiotowego budynku. Pomiary ciśnień wiatru wykonano w 150 punktach pomiarowych. Pomiary dotyczyły 8 kierunków natarcia wiatru. Na ich podstawie wyznaczono rozkłady współczynnika ciśnienia wiatru na ścianach i dachu tego budynku.

Wykonanie wizualizacji dymowej opływu badanego modelu budynku wraz z otoczeniem dla ośmiu kierunków wiatru.

Opracowanie i analizę wyników badań.

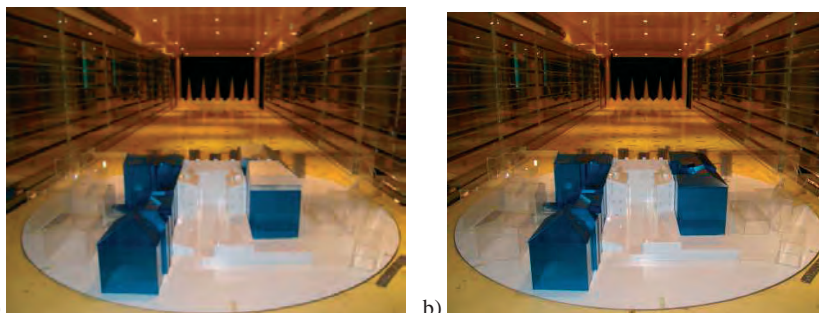
Badania modelowe przeprowadzono w tunelu aerodynamicznym Politechniki Krakowskiej [1].

3. Opis modelu do badań aerodynamicznych kamienicy wraz z fragmentem najbliższego kwartału zabudowy

Badania tunelowe przeprowadzono na makiecie wykonanej w skali 1:75 [2]. Skala modelu uwarunkowana jest wymiarami budynku wraz z jego najbliższym otoczeniem. Ponadto skalę modelu uzależniono od wymiarów przestrzeni pomiarowej oraz dostępnych materiałów (Rys.2). W ramach modelu wyróżnić można dwie zasadnicze części, z których jedna to oprzyrządowana bryła kamienicy przy ul. św. Gertrudy 8, natomiast druga część to

nieoprzyrządowane najbliższe otoczenie budynku. Ze względu na charakter pomiarów (obrót wokół osi badanego budynku) granica „najbliższego otoczenia” obiektu ma formę koła o średnicy 198 cm.

Zarówno badany obiekt, jak i sąsiadujące z nim budynki, wykonano z plexi. Do odtworzenia otaczającej tkanki zabudowy wykorzystano elementy z plexi bezbarwnego o grubości 2mm, natomiast do wykonania badanego (oprzyrządowanego) budynku nr 8 użyto mlecznego plexi o grubości 3 mm. Poszczególne części modelu łączono klejami żywicznymi, klejami na bazie etyloformiatu oraz nitroetanu, a także klejami termoutwardzalnymi.

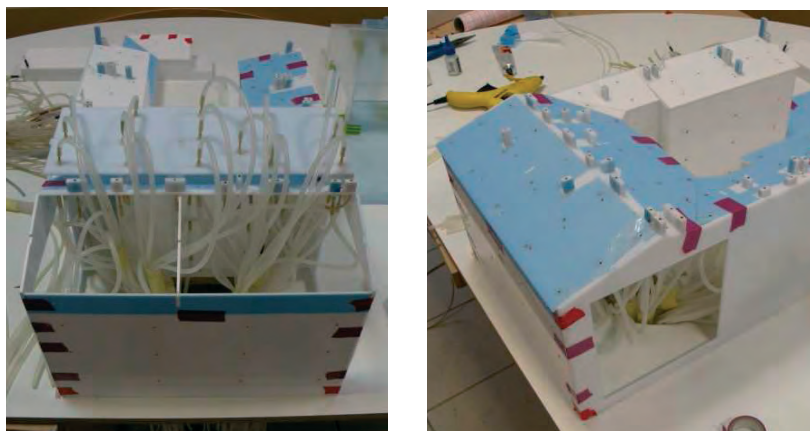


Rys.2. Widok modelu w przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego: a – przed nadbudową, b – po nadbudowie.

Skanery do badania rozkładu ciśnień zlokalizowano pod płytą główną w osi modelu – na specjalnie przygotowanej, podwieszanej płycie. W celach architektoniczno estetycznych bryła kamienicy nr 8 posiada możliwość zainstalowania podświetlenia w celu lepszej ekspozycji budynku pośród otoczenia.

W sąsiedztwie zabudowy występuje pas zieleni. Odwzorowanie zieleni wysokiej (drzewostanu) wykonano w formie dwóch równoległych szpalerów równomiernie występujących elementów - drzew. Każdy z nich posiada trzon (pień) wykonany z prętów duraluminiowych 8x8 mm o wysokości 200mm oraz liście – płaszczyzny z perforowanej siatki stalowej o grubości 1mm i wymiarach 200x60 mm łączonych z trzonem za pomocą śrub o średnicy $\varnothing 4$ mm.

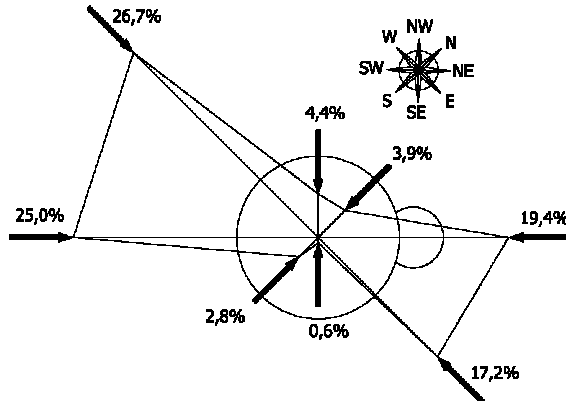
Do wykonania elementów pomiarowych posłużyły rurki z mosiądzu o średnicy zewnętrznej $\varnothing 2,5$ mm oraz rurki silikonowe o średnicy zewnętrznej $\varnothing 5$ mm. Rurki miedziane zamocowano w specjalnie przygotowanych otworach w płytach plexi, po czym obleczono je rurkami silikonowymi przeprowadzonymi wewnątrz modelu i połączonymi ze skanerami pomiarowymi (Rys.3).



Rys.3. Widok połączenia punktów pomiarowych ze skanerami ciśnień za pomocą silikonowych rurek

4. Róża wiatrów dla Krakowa

W analizie wyników badań konieczne jest uwzględnienie róży wiatrów w miejscu lokalizacji obiektu. Procentowe udziały kierunków wiatru na ośmiu głównych kierunkach geograficznych dla Krakowa pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Procentowy udział kierunków wiatru dla miasta Krakowa.

5. Rozmieszczenie punktów pomiarowych ciśnienia wiatru

Rozmieszczenie punktów pomiarowych ciśnienia wiatru przedstawiono na rys. 5



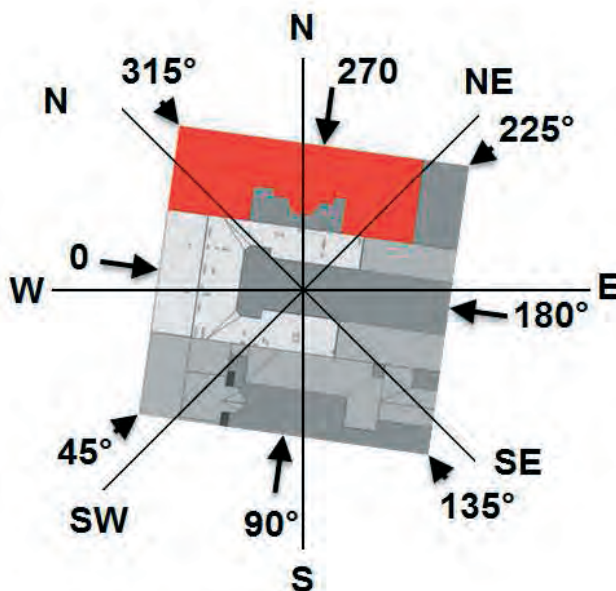
Rys.5. Rozmieszczenie punktów pomiarowych na dachach i kominach modelu.

6. Metodyka badań w tunelu aerodynamicznym

Podstawowe parametry badań w tunelu aerodynamicznym zestawiono poniżej:

- skala podobieństwa geometrycznego- 1:75,
- liczba punktów pomiaru wartości ciśnień wiatru na ścianach i kominach budynku- 150,
- liczba analizowanych kierunków napływu wiatru na model-8 (co 45°),
- częstotliwość próbkowania sygnału-200 Hz,
- czas rejestracji sygnału- 30 s,
- pionowy profil prędkości wiatru był opisany prawem potęgowym o wykładniku $\alpha=0.33$,
- średnia intensywność turbulencji na wysokości zadaszenia $I_v=0.25$,
- wysokość pomiaru ciśnienia referencyjnego- $z_{ref}=27$ cm w skali modelu, co odpowiada 20m w skali rzeczywistej obiektu,
- wartość ciśnienia referencyjnego- $q_{ref}=100$ Pa,
- wartość prędkości referencyjnej- $V_{ref}=12.5$ m/s,
- wykorzystana aparatura: sonda profilowa, 8-modułowy skaner do pomiaru różnicowych ciśnień wiatru, umożliwiający jednoczesny pomiar sygnałów w 64 punktach, system termooanemometryczny do pomiaru prędkości przepływu powietrza.

Badania przeprowadzono przy 8 różnych kierunkach wiatru, co 45°, w pełnym zakresie zmiany kąta od 0° do 360°. Analizowane kierunki wiatru w odniesieniu do kierunków geograficznych i konfiguracji modelu prezentuje rys.6.



Rys. 6. Analizowane kierunki wiatru w odniesieniu do kierunków geograficznych i konfiguracji modelu.

7. Wyniki badań

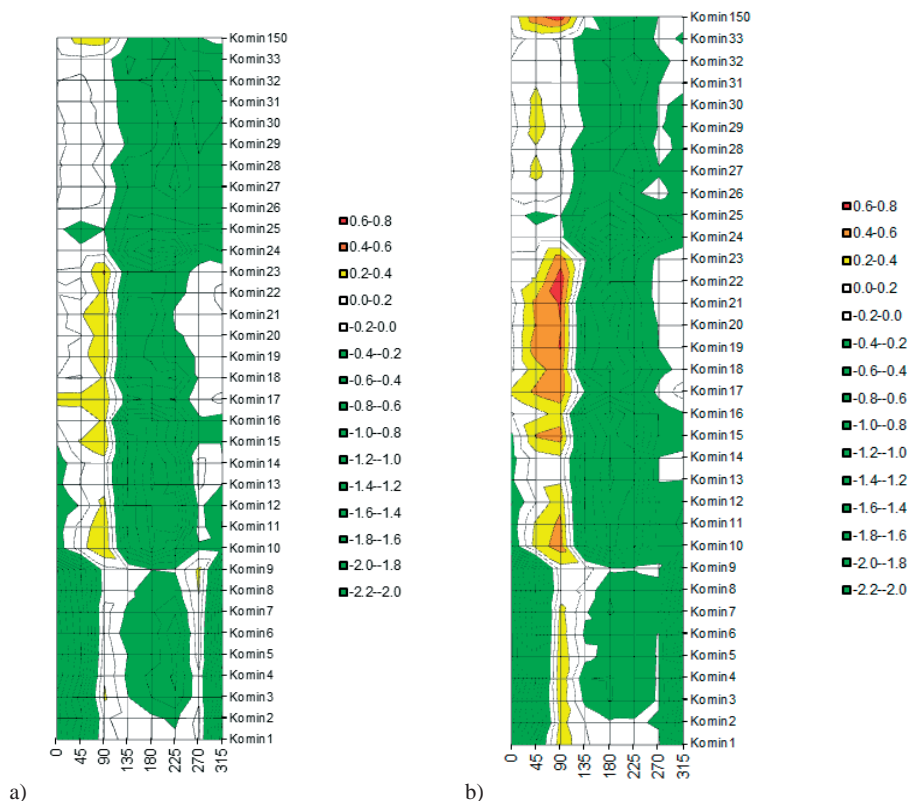
Wyniki badań wartości współczynnika ciśnienia wypadkowego wiatru na górnych powierzchniach kominów budynku w sytuacji przed nadbudową i po wykonaniu nadbudowy przedstawiono w tab.1.

Tab. 1. Wartości współczynnika ciśnienia wypadkowego wiatru na górnych powierzchniach kominów budynku w sytuacji po nadbudowie (kolor czerwony – kominy pracujące w niekorzystnych warunkach aerodynamicznych po nadbudowie; kolor szary tła – kominy pracujące w niekorzystnych warunkach aerodynamicznych przed nadbudową)

Komin- Ściana	0	45	90	135	180	225	270	315
Komin 1	-1,8	-0,6	0,4	0,0	-0,1	-0,2	-0,1	-1,5
Komin 2	-1,7	-0,9	0,3	0,0	-0,2	-0,2	-0,2	-1,4
Komin 3	-1,8	-0,8	0,3	-0,3	-0,4	-0,3	-0,2	-1,2
Komin 4	-2,2	-1,0	0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,2	-1,4
Komin 5	-2,0	-1,0	0,4	-0,1	-0,3	-0,3	-0,2	-1,6
Komin 6	-2,0	-1,0	0,3	-0,2	-0,3	-0,3	-0,2	-1,4
Komin 7	-1,9	-1,1	0,3	-0,2	-0,4	-0,3	-0,3	-1,5
Komin 8	-2,0	-1,0	0,1	-0,1	-0,4	-0,3	-0,2	-1,3
Komin 9	-1,8	-0,9	0,1	0,1	-0,2	-0,2	-0,2	-1,1
Komin 10	-0,4	0,3	0,5	-0,8	-1,3	-1,1	-0,3	-0,4
Komin 11	-0,3	0,2	0,4	-0,8	-1,3	-1,1	-0,3	-0,4
Komin 12	-0,4	0,0	0,3	-0,8	-1,4	-1,1	-0,3	-0,4
Komin 13	-0,2	0,1	0,2	-0,8	-1,4	-1,2	-0,2	-0,2
Komin 14	-0,3	0,1	0,2	-0,8	-1,4	-1,3	-0,2	-0,2
Komin 15	-0,2	0,4	0,5	-0,8	-1,3	-1,1	-0,4	-0,3
Komin 16	0,0	0,1	0,3	-1,0	-1,5	-1,0	-0,4	-0,2
Komin 17	0,2	0,4	0,5	-0,2	-0,6	-0,5	-0,1	0,1
Komin 18	0,0	0,3	0,5	-0,7	-1,0	-0,7	-0,3	-0,1
Komin 19	-0,1	0,5	0,6	-0,6	-0,9	-0,5	-0,2	-0,1
Komin 20	0,0	0,4	0,6	-0,6	-1,0	-0,5	-0,2	-0,1
Komin 21	-0,1	0,5	0,6	-0,7	-1,1	-0,5	-0,1	0,0
Komin 22	0,0	0,2	0,7	-0,3	-0,8	-0,4	-0,1	0,0
Komin 23	0,1	0,1	0,5	-0,2	-0,8	-0,4	-0,1	0,0
Komin 24	-0,1	-0,1	-0,1	-0,9	-1,3	-1,3	-0,5	-0,3
Komin 25	-0,1	-0,3	-0,2	-0,6	-0,8	-0,6	-0,4	-0,4
Komin 26	0,0	0,1	0,0	-0,5	-0,5	-0,2	-0,1	-0,3
Komin 27	0,0	0,3	0,0	-0,4	-0,6	-0,8	-0,2	-0,4
Komin 28	0,0	0,2	0,0	-0,4	-0,5	-0,7	-0,1	-0,3
Komin 29	-0,1	0,3	0,0	-0,2	-0,3	-0,5	-0,2	-0,3
Komin 30	0,0	0,3	0,0	-0,3	-0,3	-0,5	-0,2	-0,2
Komin 31	0,0	0,2	0,0	-0,3	-0,4	-0,6	-0,2	-0,2
Komin 32	0,0	0,1	0,0	-0,3	-0,4	-0,8	-0,2	-0,2
Komin 33	-0,1	0,0	0,0	-0,4	-0,3	-0,3	-0,2	-0,2
Komin 150	0,1	0,6	0,7	0,0	-0,6	-0,4	-0,2	-0,2

Z tab.1 wyraźnie widać, że w zdecydowanej większości przypadków te same kominy nie funkcjonowały poprawnie zarówno przed wykonaniem nadbudowy, jak i po wykonaniu nadbudowy.

Graficzny obraz wartości współczynnika wypadkowego ciśnienia wiatru przedstawiono na rys.7.



Rys.7. Graficzny obraz wartości współczynnika wypadkowego ciśnienia wiatru: a) przed nadbudową, b) po nadbudowie.

8. Uwagi i wnioski końcowe

Najbardziej niekorzystnym kierunkiem wiatru, ze względu na warunki aerodynamiczne działania przewodów kominowych analizowanego budynku, jest kierunek 90° (określony zgodnie ze specyfikacją niniejszego opracowania). Z róży wiatrów wynika, że jest to także kierunek zbliżony do najczęstszego dla rozpatrywanej lokalizacji.

W zdecydowanej większości przypadków te same kominy, które nie funkcjonują poprawnie po wykonaniu nadbudowy, także i przed wykonaniem nadbudowy nie funkcjonowały poprawnie.

Wizualizacja opływu, w sytuacji po realizacji nadbudowy, wskazuje na występowanie nadciśnienia w obszarze dachu skrzydła północnego analizowanego budynku (od strony nadbudowy).

Z przeprowadzonych analiz stanu wyjściowego (przed nadbudową) oraz istniejącego (po nadbudowie) wypływają wnioski, że zarówno po, jak i przed nadbudową kamienicy nr 7 usytuowania wylotów kominów kamienicy nr 8 nie spełniały zaleceń normy kominowej PN-89/B-10425 (nie znajdowały się na właściwych poziomach względem przeszkód budowlanych utworzonych przez sąsiednią zabudowę, czyli kamienice nr 7 i 9). Istnieje pilna potrzeba rewizji zasad stosowania normy kominowej PN-89/B-10425, która w przypadku zróżnicowanej wysokościowo zabudowy winna być stosowana ostrożnie, respektując jej specyfikę.

Literatura

- 1 Raport z badań: Badania modelowe w tunelu aerodynamicznym prawidłowości działania ciągów kominowych i wentylacyjnych w budynku przy ul. Św. Gertrudy 8 w Krakowie w dwóch stanach dachu budynku sąsiedniego przy ul. Św. Gertrudy 7: przed wykonaniem nadbudowy i po wykonaniu nadbudowy. Politechnika Krakowska, Kraków 2013.
- 2 Flaga A.: Inżynieria wiatrowa. Arkady, Warszawa.
- 3 PN-89/B/10425 Przewody dymowe, spalinowe i wentylacyjne murowane z cegły, wymagania techniczne i badania przy odbiorze;
- 4 PN-EN 15287-1 Kominy – Projektowanie, instalowanie, przekazywanie do eksploatacji. – Część 2: kominy przeznaczone do urządzeń grzewczych z otwartą komorą spalania;
- 5 PN-EN 15287-2 Kominy – Projektowanie, instalowanie, przekazywanie do eksploatacji. – Część 2: kominy przeznaczone do urządzeń grzewczych z zamkniętą komorą spalania;

Model tests in wind tunnel of correct work of chimneys and ventilations draughts for a building in compact development

Andrzej Flaga¹, Grzegorz Bosak², Renata Kłaput³, Łukasz Flaga⁴

^{1,2,3} *Wind Engineering Laboratory, Cracow University of Technology, e-mail: LIWPK@windlab.pl*

⁴ *Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: LIWPK@windlab.pl*

Abstract: The paper deals with model investigations on wind pressure distributions on walls and roof of a tenement house in compact development of Cracow centre. The tests were performed in a boundary layer wind tunnel at the Cracow University of Technology for eight wind directions. Two situations were tested: 1. Before realization of a superstructure on the adjacent building; 2. After realization of the superstructure. Investigations results were used for evaluation of correct work of chimneys and ventilations draughts of the building.

Keywords: model tests, wind tunnel, chimneys and ventilations draughts.

Odporność pojazdów szynowych na wywracanie się przy silnych wiatrach poprzecznych

Andrzej Flaga

Laboratorium Inżynierii Wiatrowej, Instytut Mechaniki Budowli, Politechnika Krakowska, e-mail: LIWPK@windlab.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono i przeanalizowano zagadnienie odporności pojazdów szynowych na ich wywracanie się przy poprzecznym silnym wietrze porywistym. Wyprowadzane i przeanalizowane zostały podstawowe wzory opisujące to zagadnienie, łącznie z autorską metodologią wyznaczania prędkości krytycznej wiatru poprzecznego, przy której występuje 100% odciążenie kół pojazdu po stronie nawietrznej.

Słowa kluczowe: pojazd szynowy, wywracanie się, silny wiatr

1. Wstęp

Pojazdy szynowe w ogóle, a szczególnie puste wagony pociągów towarowych, jak również i puste kontenery przewożone na platformach wagonów towarowych mogą być wywracane przy silnych wiatrach wiejących poprzecznie do kierunku jazdy pociągu.

W pracy [1] opisywane i analizowane są dwa przypadki zdmuchnięcia pustych kontenerów z wagonów typu FEA-B dwóch różnych pociągów towarowych jadących w Anglii z prędkością 120km/h, przy wiejącym bardzo silnym wietrze poprzecznym (orkan Emma) o prędkości szczytowej 15-20m/s, w nocy 01.03.2008r.

Badania w tunelu aerodynamicznym zagadnienia wywracania się różnych wagonów pociągów towarowych przeprowadzono w pracy [2].

Zagadnieniom odporności pojazdów szynowych na wywracanie się przy silnych wiatrach poprzecznych poświęcone są dwa dokumenty normalizacyjne opracowane w Wielkiej Brytanii [3,4].

W pracy przedstawiono modele autorskie wyznaczania tzw. prędkości krytycznej wiatru V_w^{roll} , po przekroczeniu której może wystąpić wywrócenie się wagonu (ogólnie pojazdu szynowego), lub samego kontenera, gdy nie przewozi on towaru (ang. intrinsic roll-over wind speed).

2. Definicja i zasada wyznaczania prędkości krytycznej wiatru

V_w^{roll}

Prędkość krytyczna wiatru V_w^{roll} jest to taka prędkość szczytowa wiatru – wiejącego poprzecznie do pojazdu (wagonu) niezaladowanego pociągu jadącego z maksymalną prędkością operacyjną po prostym torze – przy której występuje 100 % odciążenie kół pojazdu od strony nawietrznej.

W takiej sytuacji granicznej (krytycznej) aerodynamiczny moment obrotowy pojazdu M_A , spowodowany wiatrem, jest zrównoważony przez moment utrzymujący pojazd M_R , wynikający z sił ciężkości działających na ten pojazd.

2.1. Minimalna akceptowalna prędkość krytyczna V_w^{roll}

Prędkość krytyczna wiatru V_w^{roll} dla pojazdu nie przewożącego ładunku przy maksymalnej prędkości operacyjnej pociągu na prostym poziomym torze nie powinna być mniejsza niż:

- 36.5 m/s [4] i 40.8m/s [3] dla pojazdów pociągów osobowych;
- 30.8 m/s [4] and 31.0 m/s [3] dla pojazdów pociągów towarowych i innych pojazdów szynowych nie przewożących ludzi.

2.2. Wyznaczenie momentu utrzymującego pojazd M_R

Moment utrzymujący pojazdu określają wzory:

$$M_R = m \cdot g \cdot b_A - M_0 \quad (1)$$

$$m = m_0 + m_1 + m_2 \quad (2)$$

$$M_0 = g \cdot m_0 \cdot y_0 + m_1 \cdot y_1 + m_2 \cdot y_2 \quad (3)$$

gdzie:

- m - cała masa pustego pojazdu,
- g - przyspieszenie ziemskie (9.81 m/s²),
- b_A - połowa odległości między punktami kontaktu kół z szynami (0.75 m),
- M_0 - moment obrotowy spowodowany przemieszczeniami bocznymi i obrotowymi zawieszek mas przy działaniu wiatru i innymi masami na mimośrodkie,
- m_0 - masa nieresorowana,
- y_0 - przemieszczenie poziome masy nieresorowanej,
- m_1 - główna masa reserowana,
- y_1 - przemieszczenie poziome głównej masy reserowanej względem osi toru,
- m_2 - drugorzędna masa reserowana,
- y_2 - poziome przemieszczenie drugorzędnej masy reserowanej z dodatkowymi masami na mimośrodkie względem osi toru.

2.3. Wyznaczenie momentu aerodynamicznego obrotowego pojazdu M_A

Moment aerodynamiczny obrotowy pojazdu można wyznaczyć ze wzoru:

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_R^2 \cdot A \cdot H \cdot C_{M,lee}(\beta) \quad (4)$$

gdzie:

$M_{A,lee}$ - aerodynamiczny moment obrotowy pojazdu względem punktu wierzchołkowego szyny zawietrznej (tj. punktu obrotu przy ewentualnym wywracaniu się pojazdu),

ρ - gęstość powietrza (1.225 kg/m³)

A - powierzchnia boczna pojazdu (powierzchnia odniesienia),

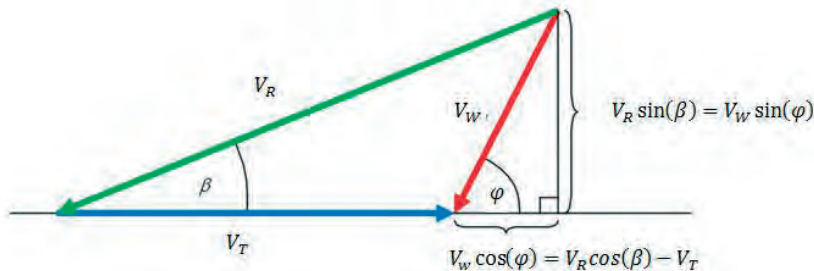
H - wysokość dachu powyżej osi środkowej (wysokość referencyjna),

$C_{M,lee}(\beta)$ - aerodynamiczny współczynnik momentu obrotowego.

W sytuacji granicznej gdy $M_A = M_R$, równanie (4) można przekształcić w celu wyznaczenia względnej prędkości krytycznej wiatru V_R^{roll} :

$$V_R^{roll} = \sqrt{\frac{M_R}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot A \cdot H \cdot C_{M,lee}(\beta^{roll})}} \quad (5)$$

Zależność między kątem natarcia wiatru φ , prędkością wiatru V_W , wypadkowym kątem wiatru do pociągu β (kątem względnym natarcia wiatru), wypadkową prędkością wiatru do pociągu V_R (prędkością względną wiatru) i prędkością pociągu V_T przedstawia rys. 2.1.



Rys. 1. Zależność kąta wiatru φ od względnego kąta wiatru β .

Z Rys. 1 wynika, że:

$$\tan(\beta) = \frac{V_W \cdot \sin(\varphi)}{V_T + V_W \cdot \cos(\varphi)}, \beta = \tan^{-1} \left(\frac{V_W \cdot \sin(\varphi)}{V_T + V_W \cdot \cos(\varphi)} \right) \quad (6)$$

$$\tan(\varphi) = \frac{V_R \cdot \sin(\beta)}{V_R \cdot \cos(\beta) - V_T}, \varphi = \tan^{-1} \left(\frac{V_R \cdot \sin(\beta)}{V_R \cdot \cos(\beta) - V_T} \right) \quad (7)$$

$$V_R \cdot \sin(\beta) = V_W \cdot \sin(\varphi), V_W = \frac{V_R \cdot \sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \quad (8)$$

Ponadto ważne są następujące wyrażenia (por. Rys.2.1):

$$V_R \cos(\beta) = V_T + V_W \cos(\varphi) \quad (9)$$

$$(V_T + V_W \cos(\varphi))^2 + (V_W \sin(\varphi))^2 = V_R^2 \quad (10)$$

$$V_R = V_W \sqrt{1 + 2 \frac{V_T}{V_W} \cos(\varphi) + \left(\frac{V_T}{V_W} \right)^2} \quad (11)$$

Gdy wiatr wieje w kierunku prostopadłym do pociągu ($\varphi = 90^\circ$):

$$V_R = \frac{V_W}{\sin(\beta)} = \frac{V_T}{\cos(\beta)} = \sqrt{V_T^2 + V_W^2} \quad (12)$$

$$V_W = V_R \sin(\beta) = V_T \operatorname{tg}(\beta) = \sqrt{V_R^2 - V_T^2} \quad (13)$$

2.4. Zagadnienie określenia krytycznej prędkości wiatru wywrócenia pociągu

Zagadnienie określenia krytycznej prędkości wiatru wywrócenia pociągu jest opisane czterema nieliniowymi równaniami z czterema niewiadomymi: $V_R^{roll}, \beta^{roll}, \varphi^{roll}, V_W^{roll}$ (por. zależności (5), (6), (7), (8)):

$$V_R^{roll} = \sqrt{\frac{M_R}{0,5 \cdot \rho \cdot A \cdot H \cdot C_{M,lee}(\beta^{roll})}} \quad (14)$$

$$\beta^{roll} = \tan^{-1} \left(\frac{V_W^{roll} \sin(\varphi^{roll})}{V_T + V_W^{roll} \cos(\varphi^{roll})} \right) \quad (15)$$

$$\varphi^{roll} = \tan^{-1} \left(\frac{V_R^{roll} \sin(\beta^{roll})}{V_R^{roll} \cos(\beta^{roll}) - V_T} \right) \quad (16)$$

$$V_W^{roll} = \frac{V_R^{roll} \sin(\beta^{roll})}{\sin(\varphi^{roll})} \quad (17)$$

2.5. Autorska metodologia obliczania krytycznej prędkości wiatru V_W^{roll}

2.5.1. Przypadek dowolnego kierunku wiatru φ

Własną propozycję procedury iteracyjnej ilustruje schemat przedstawiony na rys.2.

2.5.2. Szczególny przypadek gdy $\varphi=90^\circ$

W przypadku wiania wiatru prostopadle do jadącego pociągu, uproszczone równania można przedstawić następująco:

$$V_R^{roll} = \sqrt{\frac{M_R}{0,5 \rho A H C_{M,lee}(\beta^{roll})}} \quad (18)$$

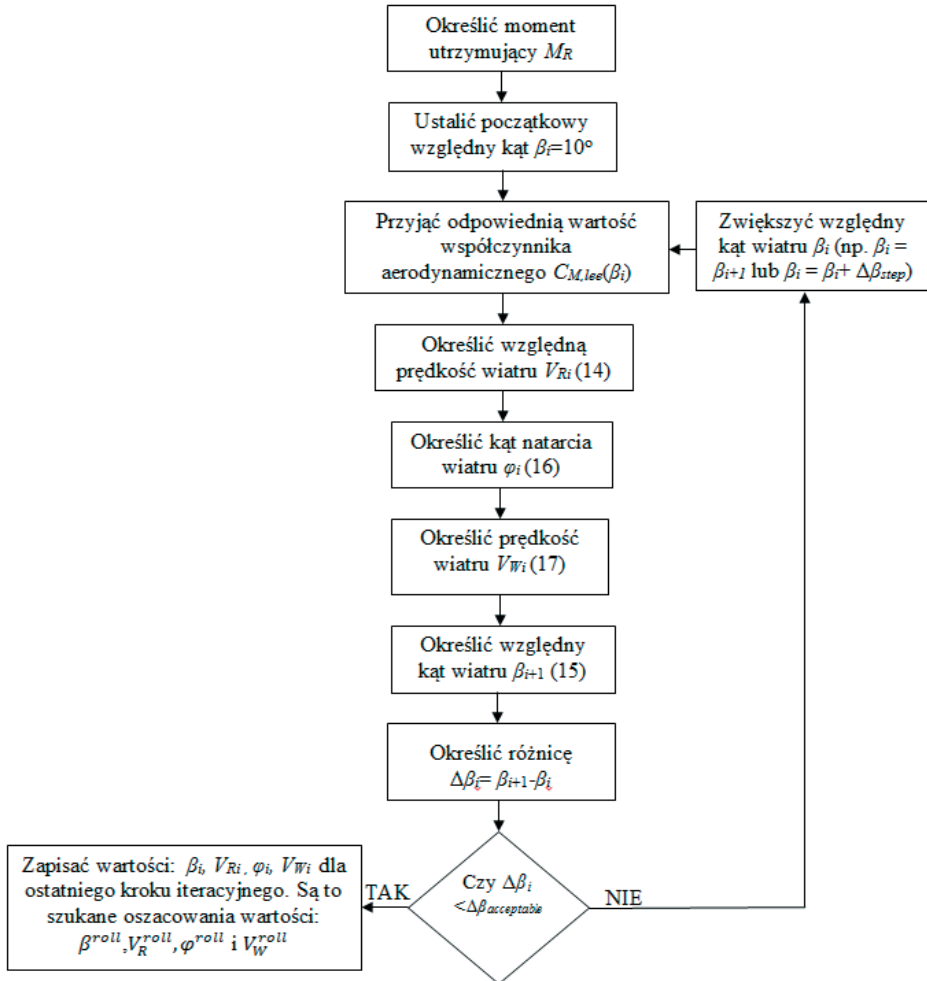
$$V_R^{roll} = \frac{V_T}{\cos(\beta^{roll})} \quad (19)$$

$$V_W^{roll} = V_T \operatorname{tg}(\beta^{roll}) \quad (20)$$

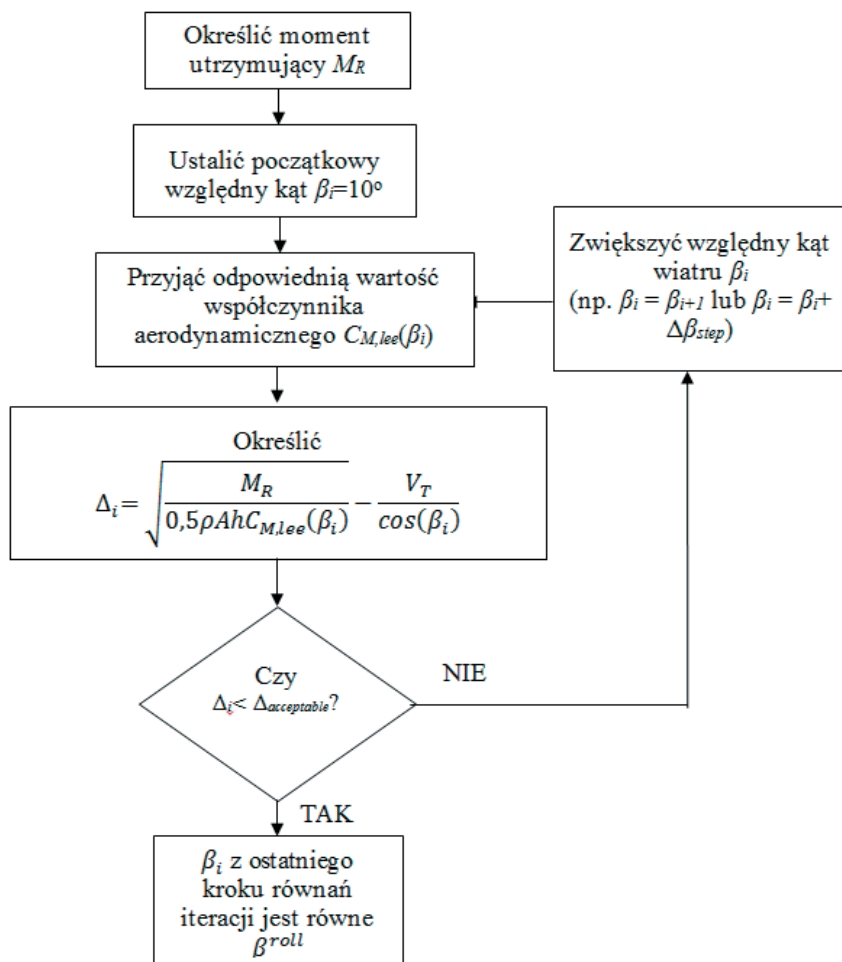
Wzory (21) i (22) można przekształcić do postaci:

$$\sqrt{\frac{M_R}{0,5 \rho A H C_{M,lee}(\beta^{roll})}} - \frac{V_T}{\cos(\beta^{roll})} = 0 \quad (21)$$

Jest to nieliniowe równanie do określenia β^{roll} . Również w tym przypadku potrzebna jest procedura iteracyjna. Schemat przedstawiono na rys. 3. Po określeniu wartości β^{roll} , oszacowaną wartość V_W^{roll} można obliczyć z wzoru 20.



Rys.2. Schemat proponowany przez autora do obliczania krytycznej prędkości wiatru V_W^{roll} dla dowolnego kierunku wiatru φ .

Rys. 3. Schemat określania względnego kąta wiatru β^{roll} .

2.5.3. Przykłady obliczeniowe wyznaczania prędkości krytycznej V_W^{roll} .

- **Przykład 1 - pojazd FEA-B wagon + 1x40ft contener [5]**

Dane wejściowe:

$$\varphi = 90^\circ$$

$$M_R = 180995 \text{ Nm}$$

$$\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$$

$$A = 42,266 \text{ m}^2$$

$$H = 3,117 \text{ m}$$

$$B = \frac{M_R}{0,5\rho AH} = 2243,02 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$V_T = 33,33 \text{ m(s)} \text{ (120 km/h)}$$

β	$C_{M,lee}(\beta)$	$\sqrt{\frac{B}{C_{M,lee}(\beta)}}$	$\frac{V_T}{\cos(\beta)}$	$\Delta_c = \sqrt{\frac{B}{C_{M,lee}(\beta)}} - \frac{V_T}{\cos(\beta)}$	$V_T \operatorname{tg}(\beta)$
[°]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
5	0.05	211.80	33.67	178.14	2.90
10	0.1	149.77	34.01	115.76	5.87
15	0.2	105.90	34.72	71.18	8.93
20	0.29	87.95	35.46	52.49	12.13
25	0.41	73.96	36.63	37.34	15.53
30	0.55	63.86	38.31	25.55	19.23
35	0.68	57.43	40.65	16.79	23.33
40	0.77	53.97	43.29	10.69	27.96
45	0.8	52.95	46.94	6.01	33.33
50	0.8	52.95	52.08	0.87	39.73
55	0.79	53.28	58.47	-5.19	-47.60
90	0.79	53.28	-	-	-

$$\beta^{roll} = 50 + \frac{5 \cdot 39.73}{5 + 47.60} = 53.78^\circ$$

$$V_W^{roll} = 33.33 \cdot \operatorname{tg}(53.78^\circ) = 45.50 \text{ m/s}$$

$$V_{W,stationary}^{roll} = 53.28 \text{ m/s dla } \beta = 90^\circ$$

• **Przykład 2 – sam kontener 3x20ft na wagonie FEA-B**

Dane wejściowe:

$$\varphi = 90^\circ$$

$$m_c = 3 \cdot 2400 = 7200 \text{ kg}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$w_c = 2,438 \text{ m}$$

$$\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$$

$$A_c = 3 \cdot 15,474 = 46,422 \text{ m}^2$$

$$H_c = 2,591 \text{ m}$$

$$B_c = \frac{m_c g w_c}{\rho A_c H_c} = 1168,71 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$V_T = 33,33 \text{ m/s (120 km/h)}$$

β	$C_{Mc}(\beta)$	$\sqrt{\frac{B_c}{C_{Mc}(\beta)}}$	$\frac{V_T}{\cos(\beta)}$	$\Delta_c = \sqrt{\frac{B_c}{C_{Mc}(\beta)}} - \frac{V_T}{\cos(\beta)}$	$V_T \operatorname{tg}(\beta)$
[°]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
5	0.08	120.87	33.67	87.20	2.90
10	0.17	82.91	34.01	48.90	5.87
15	0.27	65.79	34.72	31.07	8.93
20	0.4	54.05	35.46	18.60	12.13
25	0.58	44.89	36.63	8.26	15.53
30	0.78	38.71	38.31	0.40	19.23
35	0.94	35.26	40.65	-5.39	-23.33
40	1.06	33.20	43.29	-10.08	-27.96
45	1.09	32.74	46.94	-14.20	-33.33
50	1.09	32.74	52.08	-19.33	-39.73
90	1.11	32.45	-	-	-

$$\beta^{roll} = 30 + \frac{5 \cdot 19.23}{5 + 23.33} = 33.39^\circ$$

$$V_{Wc}^{roll} = 33.33 \cdot tg(33.39^\circ) = 21.97 \text{ m/s}$$

$$V_{Wc,stationary}^{roll} = 32.45 \text{ m/s}$$

Literatura

- 1 Detachment of containers from freight wagons near Cheddington and Hardendale. 1 March 2008. Raport 12/2009 May 2009, RAIB, Department of Transport.
- 2 Investigation of freight vehicle aerodynamic performance in accordance with GM/RT 2142 Resistance of Railway Vehicles to Roll-Over in Gales. March 2012 RSSB.
- 3 Resistance of Railway Vehicles to Roll-Over in Gales GM/RT 2142 Issue 2. October 2000.
- 4 Resistance of Railway Vehicles to Roll-Over in Gales GM/RT2142 Issue 3. August 2009
- 5 Flaga A. Expert opinion on resistance of railway vehicles to roll-over in gales and on possibility of blowing off 20ft and 40ft freight containers from S04a FEA-B wagons running in the draft of wagons at maximum velocity 120 km/h. Wagony Świdnica S.A. 35 Strzebińska Street, 58-100 Świdnica, 2013.

Resistance of railway vehicles to roll-over in strong across winds

Andrzej Flaga

Wind Engineering Laboratory, Cracow University of Technology, e-mail: LIWPK@windlab.pl

Abstract: In the paper, the problem of resistance of railway vehicles to roll-over in gales was presented and analysed. Basic formulae describing this problem together with the authorial methodology of determination of the intrinsic roll-over wind velocity for a vehicle were derived and analysed.

Keywords: railway vehicles, roll-over, strong wind.

Analiza działania wiatru na układ budynek z rusztowaniem

Paulina Jamińska¹

¹ Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: p.jaminska@pollub.pl

Streszczenie: W niniejszej pracy podjęto próbę określenia wpływu wiatru na układ budynek z rusztowaniem. Analizę przeprowadzono na podstawie symulacji komputerowych w programie ANSYS FLUENT, z wykorzystaniem modelu turbulencji przepływu RNG $k-\varepsilon$. Obliczenia wykonano w przepływie dwuwymiarowym, dla przypadku budynku o przekroju prostokątnym. Zamodelowano opływ samego budynku oraz budynku z rusztowaniem ustawionym przy dłuższej ze ścian, przy czterech różnych kątach natarcia wiatru: 0° , 45° , i 90° 135° . Otrzymane wyniki przedstawiono w postaci wykresów ciśnień na ścianach modelu oraz rozkładów prędkości w domenie i porównano je do zaleceń normowych dotyczących rusztowań. Uzyskane rezultaty wskazują, że opływ rzeczywisty wokół układu budynku z rusztowaniem jest dużo bardziej skomplikowany niż opływ normowy. Oddziaływanie wiatru może powodować siły wywołujące momenty skręcające rusztowanie i w związku z tym prowadzić do zawalenia się rusztowania.

Słowa kluczowe: Komputerowa Mechanika Płynów, model turbulencji $k-\varepsilon$, rusztowanie, budynek o przekroju prostokątnym

1. Wprowadzenie

Oddziaływanie wiatru ma charakter stochastyczny w czasie i przestrzeni. Jest trudne do przewidzenia i może mieć znaczny wpływ na obiekty płytowo-prętowe, jakimi są rusztowania wznoszone przy zewnętrznych ścianach budynków. Pomimo wciąż występujących katastrof budowlanych rusztowań spowodowanych oddziaływaniem wiatru [1], aspekt dotyczący obciążenia wiatrem rusztowań oraz zmiany pola opływu wokół budynku z ustawionym rusztowaniem jest rzadko poruszany w literaturze. Sytuacja ta jest prawdopodobnie związana z faktem, iż zgodnie z definicją, zawartą w normie [2], rusztowania są tymczasowymi konstrukcjami, wznoszonymi głównie na placach budowy.

Dostępna literatura zawiera pozycje skupiające się na stateczności konstrukcji [3], kotwieniu [4], analizie uszkodzeń [5] i nośności węzłów [6] oraz bezpieczeństwie użytkownika [7], [8] i katastrofach rusztowań. Bardzo nieliczne dotąd badania dotyczyły oddziaływania wiatru na budynki z rusztowaniem z zakryciem ochronnym i zostały przeprowadzone w Japonii w skali rzeczywistej [9] oraz w tunelu aerodynamicznym [10].

Niniejsza praca ma na celu wykazanie, iż oddziaływanie wiatru na rusztowanie wzniesione przy ścianie budynku jest znacznie bardziej skomplikowane niż podają zalecenia normowe. Niedoszacowanie wartości sił powstałych w skutek wiatru działającego na tymczasową konstrukcję, może doprowadzić do katastrofy spowodowanej np. przez zbyt rzadkie rozmieszczenie kotew rusztowań. Z drugiej strony, stosowanie dużych wartości współczynników bezpieczeństwa, może prowadzić do sytuacji, w której rusztowanie w ogóle nie byłoby wzniesione, z powodu zbyt dużego obciążenia na nie działającego.

2. Ujęcie normowe oddziaływania wiatru na konstrukcje rusztowań

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. [11] rusztowania, które nie są opisane w instrukcji montażu producenta są rusztowaniami nietypowymi i wymagają wykonania projektu. Ogólne zasady projektowania rusztowań oraz zalecenia dotyczące sposobu zbierania i przykładania obciążenia wiatrem na konstrukcję rusztowania znajdują się w normie [2].

Wartość charakterystyczną wiatru działającą na rusztowanie zapisano w postaci siły, zgodnie ze wzorem:

$$F_k = c_s \cdot \sum_i (c_{fi} A_i q_i) \quad (1)$$

gdzie: c_s – współczynnik miejsca, c_{fi} – współczynnik siły aerodynamicznej, A_i – pole powierzchni odniesienia (powierzchni każdego elementu wystawionego na kierunek działania wiatru), q_i – ciśnienie dynamiczne, i – i -ty element rusztowania.

Współczynnik miejsca c_s oraz aerodynamiczny c_f należy określić na podstawie normy [12] i [13], w zależności od tego czy rusztowanie jest zakryte siatką ochronną czy nie. Dodatkowo, w przypadku rusztowania obciążonego wiatrem prostopadle do elewacji, przy której jest zamocowane, wyznaczając c_s , należy uwzględnić otwory, jakie mogą znajdować się w budynku. Jest to bardzo istotne w przypadku rusztowań przy dopiero wznoszonych budowlach.

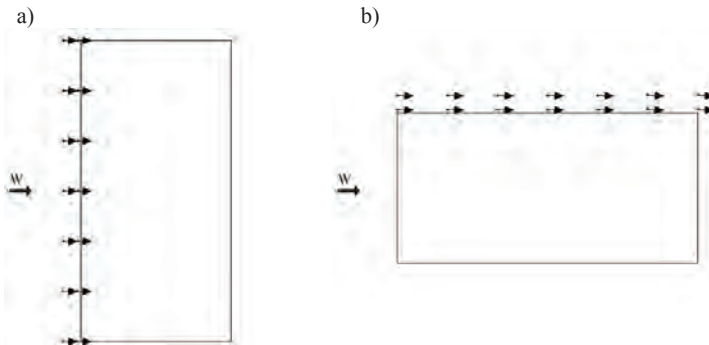
Ciśnienie dynamiczne q_i działające na powierzchnię odniesienia A_i rusztowania wyraża równanie:

$$q_i = c_e \cdot q_b \quad (2)$$

gdzie: c_e – współczynnik ekspozycji, q_b – wartość bazowa ciśnienia prędkości.

Wielkość c_e należy wyznaczyć na podstawie normy [14]. Bazowe ciśnienie prędkości q_b można również odczytać z normy [14], z wykresu znajdującego się w normie [12], lub w przypadku obciążenia roboczego rusztowania przyjąć wartość $q_b = 0,2 \text{ kN/m}^2$, podaną w normie [2].

Zgodnie z zaleceniami normowymi, oddziaływanie wiatru wyrażone za pomocą siły F_k z wzoru (1), należy uwzględnić oddzielenie dla kierunku wiatru równoległego i prostopadłego do fasady, przy której znajduje się konstrukcja rusztowania (rys. 1).



Rys. 1. Normowy schemat przykładania obciążenia wiatrem: a) gdy wiatr działa prostopadle do ściany zewnętrznej budynku, b) gdy wiatr działa równoległe do ściany zewnętrznej budynku.

Występujące najczęściej budynki mają prostokątny przekrój poprzeczny, a na ostrych krawędziach dochodzi do oderwania wirów, co prowadzi do powstania ssania na ścianach bocznych. W przypadku, kiedy wiatr wieje z boku rusztowania, część konstrukcji może znaleźć się w obrębie wiru, co spowoduje pojawienie się sił o przeciwnych zwrotach, działających na rusztowanie, co w rezultacie może doprowadzić nawet do oderwania rusztowania od ściany lub jego silnego skrzywienia.

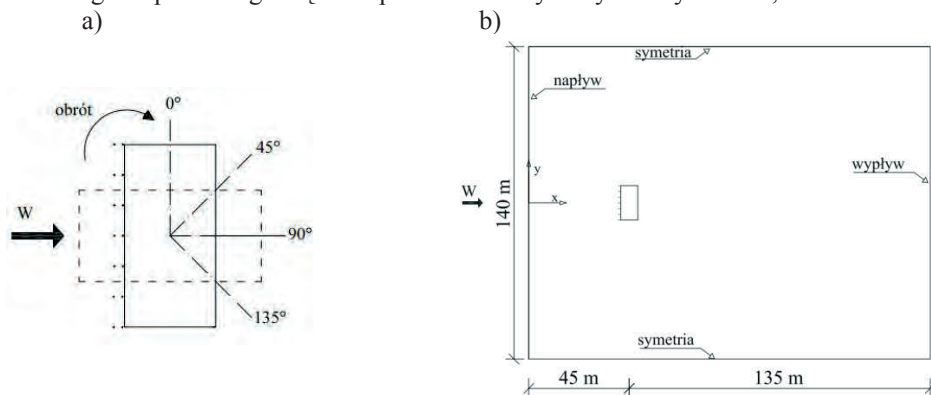
W niniejszej pracy przedstawiono porównanie opływu wynikającego z normy i rzeczywistego, dotyczącego rusztowania bez przekrycia ustawionego przy budynku o prostokątnym przekroju poprzecznym.

3. Model numeryczny

Obliczenia komputerowe opływu dwuwymiarowego wykonano w programie ANSYS FLUENT w wersji 14.0. Do symulacji przepływu niezmiennego w czasie użyto metody objętości skończonych oraz modelu turbulencji $k-\varepsilon$ w wersji RNG [15]. Układ równań

Naviera-Stokes'a był rozwiązywany metodą aproksymacji *simple* do 1000 iteracji, a następnie metodą *coupled*, wyznaczającą w pierwszej kolejności prędkość i ciśnienie, a następnie pozostałe parametry przepływu.

Wykonano obliczenia dwuwymiarowe, dla dwóch przypadków: budynku z rusztowaniem, które zostało przedstawione w postaci słupków rusztowania i samego budynku. Kierunek napływu wiatru zmieniał się co 45° zgodnie ze schematem pokazanym na rys. 2a. Wymiar domeny obliczeniowej wzdłuż i w poprzek przepływu wynosił odpowiednio 180 m i 140 m. Środek modelu budynku o wymiarach $b = 7,72$ m i $d = 15,43$ m znajdował 45 m od początku układu współrzędnych umieszczonego na środku wlotu domeny (rys. 2b). Rusztowanie modelowały słupki, przyjęte w obliczeniach płaskich jako koła o średnicy 0,0483 m. Wzdłuż dłuższej ściany budynku ustawiono czternaście słupków w dwóch rzędach przedstawiających sześć pól rusztowania o wymiarach 2,572 m x 0,732 m. Odległość pierwszego rzędu słupków od fasady budynku wynosiła 0,15 m.

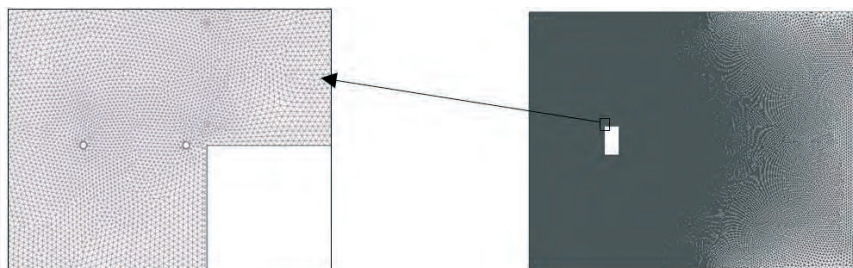


Rys. 2. Przyjęte założenia: a) obrót modelu, b) domena obliczeniowa.

W domenie obliczeniowej zastosowano następujące warunki brzegowe: na krawędzi zewnętrznej – napływ (*velocity inlet*), na krawędziach domeny równoległych do kierunku przepływu – symetria (*symmetry*), na krawędzi równoległej do wlotu domeny – wypływ (*outflow*). Na krawędziach modelu oraz na słupkach rusztowania użyto warunku ściana (*wall*), bez poślizgu (*no slip*).

Wszystkie symulacje przeprowadzono przyjmując prędkość wiatru na wlocie $u = 10$ m/s, intensywności turbulencji $I_u = 10\%$ oraz skali długości turbulencji $L = 140$ m. Liczba Reynoldsa wyznaczona na podstawie wymiaru modelu oraz początkowej prędkości wiatru wynosiła $Re = 1,06 \times 10^7$.

Siatka obliczeniowa domeny została wygenerowana w programie Gambit. Dla budynku bez rusztowania zawierała 561436 trójkątnych komórek i 282922 wierzchołków, dla budynku z rusztowaniem 560890 trójkątnych komórek i 282502 wierzchołków. Przy obliczeniach budynku z rusztowaniem, siatka różniła się wyłącznie brakiem elementów w miejscu występowania słupków rusztowania. Na rys. 3 pokazano siatkę domeny obliczeniowej.

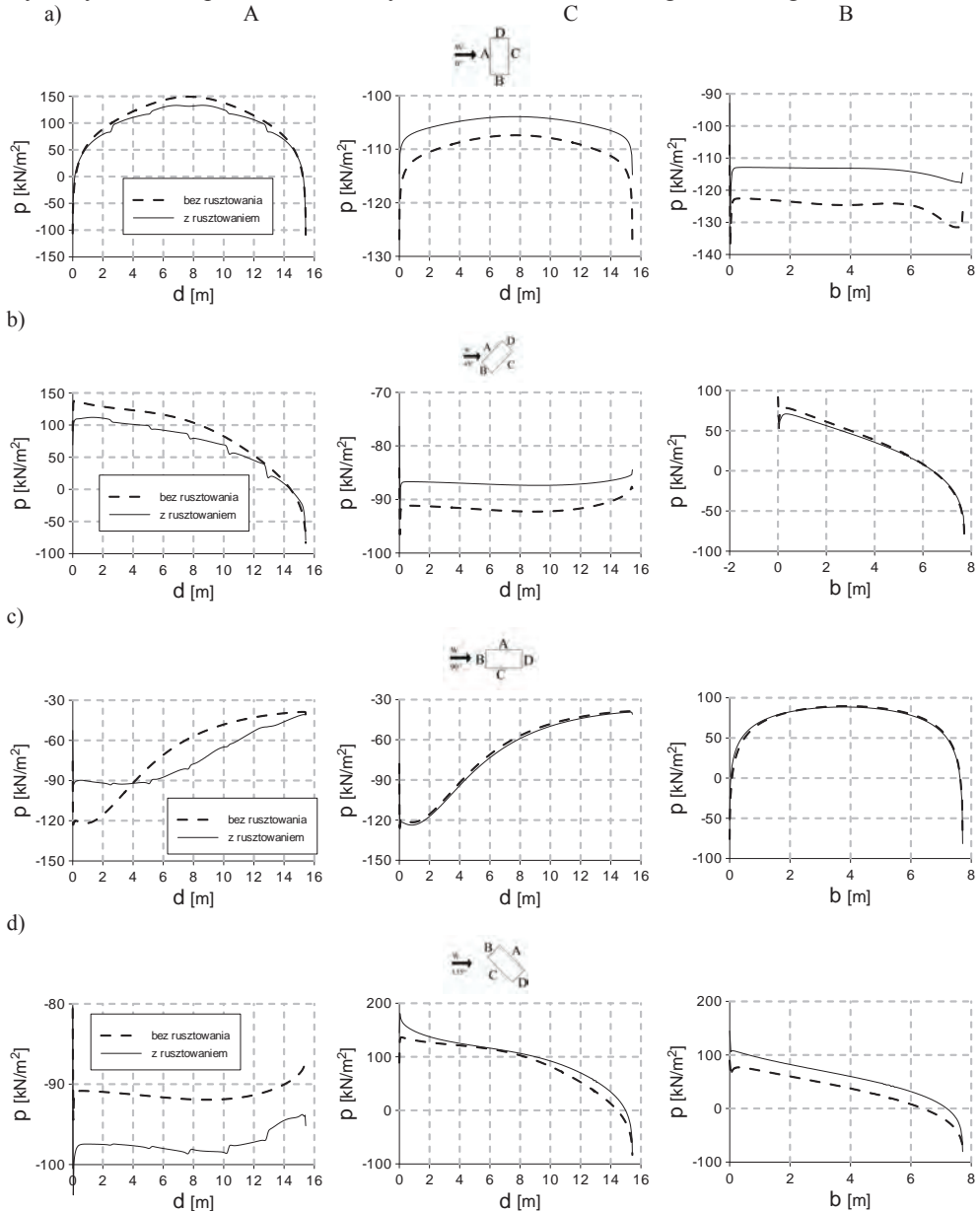


Rys. 3. Siatka domeny obliczeniowej w wariancie ze słupkami.

4. Analiza wyników obliczeń

W wyniku przeprowadzonych symulacji otrzymano pola wypadkowej prędkości wiatru, rozkład ciśnienia na ścianach modelu oraz siły skupione działające na rusztowanie.

W celu ułatwienia interpretacji wyników wprowadzono następujące oznaczenia ścian – w ustawieniu 0° ściana A jest nawietrzną, B i D są ścianami bocznymi, zaś C to ściana zawietrzna. Rusztowanie było ustawione przy ścianie A. Te same oznaczenia zostały wykorzystane do opisu ścian dla innych kątów natarcia, według załączonego schematu.



Rys. 4. Rozkład ciśnienia na ścianach budynku przy kącie natarcia wiatru: a) 0° , b) 45° , c) 90° , d) 135° .

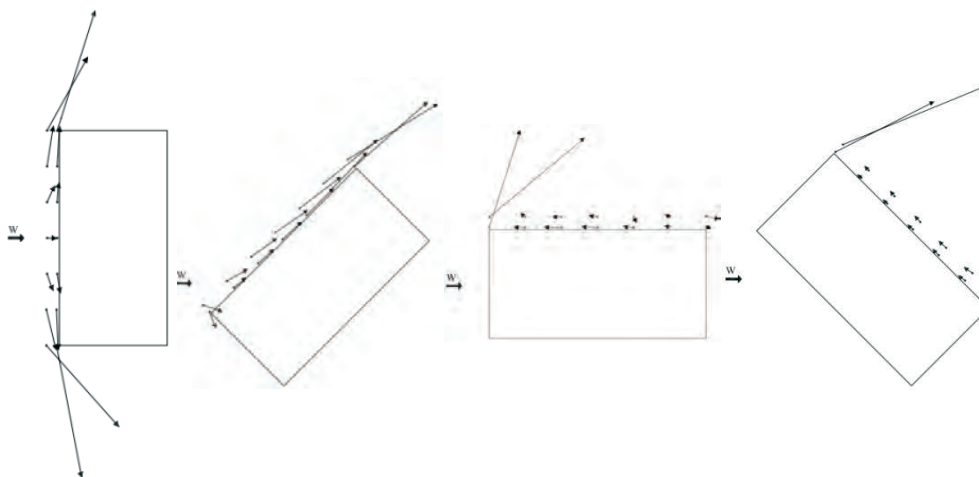
Na rys. 4 widać wyraźnie zmianę wartości ciśnienia na ścianie A za słupkami, przy czym dla kąta 0° i 45° jest to spadek parcia, dla kąta 90° przy krawędzi nawierzchni spadek ssania, zaś przy krawędzi zawietrznej wzrost, natomiast dla kąta 135° na całej długości ściany występuje wzrost ssania. Kształt rozkładu ciśnienia jest zbliżony we wszystkich przypadkach oprócz ściany A przy kącie natarcia wiatru 90° . Różnica ta jest prawdopodobnie wywołana faktem, iż wir oderwany na krawędzi ściany nawierzchni został odsunięty od ściany bocznej przez słupki rusztowania znajdujący się przy tej krawędzi.

W przypadku kąta natarcia 0° (ściany C i B) i 45° (ściana B) widać również mniejsze ssanie dla budynku z rusztowaniem. Słupki znajdujące się na ścianie od strony nawierzchni spowodowały zmniejszenie się wartości prędkości oraz parcia na ścianie A, a co za tym idzie zmniejszenia prędkości oraz ciśnienia na ścianach B, D oraz C. Z kolei wartości ciśnienia na ścianie C praktycznie nie różnią się w przypadku kąta natarcia wiatru 90° i 135° , ponieważ rusztowanie w tych ustawieniach nie znajduje się od strony nawierzchni. Opływ dla ściany C jest bardzo bliski opływowi budynku bez rusztowania (90° i 135°).

Na podstawie ciśnienia statycznego działającego na powierzchnie słupków rusztowania wyznaczono wartości sił wypadkowych od oddziaływania wiatru (rys. 5). Porównując zwroty uzyskanych sił z zaleceniami normowymi (rys. 1) widać, że łącznie się one między sobą różnią. W przypadku napływu prostopadłego do ściany rusztowaniem, siły aerodynamiczne nie działają prostopadle na słupki rusztowania. Słupki znajdujące się w środku przepływu przy ścianie budynku, jest obciążony tak małą siłą, iż można ją przyjąć za zerową. Na słupki odsunięte ku krawędziom od środka ściany, czyli punktu stagnacji działają siły o zwrotach niemal równoległych do ścian, a ich wartość znacznie wzrasta w narożu, czyli miejscu odrywania wirów.

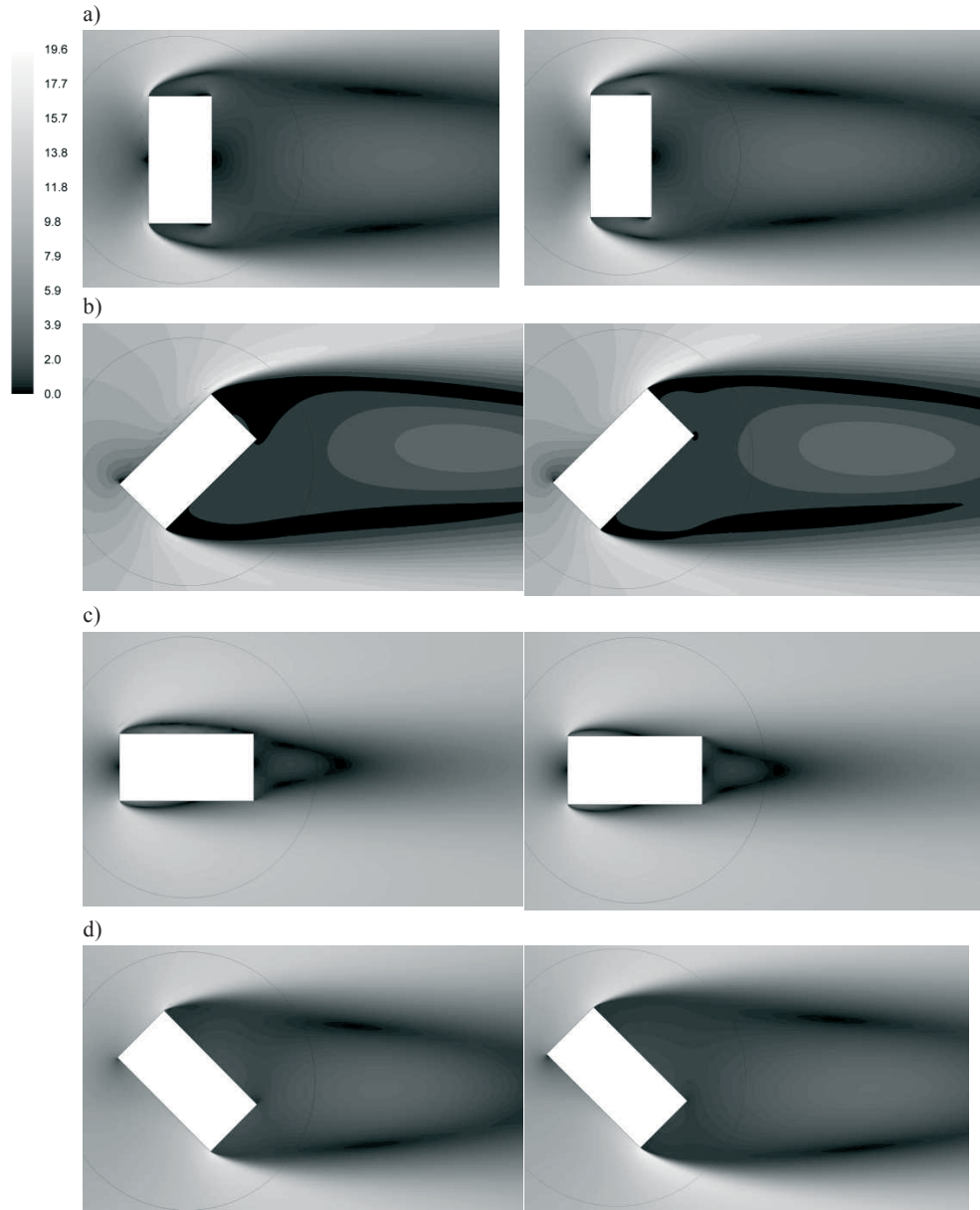
Gdy kąt natarcia wiatru jest równoległy do fasady budynku z rusztowaniem, siły działające na słupki, nie mają – tak jak jest to w przypadku normowym – zwrotów zgodnych z kierunkiem przepływu. Na krawędzi nawierzchni następuje oderwanie się wiru (siły są skierowane po kątem), który sprawia, że na dalsze słupki rusztowania działają siły o zwrocie przeciwnym do kierunku wiatru przed budynkiem.

W przypadku kąta natarcia wiatru 45° , siły działające na rusztowanie są równoległe do ściany budynku, ich zwrot jest zgodny z przepływem, a przy narożu ściany następuje zwiększenie ich wartości, wywołane przyspieszeniem wiatru. Przy kącie 135° ściana z rusztowaniem znajduje się w strefie podciśnienia, a wiatr nie oddziałuje na nią bezpośrednio. Siły działające na słupki rusztowania spowodowane są wirem odrywającym się z krawędzi nawierzchni, mają małą wartość, są równoległe do ściany. Na rusztowanie znajdujące się przy narożu, działa z kolei duże parcie, spowodowane odrywaniem się wiru (podobnie jak dla kąta 90°).



Rys. 5. Siły aerodynamiczne działające na słupki rusztowania.

Pola prędkości wiatru w domenie obliczeniowej, w zależności od kąta natarcia pokazano na rys. 6. Wprowadzenie rusztowania przy dłuższej ze ścian budynku nie zmienia w znaczny sposób opływu tego układu. Jedynie przy kącie obrotu 90° widać, że wir oderwany na krawędzi zewnętrznej jest dłuższy na ścianie gdzie znajduje się rusztowanie.



Rys. 6. Pola średniej prędkości przepływu wiatru w domenie obliczeniowej w przypadku układu budynku z rusztowaniem (od lewej) i bez (z prawej): a) 0° , b) 45° , c) 90° , d) 135° .

5. Wnioski

Przeprowadzone badania mają charakter wstępny. Analizy wykonano dla przepływu dwuwymiarowego, dzięki czemu znacznie skrócono czas potrzebny na modelowanie i wykonanie obliczeń. Jednocześnie wykonanie badań płaskich poziomego przekroju budynku z rusztowaniem odpowiada zaleceniom normowym, przy projektowaniu rusztowań, do których porównano otrzymane wyniki. W przyszłości planowane jest przeprowadzenie obliczeń dla modelu 3D opływu budynku z rusztowaniem, jednakże trzeba mieć na uwadze, że duża różnica pomiędzy średnicą słupka rusztowania, a długością ściany budynku może znacznie utrudnić modelowanie i obliczenia.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń wskazują jednoznacznie, iż opływ budynku z rusztowaniem zalecany przez normy europejskie, jest niezgodny z rzeczywistością. Proponowane przez normy obciążenie prostopadłe do fasady budynku, przy którym ustawiono rusztowanie może być prawdziwe tylko w przypadku bardzo dużych otworów w budynku. Rzeczywiste siły wywołane przez wiatr, znacznie różnią się kierunkiem, zwrotem oraz wartością. Fakt ten może doprowadzić do sytuacji, w której źle zaprojektowane rusztowanie ulegnie zawaleniu.

Problem obciążenia wiatrem rusztowań jest wciąż zagadnieniem nie poznanym w wystarczającym stopniu. Oddziaływanie wiatru może spowodować zmianę rozkładu sił wewnętrznych w elementach rusztowania, w tym wzrost wartości sił normalnych w stężeniach, który może doprowadzić do przekroczenia nośności węzłów, w których zamocowane są stężenia.

Przeprowadzone badania mają prowadzić do opracowania nowych, właściwych zaleceń dotyczących obciążenia wiatrem podczas analizowania stanu naprężenia w konstrukcji rusztowania, sformułowanych na podstawie pełnej znajomości opływu powietrza wokół układu budynek-rusztowanie

Pomimo, iż w przeprowadzonych symulacjach opływ wokół budynku nie uległ dużej zmianie w związku ze wstawieniem rusztowania, planuje się sprawdzenie czy w przypadku innych kształtów budynku będzie podobnie. Pełniejsze wyjaśnienie zmian spowodowanych wstawieniem rusztowania w pole wiatru dadzą obliczenia zmienne w czasie, które również planuje się wykonać.

Literatura

- 1 Kajfasz S. Lektje z awarii 2005 - 2007 za granicą. Mat. XXIII Konferencji Naukowo-Technicznej „Awarie budowlane” (2007) 67-80.
- 2 PN-EN 12811-1. Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy. Część 1: Rusztowania. Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- 3 Chan S. L., Zhou Z. H., Chen W. F., Peng J. L., Pan A. D. Stability analysis of semirigid steel scaffolding. *Engineering Structure* 17 (8) (1995) 568–574.
- 4 Algin H. M. Investigation of masonry wall fixings subject to pullout load and torque. *Construction and Building Materials* 21(12) (2007) 2041-2046.
- 5 Lacalle R., Cicero S., Ferreno D., Alvarez J. A. Failure analysis of a bolt in a scaffolding system. *Engineering Failure Analysis*, 15(3) (2008). 237-246.
- 6 Pieńko M., Błazik-Borowa, E. Numerical analysis of load-bearing capacity of modular scaffolding nodes. *Engineering Structures* 48 (2013) 1-9.
- 7 Whitaker S.M., Graves R. J., James M., McCann P. Safety with access scaffolds: Development of prototype decision aid based in accident analysis. *Journal of Safety Research* 34 (2003) 249-261.
- 8 Halperin K. M., McCann M. An Evaluation of scaffold safety at construction sites. *Journal of Safety Research* 35 (2004) 141-150.
- 9 Ohdo K., Takanashi S., Hino Y., Saito K. Measurement of Wind Load Acting on the Scaffolds, Specific Research Reports of the National Institute of Industrial Safety. NIIS-SRR-NO.31 (2005) 9-18.
- 10 Wang F., Tamura Y. Yoshida A., Okada R. Wind force characteristics of scaffoldings with sheets. BBAA7, 2012.

- 11 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych. Dz.U. 2003 nr 47 poz. 401
- 12 PN-EN 12810-1:2010. Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 1: Specyfikacje techniczne wyrobów.
- 13 PN-EN 12810-2:2010. Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – część 2: Specjalne metody projektowania konstrukcji.
- 14 PN-EN 1991-1-4. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania wiatru.
- 15 Błazik-Borowa E. Problemy ze stosowaniem modelu turbulencji k- ϵ do wyznaczania parametrów opływu budynków. Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2008.

The Analysis of wind action on building and scaffolding system

Paulina Jamińska¹

¹ *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: p.jaminska@pollub.pl*

Abstract: In the present study an attempt to evaluate the effect of wind action on the building - scaffolding system was made. Analysis was based on the CFD simulations using ANSYS FLUENT and RNG k - ϵ turbulence model. Calculations were performed for 2D case of building of rectangular cross-section. Turbulent wind flow was modelled around the building and the building with a scaffolding set along longer wall. Four different angles of wind attack: 0 °, 45 °, 90 ° and 135 ° were taken into account. The results are shown in the form of pressure distribution on the walls of model and the velocity distribution in the computational domain, and later compared to the standard recommendations for scaffoldings. The analysis indicated that the actual flow around a building with scaffolding is much more complicated than the flow shown in standards. It can even lead to scaffold collapse due to the wind induced torque forces.

Keywords: CFD, scaffolding, turbulent flow, rectangular building.

Symulowanie w tunelu aerodynamicznym wpływu wiatru na rozkład obciążenia śniegiem dachów

Grzegorz Kimbar

Institut Techniki Budowlanej, e-mail: g.kimbar@itb.pl

Streszczenie: Referat przedstawia problematykę prognozowania obciążenia śniegiem na dachach, istotności wpływu wiatru na to obciążenie oraz zakresu użycia tuneli aerodynamicznych wraz z bardziej szczegółowym opisem stanowiska badawczego Politechniki Krakowskiej. Autor omawia zakres badań eksperymentalnych i teoretycznych dotyczących modelowania obciążenia śniegiem przeprowadzonych w latach 2004-2012 w tunelu aerodynamicznym z warstwą przyścienną Laboratorium Inżynierii Wiatrowej PK. Były to trzy badania modelowe dotyczące zadaszania dużych obiektów widowiskowo-sportowych w stadium realizacji, a także jedna praca dotycząca płaskich dachów w ogólności.

Słowa kluczowe: obciążenie śniegiem, wiatr, tunel aerodynamiczny, badania modelowe

1. Wprowadzenie

Obciążenie śniegiem jest jednym z podstawowych obciążeń środowiskowych działających na budowlę. Mimo to, wiarygodne przewidywanie poziomu i rozkładu tego obciążenia pozostaje trudne. W Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej z inicjatywy kierownika prof. dr hab. inż. Andrzeja Flagi od 2004 roku prowadzone są prace teoretyczne i eksperymentalne z tego zakresu. Autor był głównym wykonawcą prac w zespole: prof. dr hab. inż. Andrzej Flaga, mgr inż. Piotr Matys, mgr inż. arch. Łukasz Flaga, mgr inż. Renata Rzeżocka, dr inż. Grzegorz Bosak.

2. Problematyka obciążenia śniegiem dachów

Zjawiska prowadzące do uformowania się pokrywy śnieżnej można podzielić na trzy grupy: 1) tworzenia się w górnych warstwach troposfery dyspersji śnieżnej, a następnie jej opadu 2) przemian fazowych pokrywy śnieżnej 3) mechanicznego przemieszczania się pokrywy śnieżnej pod wpływem różnych czynników. Nastęstwo działania tych czynników podczas zimy prowadzi do gromadzenia się i przemieszczania pokrywy śnieżnej, która głównie poprzez swój ciężar oddziałuje na dachy budowli. Podobne zjawiska zachodzą w stosunku do pokrywy śnieżnej zgromadzonej na gruncie. Ilościowe różnice w zachodzeniu tych zjawisk na gruncie i na dachach są podstawowym zagadnieniem w przewidywaniu obciążenia śniegiem konstrukcji. Dzieje się tak, ponieważ same zjawiska klimatyczne decydujące o ilości śniegu rzadko są przedmiotem modelowania w zagadnieniach budownictwa. Podchodzi się do nich poprzez obróbkę statystyczną danych pochodzących ze stacji meteorologicznych, to jest mierzonego w nich wynikowego obciążenia śniegiem gruntu. Przejście z danych klimatycznych opracowanych pod kątem ryzyka wysokich opadów śniegu na obciążenie śniegiem konkretnej budowli musi uwzględniać specyfikę rozważanego obiektu pod każdym względem, który w istotny sposób różni go od poletka pomiarowego stacji meteorologicznej. Różnice te (mówiąc w uproszczeniu) wyraża współczynnik kształtu dachu μ .

Z wyjątkiem wpływu ciepła pochodzącego z wnętrza budynku wszystkie różnice w zachodzeniu zjawisk formowania się obciążenia śniegiem pośrednio wynikają z kształtu dachu i jego otoczenia. Szczególnie wyraźne jest to w przypadku działania wiatru na pokrywę śnieżną. Na poletku meteorologicznym wpływ wiatru jest pomijalny – przypadku dachów budynków okoliczne budowle i inne przeszkody modyfikują

koncentrację dyspersji śnieżnej podczas opadu, a po opadzie tworzą rejonu erozji i akumulacji śniegu w efekcie wywołując znaczne niejednorodności w rozkładzie masy śniegu.

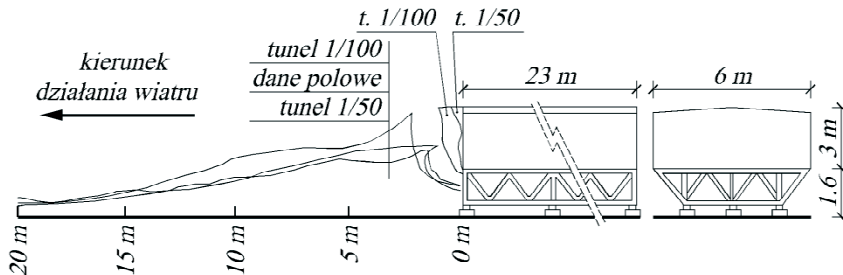
3. Tunele aerodynamiczne

Celem przeprowadzania badań nad transportem śniegu wywołanego wiatrem może być zarówno poznanie samego zjawiska jak i określenie rozkładu obciążenia projektowanej budowli. Badania odbywać się mogą w tunelach aerodynamicznych, lecz możliwe jest także przeprowadzanie badań w środowisku zewnętrznym na zmniejszonych modelach [1,2]. Badania na modelach zmniejszonych wymagają ustalenia kryteriów podobieństwa, to jest warunków jakim powinny odpowiadać badania eksperymentalne, aby możliwe było przeniesienie parametrów i wyników pomiędzy sytuacją eksperymentalną (modelu), a obiektu w pełnej skali (prototypu).

W literaturze można spotkać wiele różnorodnych liczb podobieństwa od prostych zależności dotyczących pojedynczych parametrów śniegu takich jak kąt stoku naturalnego, przez liczby podobieństwa będące modyfikacjami klasycznych liczb Reynoldsa i Frouda, aż do skomplikowanych zależności mających na celu całościowe ujęcie zjawisk wpływu przepływu na złożę cząstek [3]. W przedstawionych poniżej badaniach przeprowadzonych w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej stosowano autorskie [4] kryteria podobieństwa bazujące na analizie zagadnień sił działających na cząstki dyspersji i złoża cząstek śniegu i substancji symulującej śnieg.

Za ustaleniem kryteriów podobieństwa idzie przede wszystkim dobór substancji, która odtwarza w warunkach modelowych zachowanie się dyspersji śnieżnej i pokrywy śnieżnej; Z kryteriów tych wynikają także warunki przepływu płynu (powietrza lub wody w tunelach wodnych), który ma wywierać ilościowo podobny skutek jak wiatr na rzeczywisty śnieg.

Kwok [5] poddał badaniu modele budynku stacji arktycznej w skali 1/100 i 1/50 (rys. 1). Jako materiału symulującego śnieg użyto sody oczyszczonej. W pracy rozważano 12 różnych liczb podobieństwa odnoszących się do przedmiotowych zjawisk.



Rys. 1. Badania modelowe formowania się zasy za arktyczną stacją badawczą (na podstawie [5]).

Osłony przeciwnieżne w postaci płotów są jednymi z najlepiej poznanych obiektów w zagadnieniach transportu śniegu. Dlatego są często wybierane jako modele tunelowe przy sprawdzaniu wyników przewidywań teoretycznych. Prace takie prowadzili na przykład Kind i Murray [6].

4. Stanowisko badawcze

Stanowisko badawcze (rys. 2) stanowiło rozbudowę istniejącego tunelu aerodynamicznego z warstwą przyścienną znajdującego się w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej [7]. Jest to tunel umożliwiający prowadzenie badań zarówno w obiegu otwartym jak i zamkniętym. Przedstawione niżej badania prowadzono w obiegu zamkniętym, choć ze względu na obecność substancji symulującej śnieg planowano pierwotnie prowadzenie ich przy otwartych czerpni i wyrzutni powietrza, tak aby oczyszczać powietrze. W praktyce jednak takie rozwiązanie okazało się niemożliwe ze względu na występujący wówczas w przestrzeni pomiarowej obieg powietrza wymuszony

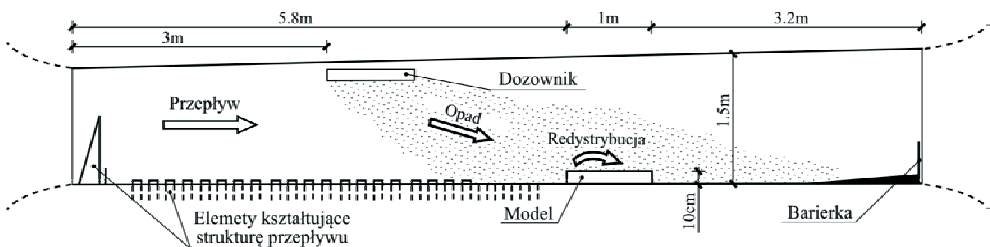
naturalnym wiatrem. Badania prowadzone były przy stosunkowo niewielkiej prędkości napływu (maksymalnie ok. 2,5m/s) i nawet w warunkach prawie bezwietrznej pogody trudne było utrzymanie stabilnych warunków eksperymentu. Tunel aerodynamiczny wyposażono dodatkowo w dozownik substancji symulującej śnieg (jest to sito o wymiarach około 1m×2m o regulowanej prędkości ruchu), a także w różnorodny zestaw elementów zabezpieczających przed rozprzestrzenianiem się tej substancji po wnętrzu laboratorium (ten techniczny aspekt badań okazał się dość trudny i kłopotliwy praktycznie).

Stworzenie tego stanowiska było możliwe głównie dzięki grantowi badawczemu (Nr N506 011 32/1374) przyznanemu przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego na wykonanie projektu pt. „Badania eksperymentalne wpływu wiatru na rozkład obciążenia śniegiem na płaskich dachach o dużych rozpiętościach”.

Typowe badanie odbywały się w czterech etapach: 1) wykonanie modelu obiektu oraz modelowanie warstwy przyściennej przepływu w zadanej skali i zgodnie z użytymi kryteriami podobieństwa; 2) modelowanie opadu śniegu; 3) modelowanie przemieszczania się śniegu pod wpływem przepływu; 4) obróbka danych pomiarowych. W każdym z zrealizowanych badań jako substancji symulującej użyto drobno sproszkowanego styropianu. Właściwości tej substancji w najlepszy sposób spełniały proponowane kryteria podobieństwa zarówno w sytuacji modelowania opadu śniegu jak i wywołanego wiatrem przemieszczania pokrywy śnieżnej.

W etapie pierwszym pomiar struktury przepływu warstwy przyściennej wykonywany był zwykle przy pomocy zestawu czujników termooanemometrycznych. Otrzymane z tych pomiarów po wstępnej obróbce parametry prędkości średniej i turbulentnej były używane do wyregulowania elementów tunelu kształtujących warstwę przyścienną tak aby odpowiadały warunkom prototypowym (w pełnej skali).

Etapy drugi i trzeci składały się zwykle z serii eksperymentów różniących się ustawieniem (kierunek wiatru) bądź konfiguracją (kształt) modelu w przestrzeni pomiarowej. Każdy z eksperymentów kończył się pomiarem kształtu modelu. Pomiaru tego dokonywano metodami optycznymi: początkowo urządzeniem fotogrametrycznym własnego projektu, ostatecznie skanerem 3D światła białego (rys. 8). Symulację opadu prowadzono do uzyskania warstwy o grubości nadającej się do pomiaru, tym samym zakładając liniowość procesu odkładania się warstwy złoża cząstek i zaniedbując ewentualne sprzężenia śnieg-przepływ (wpływ kształtu pokrywy śnieżnej na ogólny wpływ obiektu). Zwykle oznaczało to użycie kilkudziesięciu litrów substancji symulującej śnieg. Badania przemieszczania się cząstek prowadzono do uzyskania stanu równowagi, to jest do momentu w którym mimo działającego przepływu grubość warstwy nie ulegała już zmianie (zwykle kilkanaście minut).



Rys. 2. Typowa aranżacja przestrzeni pomiarowej tunelu aerodynamicznego LIW-PK podczas badań.

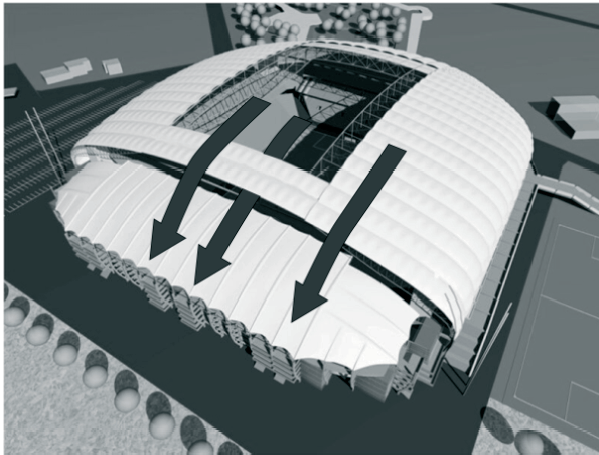
Uzyskane z pomiaru kształtu modelu dane musiały być dalej przetworzone. W szczególności konieczne było wyznaczenie grubości złoża cząstek poprzez porównanie kształtu modelu „zaśnieżonego” i „czystego”, wyznaczenie względnej grubości złoża cząstek (odpowiednika współczynnika μ), uwzględnienia lokalnych warunków wiatrowych w rejonie prototypowego obiektu itd. Wszystkie te operacje miały na celu stworzenie prognozy obciążenia śniegiem na podstawie „surowych” danych pomiarowych z tunelu aerodynamicznego.

5. Zrealizowane badania

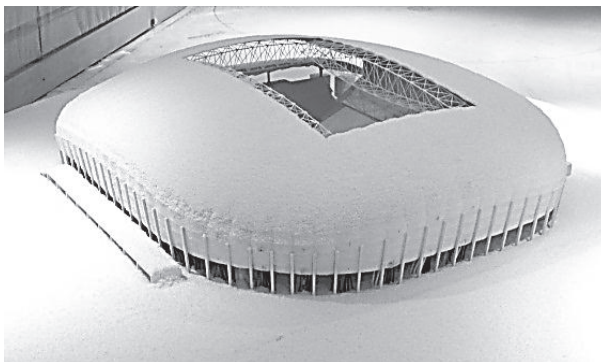
5.1. Stadion Miejski w Poznaniu

Badania na modelu Stadionu Miejskiego w Poznaniu zostały zlecone Politechnice Krakowskiej przez firmę projektową Modern Constructions Systems (MCS) na etapie prac obliczeniowo-konstrukcyjnych. W Laboratorium Inżynierii Wiatrowej najpierw zostały wykonane badania dotyczące rozkładu obciążenia wiatrem na dachu stadionu, a następnie przedstawione poniżej badania prognostyczne rozkładu obciążenia śniegiem.

Ze względu na przeprowadzoną rozbudowę dach tego stadionu składa się z dwóch części, przypominając normowy schemat dachu przylegającego do wyższej budowli. Mimo to przepływ wiatru na tym obiekcie może dalece różnić się od spodziewanego na typowym dachu przylegającym (rys. 3). Fakt ten znacząco wpływa również na formowanie się obciążenia śniegiem.



Rys. 3. Spodziewany przepływ powietrza przez dach Stadionu Miejskiego w Poznaniu (na podstawie wizualizacji projektowej MCS).



Rys. 4. Widok modelu w przestrzeni badawczej (archiwum autora).

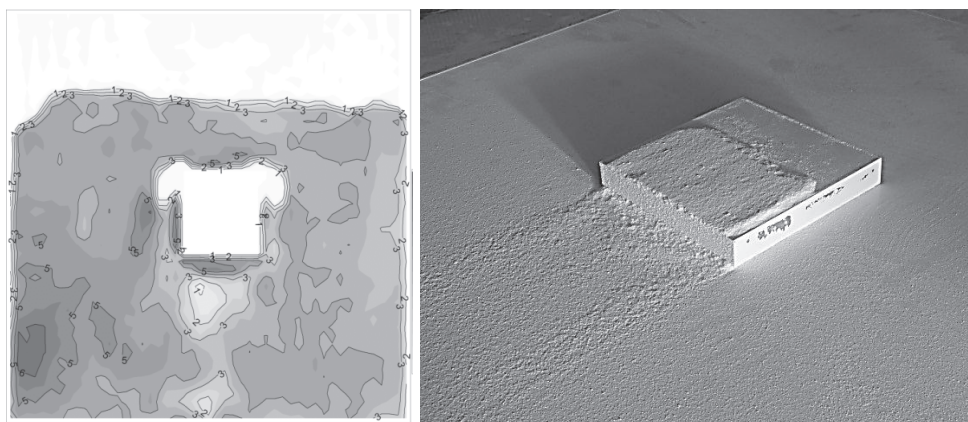
Na zmniejszonym modelu w skali 1:250 (rys. 4) przeprowadzono 5 eksperymentów dla opadu śniegu różniących się kierunkiem napływu wiatru (co 45° dla połowy pełnego koła ze względu na symetrię obiektu), a także 5 analogicznych eksperymentów dla redystrybucji. Podczas symulacji opadu prędkość referencyjna przepływu (na wysokości wierzchołka modelu) wynosiła $0,9\text{m/s}$ co zgodnie z zaproponowanymi kryteriami podobieństwa odpowiadało prędkości wiatru około $4,5\text{m/s}$. Modelowanie redystrybucji

wywołanej wiatrem odbywało się przy prędkości przepływu zwiększonej do 2,5m/s (co odpowiada prędkości wiatru 14,5m/s).

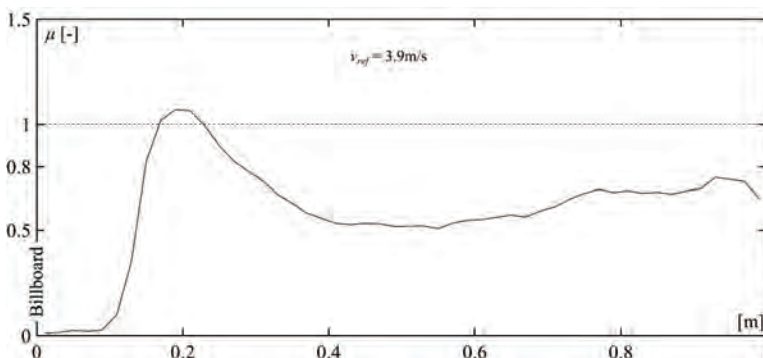
Efektem badań było 9 schematów obciążenia śniegiem: jeden podstawowy (odpowiadający zrównoważonemu procesowi formowania się pokrywy śnieżnej) i 8 dla kolejnych kierunków napływu wiatru ujmujących skrajną modyfikację obciążenia przez działający wiatr.

5.2. Płaskie dachy o dużych rozpiętościach

W listopadzie 2009 przeprowadzono badania na modelach płaskich dachów. Badania zostały wykonane w ramach grantu badawczego przyznanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego na wykonanie projektu pt. „Badania eksperymentalne wpływu wiatru na rozkład obciążenia śniegiem na płaskich dachach o dużych rozpiętościach”. Wykonano prostopadłościenny model budynku z wymiennymi elementami umożliwiającymi uzyskanie wielu konfiguracji kształtu (odłączane attyki, świetliki, billboard itp.). Wynikiem badań była analiza kryteriów podobieństwa stosowanych w badaniach, oraz jakościowe wnioski dotyczące zachowania się śniegu na dachach budynków o dużych rozpiętościach. Przykładowe wyniki przedstawiono na rys. 5 i 6.



Rys. 5. Przykładowa mapa wysokości pokrywy złoża cząstek (w mm) oraz fotografia przedstawiająca zbliżenie świetlika na dachu modelu w przestrzeni pomiarowej (archiwum autora).



Rys. 6. Przekrój przez wysokość złoża cząstek na płaskim dachu z zainstalowanym billboardem.

5.3. Hala Widowiskowo-Sportowa Kraków-Czyżyny

W marcu 2012 roku na zlecenie Mostostal Warszawa S.A. przeprowadzono w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej analizę prognozowanego

obciążenia śniegiem na projektowanym dachu Hali Widowiskowo-Sportowej Kraków-Czyżyny. Obiekt ten odznacza się ciekawą pod względem obciążenia śniegiem geometrią – jest połączeniem niskich kopuł w zestaw przypominający dach przylegający do wyższej konstrukcji.

Takie połączenie geometrii (rys. 7) jest szczególnie ciekawe pod względem kształtowania się obciążenia śniegiem pod wpływem wiatru ze względu na możliwość tworzenia się na niższym dachu worków śnieżnych i osuwania się śniegu z dachu wyższego na niższy. Wynikiem badania było oszacowanie ilościowe współczynnika kształtu dachu. Przemieszczenie złoża cząstek następowało również na wyższym dachu powodując głównie gromadzenie się obciążenia na zawietrznych krawędziach.



Rys. 7. Dach modelu niższej hali („treningowej”) kompleksu Hali Widowiskowo-Sportowej Kraków-Czyżyny podczas badania opadu (archiwum autora).

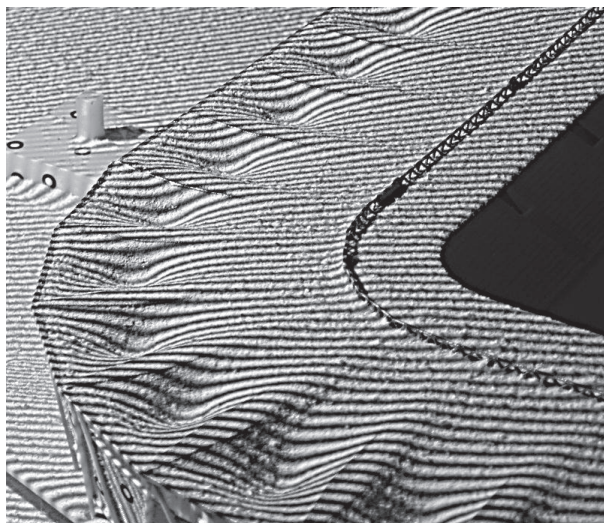
5.4. Stadion Miejski w Łodzi

Badania dotyczące projektowanego zadaszania Stadionu Miejskiego w Łodzi wykonano w Politechnice Krakowskiej we wrześniu 2012 roku na zlecenie Perbo Inwestycje. Podobnie jak w wypadku stadionu Poznańskiego najpierw wykonano pomiary obciążenia wiatrem, a następnie przeprowadzono symulację opadu i przemieszczania się śniegu.

W laboratorium wykonano model stadionu w skali 1:200 dokładnie odwzorowując projektowaną geometrię przekrycia, oraz z mniejszą, ale dostateczną dokładnością, otoczenie budowli w promieniu 200m od centrum obiektu.

Badania opadu prowadzono przy referencyjnej prędkości przepływu 4,7m/s co odpowiada prędkości 3,83m/s na wysokości 10m dla prototypu; natomiast badania przemieszczania się pokrywy śnieżnej przy prędkości 1,48m/s co odpowiada prędkości wiatru około 6,9m/s na wysokości 10m. Tak jak poprzednio zadbano również o zachowanie zbliżonych do prototypowych warunków turbulencji przepływu.

Podczas tych badań po raz pierwszy w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej zastosowano skaner optyczny 3D światła białego GOM ATOS II e. Wynikiem pojedynczego skanowania (rys. 8) był surowy plik w formacie *.stl. Jest to format pliku zawierający wyłącznie kształt modelu złożony z milionów trójkątów opisanych w karteżjańskim układzie odniesienia. Obróbka tych plików była głównym zadaniem numerycznego przetwarzania danych w tym projekcie.



Rys. 8. Zbliżenie powierzchni modelu stadionu Miejskiego w Łodzi podczas skanowania 3D metodą światła białego (archiwum autora).

Wynikiem badań były schematy obciążenia przekazane do celów projektowych (9 schematów, podobnie jak dla stadionu poznańskiego omówionego wyżej). Tak jak się spodziewano, uwidoczniły się w badaniach obszary zwiększonego obciążenia śniegiem w miejscu zagłębień dachu i w obszarze barierek. Badania umożliwiły jednak również ilościowe oszacowanie tych spiętrzeń obciążenia.

6. Podsumowanie

Badania modelowe w tunelach aerodynamicznych są ważną techniką uzupełniającą proces projektowy budowli narażonych na oddziaływanie obciążenia śniegiem. W szczególności dotyczy to dachów o nietypowych kształtach dla których niemożliwe jest bezpośrednie stosowanie zapisów normowych. Do takiej sytuacji odnosi się zapis z przedmowy normy PN-EN 1991-1-3:2005: „Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem”: „Odmienne od zwykłych rodzaje konstrukcji lub zadane w projekcie warunki nie zostały tu uwzględnione, w takich przypadkach wymaga się dodatkowych opinii eksperta” oraz punkt 1.5. tej samej normy stwierdzający: „W pewnych okolicznościach badania oraz sprawdzone i/lub odpowiednio uzasadnione naukowo metody numeryczne mogą być użyte do uzyskania obciążenia śniegiem obiektów inżynierskich”.

Symulowanie zjawisk formowania się pokrywy śnieżnej w zmniejszonej skali w tunelu aerodynamicznym powinno być prowadzone w dwóch niezależnych etapach: symulacji opadu i redystrybucji pokrywy śnieżnej. Zalecenie takie wynika z odmiennego charakteru tych procesów, a w szczególności innych kryteriów podobieństwa je opisujących. Inne zjawiska dotyczące formowania się pokrywy śnieżnej takie jak topnienie i osuwanie się śniegu na dachach muszą być rozpatrywane oddzielnie, ze szczególnym uwzględnieniem spiętrzania się obciążenia na dachach podatnych, na których mogą tworzyć się zagłębienia gromadzące śnieg i lód.

Literatura

- 1 Tabler R.D. Self-similarity of wind profiles in blowing snow allows outdoor modeling. *Journal of Glaciology*, vol. 26, Issue 94 (1980) 421-434
- 2 Thiis T.K. Experimental validations of numerical simulations of snowdrift around buildings and in terrain. *Narvik Institute of Technology* 2000
- 3 Iversen J.D. Drifting snow similitude. *Journal of the hydraulics division* (1979) 737-753

- 4 Flaga A., Kimbar G., Matys P. A new approach to wind tunnel similarity criteria for snow load prediction with an exemplary application of football stadium roof. Proc. of European-African Conference on Wind Engineering 5 (2009)
- 5 Kwok K.C.S., Kim D.H., Smedley D.J., Rohde H.F. Snowdrift around buildings for antarctic environment. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 41-44 (1992) 2797-2808
- 6 Kind, R.J., Murray S.B. Saltation flow measurements relating to modeling of snowdrift. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 10 (1981) 89-102
- 7 Kimbar G., Flaga A. Problemy i metody symulacji obciążenia śniegiem w badaniach modelowych w tunelu aerodynamicznym. Inżynieria i Budownictwo 8 (2008) 453-456

Wind-tunnel simulations of wind influence on snow load distribution on roofs

Grzegorz Kimbar

Building Research Institute, e-mail: g.kimbar@itb.pl

Abstract: The paper summarizes the problem of snow load prediction on building roofs, the importance of wind action in context of this load and the scope of wind tunnel applications in such research with more detailed description of experimental stand in Cracow University of Technology. Author reports the scope of experimental and theoretical research on snow load carried out over the years 2004-2012 in the boundary layer wind tunnel located at Wind Engineering Laboratory CUT. The research were conducted in the course of design processes on three models of arena-like buildings with large roofs, and one research on more general flat roof building.

Keywords: snow load, wind, wind tunnel, model tests

Kryterium komfortu człowieka w terenach zabudowanych

Katarzyna Klemm¹

¹ Instytut Architektury i Urbanistyki, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail:katarzyna.klemm@p.lodz.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono kryterium komfortu człowieka wyznaczone w oparciu o progi temperatury ekwiwalentnej, T_{eq} oraz progi obciążenia cieplnego organizmu, ΔQ . Zaproponowano przybliżoną zależność temperatury odczuwalnej T_{eq} , uwzględniającej wpływ prędkości wiatru i temperatury powietrza (otoczenia), wyznaczoną w oparciu o straty ciepła człowieka ubranego w odzież o termoizolacyjności 1 clo, wykonującego niewielki wysiłek fizyczny ($M = 70 \text{ W/m}^2$) i przy natężeniu promieniowania słonecznego $R \cong 30 \text{ W/m}^2$. Obciążenia cieplne organizmu wyznaczono wykorzystując przybliżoną drogę określenia poszczególnych strumieni i sald wymiany ciepła na podstawie temperatury powietrza i prędkości wiatru. Stwarza to możliwość względnego porównania różnych warunków środowiskowych bez konieczności stosowania rozbudowanych modeli bilansu cieplnego człowieka. Proponowane kryterium uwzględnia łączny efekt zarówno mechanicznego jak i termicznego oddziaływania środowiska na organizm człowieka. Może być wykorzystywane przez urbanistów, planistów czy inżynierów w procesie poszukiwania optymalnych rozwiązań zabudowy.

Słowa kluczowe: wiatr, temperatura, komfort człowieka, kryterium.

1. Wprowadzenie

Potrzeba kształtowania korzystnych warunków wiatrowych wokół różnych struktur zabudowy coraz częściej staje się zauważalna dla architektów i urbanistów.

Przepływ powietrza wokół budynków i wywołane nim efekty są istotne z punktu widzenia komfortu przebywających w ich sąsiedztwie osób.

W celu określenia klimatu wietrznego stosowanych jest wiele metod badawczych, między innymi symulacje numeryczne, badania w skali naturalnej czy badania modelowe w tunelach aerodynamicznych. Badania powyższe dostarczają projektantom wiele istotnych informacji dotyczących wpływu zabudowy na kształtowanie lokalnych warunków wiatrowych.

Kształt i wzajemne usytuowanie budynków może w niektórych sytuacjach prowadzić do intensywnych lokalnych ruchów powietrza. W strefach tych warunki wiatrowe odczuwane są przez pieszych jako dyskomfortowe. Również strefy, w których ruch powietrza jest minimalny, z punktu widzenia osłabienia przewietrzania stanowią obszary niekorzystne pod względem warunków arosanitarnych. Analiza bilansu cieplnego organizmu człowieka wykazała, że przy kształtowaniu warunków komfortu wietrznego konieczne jest uwzględnienie warunków termicznych. Szczególnie jest to istotne, gdy temperatura powietrza osiąga wartości poniżej -5°C , zaś prędkość wiatru jest wyższa od 1 m/s oraz w przypadkach, gdy temperatura przekracza $+25^\circ\text{C}$ a prędkość wiatru jest niższa od 3 m/s. W powyższych sytuacjach występuje dyskomfort wywołany niedoborem ciepła, przekraczającym 40 W/m^2 a przy dodatnich temperaturach nadwyżką ciepła powyżej 40 W/m^2 .

Istotne staje się więc uwzględnienie efektów dynamicznych i termicznych w projektowaniu architektonicznym i urbanistycznym, w szczególności w miejskich strukturach zabudowy.

2. Komfort człowieka

Warunki komfortu pieszych kształtowane są przez wiele czynników, zarówno o charakterze obiektywnym jak i subiektywnym. Najogólniej czynniki te można podzielić

na: związane z człowiekiem, tj. płeć, wiek, rodzaj aktywności, czas przebywania w warunkach wiatrowych oraz charakteryzujące warunki meteorologiczne, tj. średnia prędkość wiatru, typ wiatru, temperatura i wilgotność powietrza, promieniowanie słoneczne, ciśnienie atmosferyczne. Na uwagę zasługują również czynniki geosocjalne, które odzwierciedlają wpływ przystosowania organizmu człowieka do określonych warunków klimatycznych. Jeśli nawet parametry te mogą być opisane za pomocą nowoczesnych modeli numerycznych, to wciąż brakuje uwzględnienia subiektywnych odczuć komfortu przez indywidualne osoby. Z tego względu badanie komfortu wietrznego opiera się najczęściej na parametrach określających mechaniczne oddziaływanie wiatru (średnia prędkość wiatru, prędkość podmuchu, turbulencja, itp.), mimo iż obecnie podejmowane są próby uwzględnienia również wpływów klimatycznych, takich jak temperatura i wilgotność [1][2][3][4][5].

Nieco inne podejście stosowane jest w badaniach biometeorologii człowieka, gdzie określenie warunków komfortu opiera się głównie na rozbudowanych modelach bilansu cieplnego, uwzględniających wszystkie mechanizmy wymiany ciepła między człowiekiem a otoczeniem. W praktyce inżynierskiej zastosowanie tak szczegółowych modeli jest bardzo często niemożliwe z uwagi na konieczność dysponowania informacjami na temat wartości natężenia promieniowania słonecznego czy temperatury skóry człowieka.

2.1. Kryteria mechaniczne

Komfort wietrzny jest nie tylko funkcją prędkości średniej wiatru, ale również jego porywistości. Stąd przy określaniu kryterium komfortu niekiedy oprócz prędkości średniej wiatru stosuje się prędkość podmuchu, czy tzw. efektywna prędkość wiatru, uwzględniającą turbulentny charakter przepływu. Kryterium komfortu składa się z pewnej progowej prędkości wiatru i prawdopodobieństwa jej przekroczenia. Próg dyskomfortu oznacza minimalną prędkość wiatru i poziom turbulencji dla warunków niekomfortowych. W ogólnej postaci można go zapisać jako:

$$U_e = \bar{U} + \lambda \cdot \sigma_U > U_{THR} \quad (1)$$

gdzie:

U_e – efektywna prędkość wiatru [m/s],

\bar{U} – średnia prędkość wiatru [m/s],

λ – współczynnik szczytu,

σ_U – odchylenie standardowe prędkości wiatru [m/s],

U_{THR} – wartość progowa prędkości wiatru (wszystkie wielkości odnoszą się do poziomu pieszego) [m/s].

Badania eksperymentalne nad komfortem, w przeciwieństwie do badań dotyczących oddziaływania wiatru, prowadzone są niezmiernie rzadko. Większość progów dyskomfortu opiera się na badaniach dotyczących oddziaływania wiatru oraz na intuicji, nie zaś na rzeczywistych badaniach komfortu człowieka [6][7]. W rzeczywistości warunki komfortowe nie występują zawsze, stąd jesteśmy zmuszeni akceptować przez pewien okres czasu warunki niekomfortowe. Prawdopodobieństwo wystąpienia dyskomfortu i warunków niebezpiecznych definiowane jest jako procentowy udział godzin (w ciągu roku), w których progi są przekroczone. Maksymalny dozwolony udział procentowy uzależniony jest od rodzaju planowanej aktywności człowieka czy przeznaczenia terenu. Najczęściej wyróżnia się strefy, w których człowiek porusza się (wolno, normalnie, szybko), przebywa krótko w ustalonej pozycji lub przebywa długo w ustalonej pozycji. Jako próg dyskomfortu w większości kryteriów przyjmowana jest prędkość z przedziału 4 – 6 m/s [8].

Podobnie jak w przypadku progów dyskomfortu maksymalne akceptowane prawdopodobieństwo dyskomfortu generalnie oparte jest na intuicji. Istotne badania eksperymentalne nad komfortem prowadzone były przez Jacksona [9] oraz Lawsona i Penwardena [10]. Wyniki ich obserwacji stały się podstawą konstruowania kryteriów przez wielu autorów. Między innymi zostały one uwzględnione przez developerów centrów handlowych w Holandii, którzy wymagają spełnienia następującego warunku. $P_{max}(U_{ped} > 5 \text{ m/s}) < 5\%$ [11].

Różnorodność kryteriów powoduje trudności w porównywaniu uzyskanych wyników. W praktyce wiele firm, jednostek badawczych, czy nawet miast przyjmuje odmienne procedury oceny, oparte dodatkowo na własnym doświadczeniu.

2.2. Kryteria termiczne

W porównaniu do zagadnień mechanicznego oddziaływania wiatru na człowieka, zagadnienia komfortu termicznego mają charakter bardziej złożony. Odczucia komfortu wiążą się ze zmianami temperatury ciała wywołanymi wzrostem lub spadkiem temperatury powietrza zewnętrznego, efektem chłodzącym wiatru, konwekcyjnym oraz promieniowym oddawaniem ciepła z powierzchni ciała. Istnieje cały szereg czynników mających wpływ na wymianę ciepła pomiędzy człowiekiem a środowiskiem zewnętrznym. Wśród parametrów fizycznych największe znaczenie mają: temperatura powietrza, prędkość wiatru, natężenie promieniowania słonecznego, wilgotność względna i temperatura promieniowania. Równie istotne są parametry związane z samym człowiekiem, takie jak aktywność, czas ekspozycji, izolacyjność ciepła odzieży czy wreszcie czynniki psychologiczne związane z poziomem adaptacji, oczekiwaniami lub wcześniejszymi doświadczeniami człowieka.

Złożoność problemu powoduje, że najczęściej stosowane są proste wskaźniki, jak temperatura odczuwalna czy wskaźnik ochłodzenia wiatrem.

Według Soligo i in. [12], efekt chłodzący wiatru winien być uwzględniany w ocenie warunków komfortu pieszych, jeśli temperatura powietrza spada poniżej 10°C. Czynnikiem chłodzącym wiatru (ang. wind chill index, WCI) można wyznaczyć za pomocą równania

$$WCI = \left(10,45 + 10\bar{U}^{1/2} - \bar{U} \right) (33 - T_a) \quad (2)$$

gdzie: –

\bar{U} – prędkość wiatru (>1,78m/s) [m/s],

T_a – temperatura zewnętrzna powietrza ($\leq 10^\circ\text{C}$) [°C].

Dla powyższych warunków można określić temperaturę odczuwalną, czyli temperaturę, przy której w warunkach bezwietrznych doszłoby do takiego samego wychłodzenia organizmu.

$$T_{eq} = -0,04544(WCI) + 33^\circ\text{C} \quad (3)$$

gdzie:

T_{eq} – temperatura odczuwalna (ekwiwalentna) [°C].

Za minimalną akceptowaną temperaturę ekwiwalentną Soligo i in. [12] przyjmują – 20°C.

W 2001 roku wprowadzono nową formułę, opisującą efekt chłodzący wiatru w oparciu o starty ciepła z odsłoniętej twarzy człowieka. Temperatura ekwiwalentna (odczuwalna) wyznaczana jest z zależności:

$$T_{eq} = 13,12 + 0,6215T_a - 11,37\bar{U}^{-0,16} + 0,3965T_a\bar{U}^{-0,16} \quad (4)$$

gdzie:

T_a – temperatura zewnętrzna powietrza [°C],

\bar{U} – prędkość wiatru w km/h, zmierzona na wysokości 10 m.

Powyższa zależność opracowana została dzięki stworzeniu modelu ludzkiej skóry I rozpoznaniu zmian temperatury jej powierzchni w różnych warunkach temperatury I wiatru. Nie uwzględnia ona jednak wpływu promieniowania słonecznego.

Bardziej złożone metody analizy komfortu człowieka, oparte na bilansie cieplnym człowieka, stosowane są w biometeorologii. Początkowo w modelach rozważano wymianę ciepła między powierzchnią ciała a otoczeniem, traktując organizm jako jedną całość bez uwzględniania jego złożonej budowy wewnętrznej i anatomicznej. Spośród wielu modeli tego typu można wymienić: MEMI i wyprowadzony z niego wskaźnik PET, Klima- Michel – Model i wskaźnik PT czy model MENEX 2005 i wskaźniki PST i PhS Błażejczyka [13]. Modele te stanowiły niewątpliwie poważny wkład w badania bioklimatyczne odnosząc się do rzeczywistych reakcji fizjologicznych organizmu na bodźce atmosferyczne. Niektóre z nich uwzględniają także indywidualne cechy osobnicze i procesy adaptacyjne do warunków otoczenia. Kolejnym krokiem w celu uwzględnienia wszystkich procesów i mechanizmów gospodarki cieplnej organizmu są modele wielowęzłowe bilansu celnego. Uwzględniają one przepływ ciepła pomiędzy wnętrzem organizmu i jego poszczególnymi warstwami

(kostną, mięśniową, tłuszczową, podskórną, skórną) oraz pomiędzy powierzchnią ciała i otoczeniem. Biorą także pod uwagę specyficzne cechy przepływu i wymiany ciepła w różnych częściach ciała (tułów, głowa, kończyny). Na bazie jednego z tych modeli powstał nowy wskaźnik termiczny (UTCI). Mimo niewątpliwie ogromnego postępu w rozwoju metod opisu złożonych procesów wymiany ciepła między człowiekiem a otoczeniem wykorzystanie powyższych wskaźników w praktyce inżynierskiej jest problematyczne. Wiele z parametrów, które należy uwzględnić w modelu zarówno meteorologicznych, jak i fizjologicznych jest trudno dostępnych (np. natężenie promieniowania, temperatura skóry). Istnieje więc potrzeba wprowadzenia wskaźników bazujących na dostępnych danych meteorologicznych i uwzględniających jednocześnie aspekt fizjologiczny.

3. Kryterium oparte o obciążenie cieplne organizmu

Dokonując przeglądu różnych modeli bilansu cieplnego uznano, że najbardziej przydatnym może być model pozwalający określić bilans cieplny człowieka w warunkach stacjonarnych i niestacjonarnych. Uwzględnia on bowiem zarówno stan fizyczny atmosfery otaczającej człowieka, jak i fizjologiczne reakcje ustroju. Istnieje możliwość uzyskania informacji dotyczącej gospodarki cieplnej organizmu człowieka i stopnia obciążenia termicznego w danych warunkach środowiskowych.

Badania przeprowadzone w wielu krajach świata [13] wykazały, że istnieją związki korelacyjne obserwowane pomiędzy natężeniem strumieni ciepła a temperaturą powietrza i prędkością wiatru umożliwiające zastosowanie uproszczonych procedur obliczeniowych. W celu określenia kryteriów termicznych opartych o równanie bilansu cieplnego człowieka wprowadzono założenia:

- metabolizm $M = 70\text{W/m}^2$ (45W/m^2 – metabolizm podstawowy, 25W/m^2 – pozycja stojąca)
- termoizolacyjność odzieży 1 clo ($0,155\text{K m}^2/\text{W}$)
- pochłonięte promieniowanie słoneczne $R = 30\text{W/m}^2$
- wymiana ciepła przez parowanie $Q_E = 8\text{W/m}^2$ dla $T_a < +5^\circ\text{C}$, 20W/m^2 dla $T_a \geq +5^\circ\text{C}$
- wymiana ciepła przez przewodzenie Q_K jest pomijana
- straty ciepła na oddychanie $Q_R = 8\text{W/m}^2$
- oraz szacunkowe zależności określające wymianę ciepła przez konwekcję i promieniowanie długofalowe w oparciu o temperaturę i prędkość wiatru.

W sytuacji pogodowej, gdy prędkość wiatru $U \leq 4\text{m/s}$ i temperatura $T_a \geq +5^\circ\text{C}$

$$Q_C + Q_L = 3,4T_a + 0,2\bar{U} - 118,8 \quad (5)$$

Dla prędkości wiatru $U \leq 4\text{m/s}$ i temperatury $T_a < +5^\circ\text{C}$

$$Q_C + Q_L = 1,7T_a + 6,0\bar{U} - 101,4 \quad (6)$$

Dla prędkości wiatru $U \leq 4\text{m/s}$ i temperatury $T_a \geq +5^\circ\text{C}$

$$Q_C + Q_L = 3,3T_a + 0,2\bar{U} - 127,8 \quad (7)$$

Dla prędkości wiatru $U > 4\text{m/s}$ i temperatury $T_a < +5^\circ\text{C}$

$$Q_C + Q_L = -1,5T_a + 0,3\bar{U} - 126 \quad (8)$$

Uwzględniając powyższe zależności w równaniu bilansu cieplnego otrzymano związki określające obciążenia cieplne organizmu. Parametr ten może służyć do względnego porównywania różnych warunków środowiskowych.

W sytuacji pogodowej, gdy prędkość wiatru $U \leq 4\text{m/s}$ i temperatura $T_a \geq +5^\circ\text{C}$

$$\Delta Q = 2,8T_a - 4,8\bar{U} - 29,8 \quad (9)$$

oraz dla sytuacji, gdy $\bar{U} > 4\text{m/s}$ i $T_a \geq +5^\circ\text{C}$

$$\Delta Q = 2,3T_a - 3,5\bar{U} - 35,3 \quad (10)$$

W zakresie temperatur $T_a < +5^\circ\text{C}$ równania obciążenia cieplnego organizmu ΔQ przyjmują postać:
dla prędkości wiatru $\bar{U} \leq 4\text{ m/s}$

$$\Delta Q = 1,7T_a - 6,0\bar{U} - 23,0 \quad (11)$$

dla prędkości wiatru $\bar{U} > 4\text{ m/s}$

$$\Delta Q = 1,5T_a - 3,0\bar{U} - 34,0 \quad (12)$$

Powyższe równania obowiązują w zakresie temperatur powietrza od $+5^\circ\text{C}$ do $+30^\circ\text{C}$ i przy prędkości wiatru od 0 do 8 m/s.

W pracy zaproponowano również przybliżoną zależność temperatury odczuwalnej T_{eq} , uwzględniającej wpływ prędkości wiatru i temperatury powietrza (otoczenia), wyznaczoną w oparciu o straty ciepła człowieka ubranego w odzież o termoizolacyjności 1 clo, wykonującego niewielki wysiłek fizyczny ($M = 70\text{ W/m}^2$) i przy natężeniu promieniowania słonecznego $R \cong 30\text{ W/m}^2$.

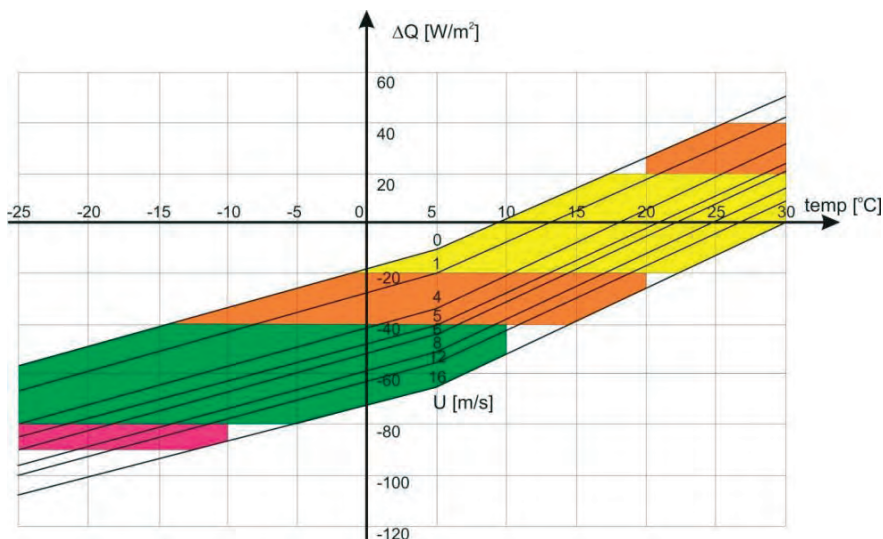
Dla temperatur $T_a < +5^\circ\text{C}$ i prędkości wiatru od 0 do 8 m/s temperaturę ekwiwalentną oszacować można korzystając z poniższej zależności

$$T_{eq} = 33 - (20 - 0,04\bar{U} - 1,2T_a) - (30 + 1,5\bar{U} + 1,05T_a)^{0,8} \quad (13)$$

dla temperatury $T_a \geq +5^\circ\text{C}$ i prędkości wiatru od 0 do 8 m/s zależność przyjmuje postać

$$T_{eq} = 33 - (21 - 0,04\bar{U} - 0,6T_a) - (31 + 1,2\bar{U} - 1,0T_a)^{0,8} \quad (14)$$

Na Rys.1. przedstawiono zależność ΔQ od temperatury powietrza T_a i prędkości wiatru wraz z zaznaczeniem progów obciążenia organizmu.



Rys. 1. Progi obciążenia cieplnego organizmu

Przyjmując termofizjologiczne zakresy sprawności układu termoregulacyjnego zakłada się, że ΔQ , którego wielkość bezwzględna nie przekracza 20 W/m^2 , nie powoduje obciążenia ustroju. Natomiast niedobór i nadmiar ciepła ΔQ równy $20\text{--}40\text{ W/m}^2$ wywołuje niekorzystne obciążenie organizmu. Silne obciążenie cieplne występuje w przypadku, gdy ΔQ mieści się w granicach $40\text{--}80\text{ W/m}^2$. Przekroczenie progu 90 W/m^2 grozi zakłóceniem w pracy układu termoregulacyjnego, prowadzącym do niebezpiecznego wychłodzenia lub przegrzania organizmu.

Ostatecznie kryteria komfortu termicznego ustalono w oparciu o poniższe progi temperatury ekwiwalentnej, T_{eq} oraz progi obciążenia cieplnego organizmu, ΔQ .

$T_{eq} < -10^{\circ}\text{C}$ - warunki niekorzystne,

$T_{eq} < -20^{\circ}\text{C}$ - warunki krytyczne,

$|\Delta Q|$ w zakresie 20 – 40 W/m² – niekorzystne obciążenie organizmu,

$|\Delta Q| > 40 \text{ W/m}^2$ – silnie niekorzystne obciążenie organizmu.

Pierwszą grupę stanowią progi uwzględniające niekorzystne odczucia termiczne. Natomiast drugą grupę charakteryzują ubytki i przyrosty ciepła wywołujące niekorzystne obciążenie cieplne organizmu.

4. Podsumowanie

Kształtowanie komfortu człowieka w obszarach miejskich jest zagadnieniem niezmierzenie złożonym. Na odczucia ciepła człowieka wpływają zarówno czynniki meteorologiczne, mikroklimat ukształtowany przez zabudowę jak i czynniki, związane z samym człowiekiem, jego stanem fizycznym i psychicznym. Uwzględnienie wszystkich tych elementów jest praktycznie niemożliwe. W pracy przedstawiono propozycję kryterium komfortu człowieka wyznaczone w oparciu o temperaturę efektywną i obciążenia cieplne organizmu. Wskaźniki te uwzględniają termiczny wpływ środowiska na człowieka, przy jednoczesnym uwzględnieniu fizjologicznych reakcji organizmu. Proponowane kryterium może być stosowane w planowaniu urbanistycznym do względnego porównywania projektowanych rozwiązań i poszukiwania optymalnego usytuowania budynków.

Dotychczasowe wyniki nasuwają potrzebę dalszych badań celem uwzględnienia innych równie ważnych elementów, mogących mieć wpływ na kompleksową ocenę warunków wietrznych w obszarach zabudowanych. Należałoby:

- przeprowadzić analizę warunków klimatu lokalnego dla charakterystycznych rejonów Polski,
- podjąć próbę uwzględnienia rzeźby terenu, zacienienia terenu,
- dokonać analizy wpływu strat cieplnych na zewnątrz budynków

Wskazane są dalsze badania związane z reakcją organizmu człowieka na warunki dyskomfortu wietrzego, wywołanego niekorzystnymi warunkami termicznymi oraz dynamicznymi wiatru przy różnej izolacyjności termicznej odzieży. Uzyskane dane byłyby materiałem wyjściowym do opracowania pełniejszych i dokładniejszych kryteriów komfortu i dyskomfortu wietrzego.

5. Literatura

- 1 Stathopoulos T., Wu H., Zacharias J. Outdoor human comfort in an urban climate. *Building and Environment* 39 (2004) 297-305.
- 2 Soligo M.J., Irwin P.A., Williams C.J., Schuyler G.D. A comprehensive assessment of pedestrian comfort including thermal effects. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 21 (1998) 753-766.
- 3 Delaunay D., Soubra S., Coiret A., Carre S., Bouvier P. Development of an interactive design tool for the evaluation of pedestrian thermal environment. 1 st Int. Workshop on Architectural and Urban Ambient Environment. Nantes, France (2002).
- 4 Givoni B., Noguchi M., Saaroni H., Pochter O., Yaacov Y., Feller N., Becker S. Outdoor comfort research issues. *Energy and Building*, vol. 35 (2003) 77-86.
- 5 Nagara K., Shimoda Y., Mizuno M. Evaluation of the thermal environment in an outdoor pedestrian space. *Atmospheric Environment*, vol. 30 (1996) 497-505.
- 6 Lawson T.V. The wind content of the built environment. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol 3 (1978) 93-105
- 7 Murakami S., Iwasa Y., Morikawa Y. Study on acceptable criteria for assessing wind environment on ground level based on residents diaries. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol 24 (1986) 1-18.
- 8 Flaga A. Inżynieria wiatrowa. Podstawy i zastosowania. Arkady (2008).

- 9 Jackson P.S. The evaluation of windy environments. *Building and Environment*, vol.13 (1978) 251-260.
- 10 Lawson T.V., Penwarden A.D. The effects of wind on people in the vicinity of buildings. Proc. 4th Int. Conf. on Buildings and Structures, Heathrow, UK (1975) 605-622.
- 11 Wisse J.A., Krüs H.W., Willemsen E. Wind comfort assessment by CFD. Proc. of COST Action C14 Workshop, Nantes, (2002) 154-16.
- 12 Soligo M.J., Irwin P.A., Williams C.J., Schuyler G.D. A comprehensive assessment of pedestrian comfort including thermal effects. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* vol.77/78 (1998), 753-766.
- 13 Błażejczyk K., Wymiana ciepła pomiędzy człowiekiem a otoczeniem w różnych warunkach środowiska geograficznego. *Prace Geograficzne PAN* nr 159 (1993).

Human comfort criteria in urban environment

Katarzyna Klemm¹

¹ *Institute of Architecture and Urban Planning, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Technical University of Lodz, e-mail: katarzyna.klemm@p.lodz.pl*

Abstract: This paper presents human comfort criteria based on equivalent temperature and thermal load thresholds. The approximate relationship of the perceived temperature has been proposed taking into account the influence of wind speed and temperature of the ambient air. The above-mentioned index was related to a man dressed in clothes with thermal insulation of 1 clo, carrying out light physical effort ($M=70W/m^2$) and for solar radiation equal to $30W/m^2$. Thermal loads of the body were estimated by describing individual fluxes and heat balances in relation to air temperature and wind speed. It allowed to compare relatively different environmental conditions without necessity of applying complex test balance models. The proposed criteria consider total effects of mechanical and thermal influence of environment on human body. It can be used by urban planners and engineers in the process of searching for optimal building development.

Keywords: wind, temperature, human comfort, criteria

Weryfikacja obliczeń numerycznych na podstawie badań fizykalnych płaskiej strugi ograniczonej wykorzystywanej do wydzielenia obszarów niezadymionych

Grzegorz Krajewski¹

¹*Instituto Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniwychul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa, e-mail: g.krajewski@itb.pl*

Streszczenie: Płaskie strugi ograniczone (pot. Kurtyny powietrzne) są stosowane jako wirtualne płaszczyzny pozwalające na zredukowanie wymiany ciepła i masy pomiędzy dwoma przyległymi do siebie strefami o różnych parametrach środowiska. Wytwarza ona odpowiednio duże ciśnienie dynamiczne na wylocie uniemożliwiając tym samym poprzeczny przepływ poprzez otwór w którym jest zlokalizowana. Kurtyny powietrzne mogą być wykorzystane do ograniczenia rozprzestrzeniania dymu w przypadku pożaru przez co wydzielenie stref niezadymionych. Jednym z kluczowych aspektów jest zapewnienie jak najwyższej szczelności takiej kurtyny. Określenie wymaganych parametrów może być przeprowadzone na podstawie badań modelowych, badań w skali rzeczywistej lub analiz numerycznych CFD.

Słowa kluczowe: numeryczna mechanika płynów, CFD, kurtyna powietrzna, bezpieczeństwo pożarowe

1. Wprowadzenie

Kurtyny powietrzne datują swoje powstanie od 1904 r. Jako pierwszy opatentował je w USA T. Van Kennet jako metodę na powstrzymanie przepływu powietrza poprzez sztucznie wytworzony strumień powietrza nawiewanego. Pomysł ten doczekał się pierwszej realizacji ponad 10 lat później.

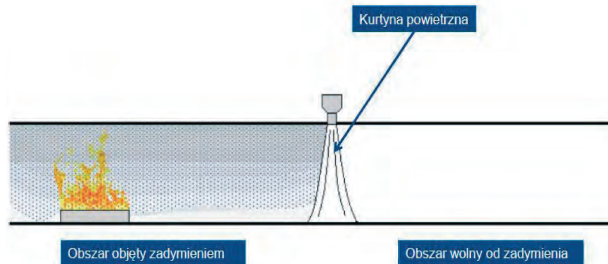
Pierwsza kurtyna powietrzna została zbudowana (pionowa) w 1916 roku przez Caldwell i służyła ona do wydzielenia hipodromu od przestrzeni zewnętrznej trzema kurtynami powietrznymi. Od tego czasu można zauważyć znaczny rozwój kurtyn powietrznych jak i coraz szerszy obszar ich zastosowania [1].

Kurtyny powietrzne znajdują bardzo szerokie zastosowanie przy wejściach do budynków użyteczności publicznej (domy towarowe, kina, biura, restauracje) oraz bramy budynków przemysłowych (magazyny, hale produkcyjne, hangary) co w znaczny sposób ułatwia możliwość przemieszczania się ludzi, transportu towarów jak i poruszanie się pojazdów. Kurtyny powietrzne znalazły także bardzo szerokie zastosowanie w niektórych procesach technologicznych np. do odciążenia przestrzeni o znacznych zyskach ciepła oraz o znacznym wydzieleniu się substancji szkodliwych tj. opary chemiczne, zapachy, bakterie, kurz, insekty jak i cząsteczki radioaktywne. [2,3]

Aktualny stan wiedzy pozwala stwierdzić, iż bezpośrednie oddziaływanie wysokiej temperatury na człowieka nie jest głównym czynnikiem wpływającym na zagrożenie życia ludzkiego. Większość wypadków w czasie pożaru spowodowana jest przez zatrucie toksycznym dymem. W celu ograniczenia ofiar pożarów możliwe jest wydzielenie w przestrzeni objętych zadymieniem, poprzez zastosowanie kurtyn powietrznych w celu kontroli rozprzestrzeniania dymu i toksycznych gazów powstałych w wyniku pożarów poprzez co zapewnienie bezpiecznego dostępu do wyjść ewakuacyjnych dla ludzi znajdujących się w obiekcie, jak i dostęp dla ekip ratowniczo-gaśniczych [4] (Rys. 1).

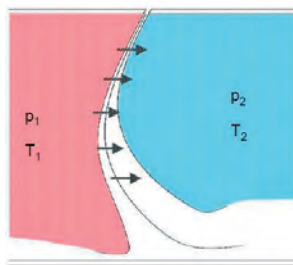
Obecnie niewiele jest dostępnych opracowań, traktujących na temat zastosowania kurtyn do celów wydzielenia stref niezadymionych w czasie pożaru. Na podstawie dotychczas zdobytej wiedzy jedyna zastosowana kurtyna powietrzna w tunelu drogowym znajduje się w Paryżu we Francji na łączeniu trasy A13 i A86. Strumień kurtyny nachylony

jest pod kątem 35° , zaś prędkość na wylocie wynosi 30 m/s. Szczelność kurtyny sięga praktycznie 100% przy różnicy ciśnienia do 80 Pa. [5]



Rys. 1 Schemat zastosowania kurtyn powietrznych w tunelu do celów bezpieczeństwa pożarowego

Prawidłowo zaprojektowana kurtyna powietrzna jest w stanie wytworzyć w przekroju odpowiednie ciśnienie dynamiczne, zapobiegające bądź znacznie ograniczające wymianę masy i ciepła pomiędzy dwoma płynami przez nią rozgraniczonymi (Rys. 2). Zasadniczym kryterium dla kurtyny powietrznej jest jej szczelność.



Rys. 2 Schemat funkcjonowania kurtyny powietrznej w warunkach pożaru

Zaprojektowanie prawidłowo funkcjonującej kurtyny nie jest rzeczą prostą, gdyż na jej parametry ma wpływ wiele czynników min. szerokość szczeliny nawiewnej, wysokość tunelu, stosunek wysokości tunelu do szerokości szczeliny, prędkość nawiewanego powietrza, kąt nachylenia strumienia oraz parametry środowiska po obu stronach kurtyny takie jak ciśnienie i temperatura. Obecne instalacje kurtyn powietrznych są regulowane w oparciu o badania modelowe bądź też bardzo drogie badania w pełnej skali. Jednakże przeskalowanie badań do skali rzeczywistej jest bardzo złożone i bardzo często prowadzi do przeszacowania parametrów kurtyny powietrznej. W celu prowadzenia dokładnych analiz parametrów możliwe jest zastosowanie metody numerycznej mechaniki płynów (CFD) umożliwiającej ocenę efektywności kurtyny w skali rzeczywistej, w tym celu należy wcześniej przeprowadzić szereg badań weryfikujących, które zapewnią prawidłowy dobór warunków brzegowych [6].

2. Charakterystyka kurtyny powietrznej

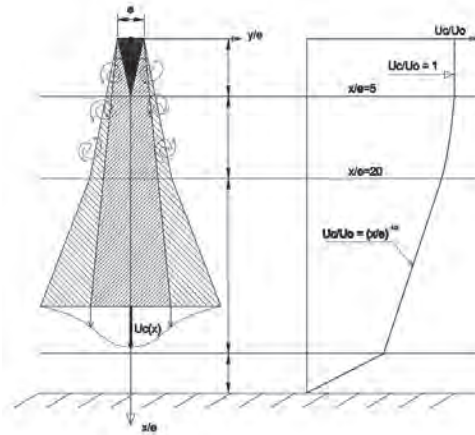
Kurtyna powietrzna jest sztucznie wytworzonym strumieniem powietrza oddziałującym na naturalny przepływ przez otwór, w którym jest zainstalowana. Podstawą teoretyczną do analiz kurtyn powietrznych jest teoria płaskiej strugi ograniczonej.

W bezpieczeństwie pożarowym do wydzielenia stref niezadymionych, istotnym jest by kurtyna funkcjonowała jako odcinająca tzn. zapewniała odpowiednią szczelność.

2.1. Parametry fizyczne płaskiej strugi ograniczonej

W kurtynie powietrznej jako płaskim strumieniu ograniczonym możemy wyróżnić cztery podstawowe strefy [2]: potencjalny rdzeń, strefę przejściową, strefę rozwiniętą i strefę rozpraszającą (zamierania strumienia). Znajomość charakterystyki niniejszych stref

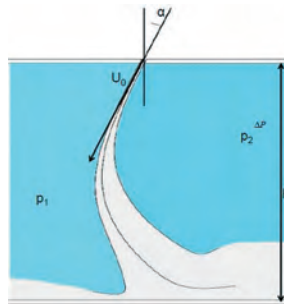
jest niezbędna do prowadzenia analiz dotyczących szczelności kurtyny powietrznej jak i jej zachowań pod wpływem oddziaływania czynników zewnętrznych.



Rys. 3 Rozkład prędkości w strudze swobodnej

2.2. Ukształtowanie strugi

Każda kurtyna powietrzna ma swój charakterystyczny kształt zależny od geometrii przestrzeni, w której jest zainstalowana jak i od warunków zewnętrznych panujących w jej otoczeniu. Kurtynę powietrzną zainstalowaną w tunelu o długości nie wpływającej na jej ukształtowanie możemy opisać za pomocą 8 zmiennych: ΔP , H , e , α , U_0 , I_0 , ν , ρ [7,8,9,10,11] (Rys. 4). Zależności między nimi można przedstawić w formie:



Rys. 4 Kurtyna powietrzna

$$\frac{\Delta P}{\frac{1}{2}\rho U_0^2} = f \left[\frac{H}{e}, \frac{U_0 e}{\nu}, I_0, \alpha \right] \quad (1)$$

g_c - grawitacja [m/s²]

ΔP - różnica ciśnienia [Pa]

ρ - gęstość powietrza [kg/m³]

e - szerokość szczeliny nawiewnej [m]

U_0 - prędkość na wylocie ze szczeliny [m/s]

α - kąt pod jakim nawiewana jest struga [°]

ν - lepkość kinematyczna [m²/s]

I - intensywność turbulencji [%]

We wzorze (1) umieszczono następujące liczby bezwymiarowe: liczbą Eulera, stosunkiem geometrycznym, liczbą Reynoldsa, intensywnością turbulencji oraz kąt nawiewanego strumienia.

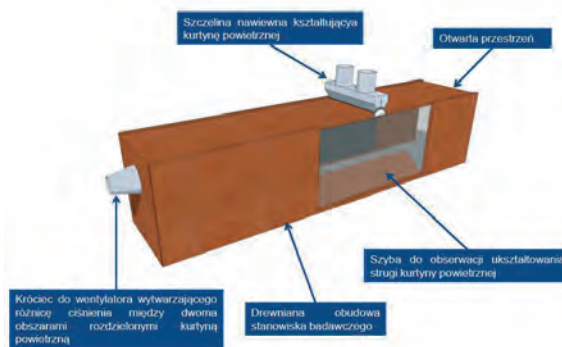
Powyższa funkcja musi zostać rozwiązana w sposób analityczny, eksperymentalny bądź z wykorzystaniem metody CFD.

W celu oceny skuteczności kurtyny powietrznej, koniecznym jest zdefiniowanie minimalnej prędkości nawiewu U_0 , pozwalającą na pokonanie poprzecznej różnicy ciśnienia ΔP powstającej między sąsiadującymi przestrzeniami rozdzielonymi kurtyną powietrzną.

3. Metodyka prowadzenia analiz

3.1. Eksperyment badawczy

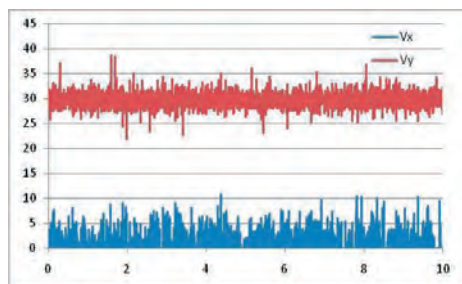
Na bazie wcześniej prowadzonych analiz zaprojektowano i wykonano stanowisko badawcze do badania kurtyn powietrznych będących elementem systemu wentylacji pożarowej (Rys. 5 i Rys. 6) , w którym będą prowadzone badania dla różnych konfiguracji kurtyn powietrznych.



Rys. 5. Schemat stanowiska do badania kurtyn powietrznych.



Rys. 6. Tunel do badania kurtyn powietrznych.



Rys. 7 Przykładowy wykres z pomiaru prędkości w sąsiedztwie nawiewu

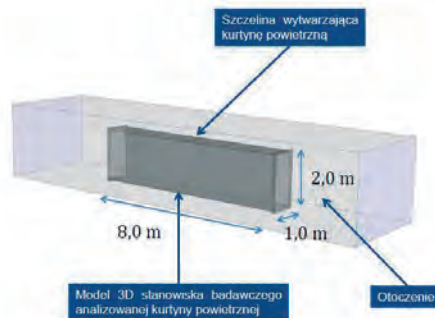
Na początku przeprowadzono podstawowy test weryfikujący prawidłowość przyjętych w analizie numerycznej warunków brzegowych, tzn. porównanie rozkładu prędkości w osi strumienia płaskiej strugi ograniczonej nie poddanej oddziaływaniu różnicy ciśnienia. Pomiary przeprowadzono z wykorzystaniem termoanemometrów trójwłókowych mierzących prędkość przepływającego powietrza w punkcie, rozkładając ją na wektory. Wektor Y był ustawiony w osi pionowej, zaś X w poziomej. Pomiar wykonywano z częstotliwością 500 Hz. Przykładowy wynik badań przedstawiono na Rys. 7.



Rys. 8 Wizualizacja strugi nawiewanego po lewej 10,0 m/s, po prawej: 30,0 m/s

3.2. Analiza numeryczna

Na potrzeby analiz i w celu oceny zgodności otrzymanych wyników z eksperymentem przeprowadzonym w Zakładzie Badań Ogniwych Instytutu Techniki Budowlanej stworzono trójwymiarowy model numeryczny analizowanej przestrzeni (Rys. 9). Obliczenia numeryczne przeprowadzono przy wykorzystaniu oprogramowania ANSYS Fluent w wersji 13.

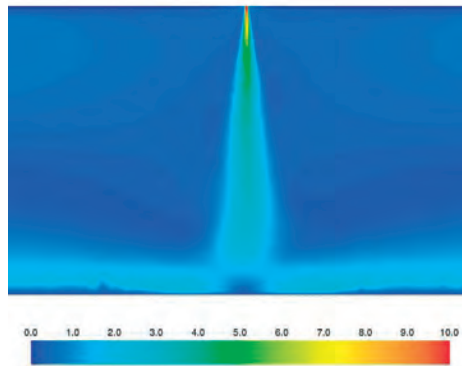


Rys. 9. Model domeny obliczeniowej

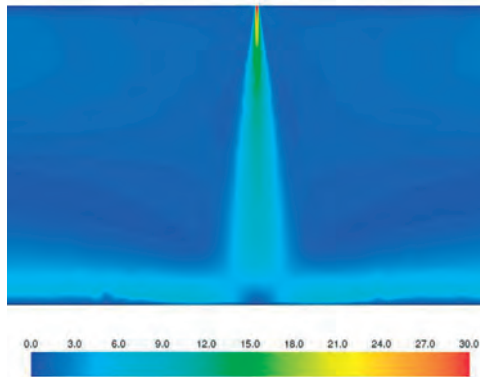
Obszar analizowanej przestrzeni podzielono za pomocą niestrukturalnej siatki hexahedralnej. Dokonano zagęszczenia obszaru, w którym spodziewano się dużych gradientów prędkości tzn. wylot nawiewanego powietrza oraz przestrzeń w której znajdował się strumień wytworzony przez kurtynę. Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem modelu turbulencji RANS $k-\epsilon$ dla różnych wartości prędkości nawiewanego strumienia powietrza (3-30m/s).

3.3. Weryfikacja wyników obliczeń numerycznych

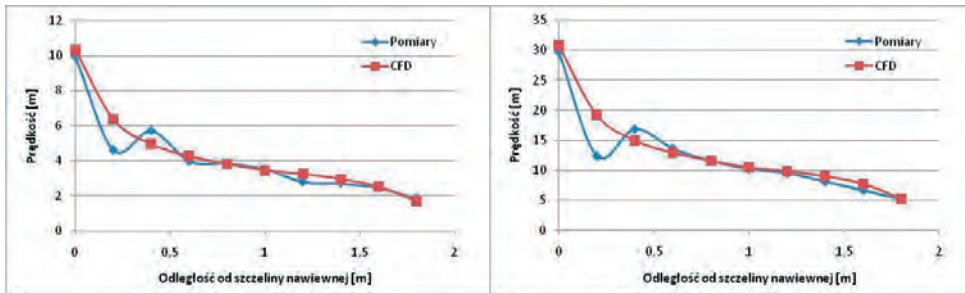
Analiza otrzymanych wyników numerycznych jednoznacznie wykazała bardzo dużą zgodność wyników otrzymanych na drodze numerycznej z wynikami eksperymentalnymi. Poniżej zaprezentowano rozkład prędkości w przekroju przez kurtynę powietrzną dla prędkości nawiewu 10,0 i 30 m/s. (Rys. 10 ÷ 11).



Rys. 10. Przewidywany rozkład prędkości w strudze ograniczonej dla prędkości nawiewu równej 10 m/s



Rys. 11. Przewidywany rozkład prędkości w strudze ograniczonej dla prędkości nawiewu równej 30 m/s



Rys. 12 Spadek prędkości przepływu w osi strumienia

Otrzymane na drodze numerycznej wyniki porównano z wartościami otrzymanymi w czasie eksperymentu w przygotowanym do tego celu stanowisku badawczym. Wyniki zaprezentowano na wykresie przedstawiającym zmianę prędkości średniej w osi nawiewanej płaskiej ograniczonej strugi powietrza (Rys. 12).

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych analiz numerycznych wykorzystujących metodę numerycznej mechaniki płynów (CFD), potwierdzono prawidłowość odwzorowania charakteru nawiewanej płaskiej ograniczonej strugi powietrza w obszarze strefy przejścio-

wej i rozwiniętej. Zaobserwowano rozbieżności w strefie rdzenia jak i w początkowej strefie przejściowej.

W kolejnych etapach prowadzonych badań przewiduje się, prowadzenie analiz mających na celu poprawę dokładności otrzymanych wyników obliczeń numerycznych w obszarze strefy rdzenia jak i ocenę możliwości zastosowania kurtyn powietrznych. Kolejnym etapem prowadzonych prac jest ocena możliwości zastosowania kurtyn powietrznych do ograniczenia obszarów objętych zadymieniem na wypadek pożaru.

Na podstawie przeprowadzonych prób wstępnych, istnieje możliwość zastosowania kurtyn powietrznych do wydzielenia obszarów niezadymionych w tunelach i różnego rodzaju pomieszczeniach długich, gdzie niemożliwym jest zastosowanie fizycznych przegród. Rozwiązanie takie umożliwiłoby wydzielenie stref niezadymionych, konieczne jest jednak szczegółowe określenie parametrów kurtyny powietrznej (prędkość, kąt natarcia, szerokość), która zapewniłaby wymagany poziom szczelności.

Literatura

- 1 Goyonnaud L., Sollicc C.: Mass transfer analysis of an air curtain system, Transactions on Engineering Science vol. 18, 1998 WTT Press
- 2 Gugliermetti F., Santrapia L., Zori G.: Air curtain applied to fire smoke pollution control, Transactions on Ecology and the Environment vol. 66, 2003 WTT Press
- 3 Guyonnaud L., Sollicc C., Dufresene de Virel M., Rey C.: Design of air curtains used for area confinement in tunnels, Experiments in Fluids 28 (2000) 377-384 Springer-Verlag 2000
- 4 Sztarbala G., Krajewski G.: Application of CAE in designing process of fire ventilation system based on jet fan system, EBEC London, UK, 2009
- 5 Gupta S., Pavageau M., Elicer-Cortes J. C.: Cellular confinement of tunnel sections between two air curtains, Building and Environment 42 (2007) 3352-3365
- 6 Krajewski G., Sztarbala G.: Air curtains used for separating smoke free zones in case of fire
- 7 Hayes F. C., Stoecker W. F.: Heat Transfer Characteristics of the Air Curtain, ASHRAE Transactions No. 2120, 1969
- 8 Hayes F. C., Stoecker W. F.: Design Data For Air Curtains, ASHRAE Transactions No. 2121, 1969
- 9 Rajaratnam N.: Turbulent jets. Elsevier, Amsterdam, 1976
- 10 Schlichting: Boundary layer theory. Mc Graw-Hill Book, New York, 1968
- 11 Abramovitch G.N.: The theory of turbulent jets. Massachusetts M.I.T. press, 1963
- 12 ANSYS Fluent 13.0.0. Technical Documentation

Verification of computational calculations based on physical tests of plane jet used to separate zones full of smoke

Grzegorz Krajewski¹

¹ Fire Research Department, Building Research Institute, e-mail: g.krajewski@itb.pl

Abstract: The aim of this paper is to take advantage of CFD application in calculating, optimizing, and designing air barriers used to separate smoke free zones in the case of fire. Properly designed air curtain produces a pressure drop which forbids transversal flow through the opening. It is hard to make a good quality CFD calculation of that kind of air curtain because of high velocity and relatively thin nozzle. Most air curtains are tested on scaled down models which are difficult to extrapolate. The author of this article performed tests in a real scale model. Tests results were used to verify chosen turbulence model. The intention of this paper is to present the comparison between CFD calculations and tests results.

Keywords: Computational Fluid Dynamics, air barrier, air curtain, fire safety

Oddziaływanie wiatru na budynki wysokie w świetle badań własnych i ujęć normowych

Tomasz Lipecki¹

¹ *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: t.lipecki@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę oddziaływania wiatru na budynki wysokie, przeprowadzoną zgodnie z zaleceniami Eurokodu 1 oraz według wyników badań własnych, wykonanych w tunelu aerodynamicznym Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej. Analizowano 10 budynków o tych samych proporcjach, 5 o stosunku wymiarów przekroju poprzecznego 1:2 oraz 5 o stosunku 1:4. W każdym przypadku przyjęto napływ na ścianę dłuższą (N1) oraz krótszą (N2). Sumaryczne siły parcia wiatru oraz przemieszczenia wierzchołków i momenty zginające u podstawy budynków przyjęto jako wyniki pozwalające porównywać dwa podejścia.

Słowa kluczowe: budynek wysoki, oddziaływanie wiatru, tunel aerodynamiczny, współczynnik średniego ciśnienia.

1. Wprowadzenie

Przyjęcie oddziaływanie wiatru na budynki wysokie stanowi poważne wyzwanie dla projektantów. W dobie, gdy budowane są coraz wyższe, często smuklejsze i o wyszukanych kształtach konstrukcje wieżowców oddziaływanie wiatru zarówno w kierunku średniej prędkości jak i w kierunku prostopadłym do niej musi zostać poprawnie obliczone, szczególnie, że przy wysokich konstrukcjach może stanowić najpoważniejsze obciążenie. Wciąż jest niewystarczająca ilość pomiarów określających oddziaływanie wiatru w skali rzeczywistej, choć z USA, Japonii i Chin pochodzi coraz więcej takich danych. Alternatywą do badań in situ są pomiary modelowe w tunelach aerodynamicznych, które przy nietypowych kształtach budynków często stanowią jedyną dostępną dla inżynierów drogę. Przykłady badań modelowych dotyczących rzeczywistych budynków opisują m.in. prace: Li i in. [1], Cluni i in. [2]. Również w Polsce, choć oczywiście w mniejszej skali niż w USA, Dalekim i Bliskim Wschodzie powstaje coraz więcej budynków wysokich. Przykładami realizacji z ostatnich lat są: Sky Tower we Wrocławiu, Rondo 1, Złota 44, Warsaw Trade Center w Warszawie, natomiast w trakcie budowy są Warsaw Spire czy Cosmopolitan (Hines) w Warszawie.

Procedury normowe pozwalające na obliczenie oddziaływania wiatru są w większości przypadków dość skomplikowane, a ponadto znacząco się między sobą różnią (por np.: Zhou i in. [3], Kwon i Kareem [4]). W literaturze przedmiotu można znaleźć wiele wyników badań modelowych na przekrojach prostokątnych, jednak większość z nich dotyczy badań modeli dwuwymiarowych i są to przeważnie badania nad odpowiedzią aeroelastyczną na oddziaływanie wiatru. Z drugiej strony wciąż nie wiele jest prezentowanych wyników dotyczących opływu modeli trójwymiarowych, w warunkach przepływu odpowiadającego atmosferycznemu. Takie badania w ostatnich latach wykonywali m. in. Tanaka i in [5], Rosa i in. [6] oraz autor niniejszej pracy wraz ze współpracownikami.

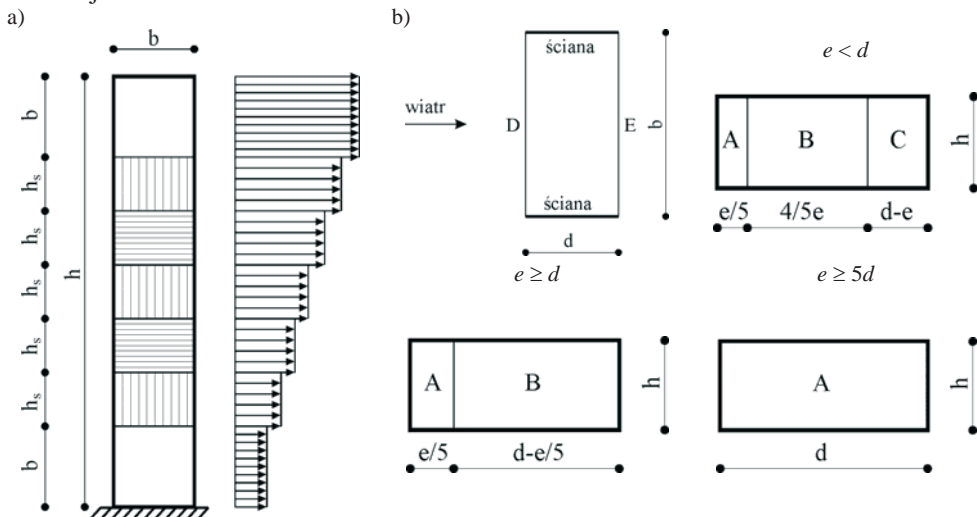
W niniejszej pracy podjęto próbę porównania sposobu przyjmowania oddziaływania wiatru na budynki wysokie o prostym przekroju poprzecznym w kształcie prostokąta, według procedury proponowanej w Eurokodzie 1 (PN-EN 19991-1-4:2005 [7], Żurański i Gaczek [8]) z wynikami własnych badań modelowych, które zostały przeprowadzone w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej. W trakcie badań zmierzono ciśnienia dynamiczne na ścianach 5 modeli sztywnych prostopadłościanów o stosunku boków przekroju poprzecznego 1:2 (3 modele) i 1:4 (2 modele) i różnej smukłości. Eksperyment prowadzono przy różnych wariantach struktury wiatru.

2. Oddziaływanie wiatru na budynki wysokie według Eurokodu 1

Norma Eurokod 1 [7] podaje, że współczynniki ciśnienia zewnętrznego budynków zależą od rozmiarów obciążonego obszaru i są podane dla pól A o wielkości 1 m^2 i 10 m^2 jako współczynniki lokalne $c_{pe,1}$ i globalne $c_{pe,10}$. Druga podawana wartość jest wykorzystywana w obliczeniach konstrukcji nośnej. Współczynniki proponowane przez Eurokod zestawiono w Tabeli 1, przy czym odpowiadają one kierunkowi średniej prędkości wiatru 0° lub 90° , a więc gdy jedna ze ścian budynku jest prostopadła do napływu.

Wysokość odniesienia z_e służąca do obliczania ciśnień wzdłuż wysokości budynku zależy od stosunku h/b (h – wysokość budynku, b – wymiar przekroju poprzecznego). W przypadku budynków wysokich, dla których $h > 2b$, budynek dzieli się na części: dolną – od poziomu posadowienia do wysokości b , górną – od wierzchołka, czyli wysokości h do $h-b$ i część pośrednią podzieloną na pasy o wysokości h_{strip} . Koncepcję podziału budynku na strefy pokazano na Rys 1a. Obszar pośredni powinien być podzielony na możliwie najmniejszą liczbę pasów o wysokości h_{strip} mniejszej niż b . Wysokość odniesienia z_e jest przyjmowana na górnej krawędzi każdej ze stref, dla których ciśnienie jest obliczane, w przypadku ściany nawietrznej. Dla ścian bocznych i tylnej powinno się przyjmować wysokość odniesienia z_e równą h .

Sposób przyjmowania współczynników ciśnienia c_{pe} polegający na podziale ściany bocznej (równoległej do napływu) na strefy pokazano na Rys 1b. Podział na strefy zależy od wartości e , przez którą określa się minimalną wartość z dwóch: b i $2h$, zgodnie z dołączonymi schematami. Brak korelacji między ciśnieniem na ścianach nawietrznej i zawietrznej musi zostać uwzględniony przez pomnożenie siły wypadkowej przez 1,0, dla $h/d \geq 5$ i 0,85, dla $h/d \leq 1$, a przy smukłościach pośrednich należy zastosować interpolację liniową. Należy pamiętać, że wymiary budynku są związane z kierunkiem wiatru, czyli jeśli napływ jest prostopadły do ściany węższej wtedy jest ona oznaczona jako b , a ściana szersza jako d .



Rys. 1. Schemat przyjmowania obszarów obciążenia budynków wysokich: a) wzdłuż wysokości, b) na ścianie bocznej.

Tabela 1. Zalecane wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego.

h/d	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1,0	-0,7		
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1,0	-0,5		
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,7	1,0	-0,3		

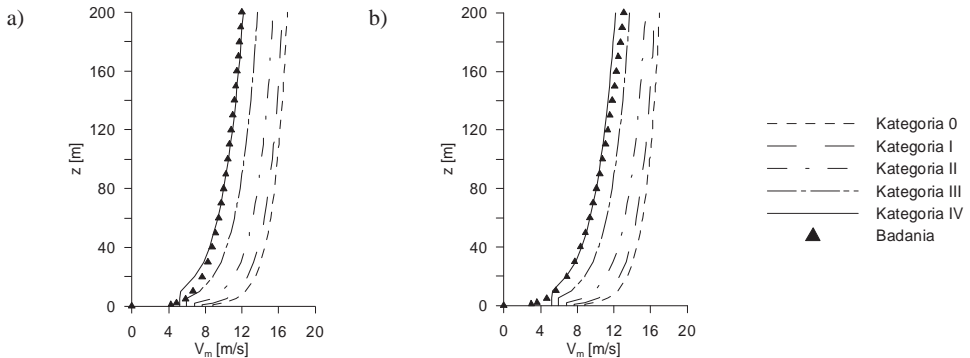
3. Wyniki badań modelowych

Do analizy obciążenia wiatrem wybrano dwa przypadki struktury wiatru, którą zmierzono w tunelu aerodynamicznym, nazywane tutaj profilem 1 i profilem 3. Szeroką analizę struktury wiatru przedstawiono m.in. w pracach Bęc i in. [9] oraz Lipecki i Jamińska [10]. Przedstawione w niniejszej pracy profile wyrażono wzorem potęgowym:

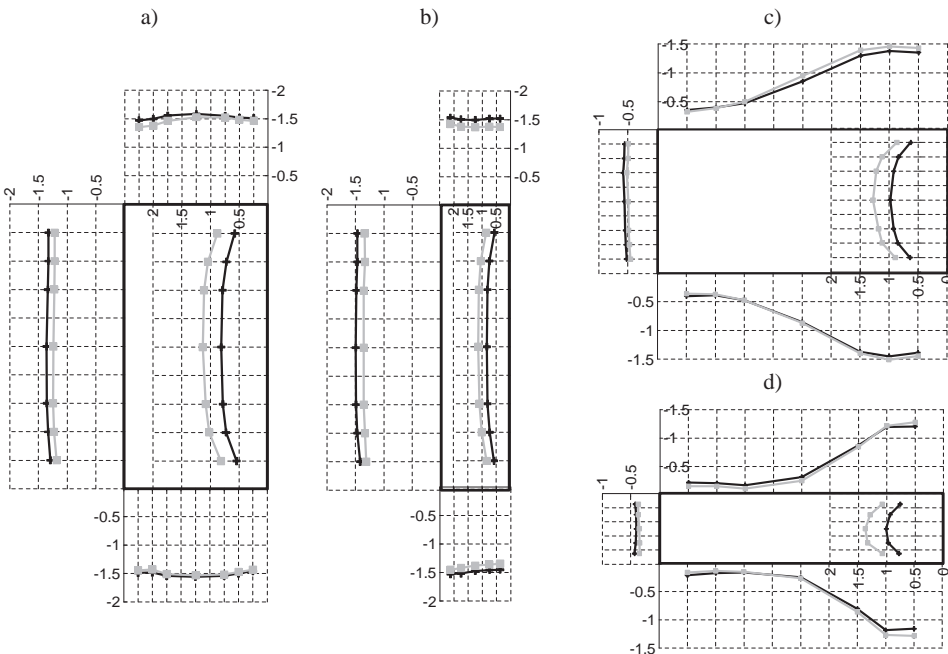
$$V_m(z) = kz^\alpha, \tag{1}$$

w którym, dla profilu 1: $k = 4,259$, $\alpha = 0,1952$, natomiast dla profilu 3: $k = 2,9947$, $\alpha = 0,2781$.

Na Rys. 2 pokazano porównanie profili zmierzonych w tunelu z rekomendowanymi przez Eurokod 1, opisanymi wzorem logarytmicznym, do 200 m. Uzyskano dobrą zgodność dla terenu kategorii IV i dla parametrów tego terenu przeprowadzono dalsze obliczenia.



Rys. 2. Porównanie profili obliczonych według Eurokodu 1 z wynikami pomiarów przeprowadzonych w tunelu aerodynamicznym, a) profil 1, dla prędkości 9,788 m/s, b) profil 3, dla prędkości 9,799 m/s.



Rys. 3. Przykładowe wartości współczynników średniego ciśnienia c_p na poziomie pomiarowym 2, a) model R1, kąt 0° , b) R2, kąt 90° , c) R1, kąt 0° , d) R2, kąt 90° , \blacktriangle – profil 1, \blacksquare – profil 3.

W trakcie badań modelowych zmierzono ciśnienia dynamiczne na ścianach 5 pionowych, prostokątnych modeli, o stosunku wymiarów przekroju poprzecznego 1:2 (3 modele) oraz 1:4 (2 modele) i różnej smukłości. Na modelach przyjęto 16 poziomów pomiarowych, na których zainstalowano, w zależności od wymiarów przekroju poprzecznego od 20 do 28 punktów pomiarowych. Na podstawie zarejestrowanych w czasie $T = 30$ s, z krokiem czasowym $\Delta t = 0,005$ s przebiegów czasowych ciśnień obliczono wartości średnie, które unormowano przez średnie ciśnienie dynamiczne zmierzone przed modelem w obszarze przepływu niezaburzonego, otrzymując współczynniki ciśnienia c_p . Do dalszej analizy wybrano współczynniki średniego ciśnienia dla modeli R1 (1:2, $H = 100$ cm, $D = 40$ cm, $B = 20$ cm) oraz R2 (1:4, $H = 100$ cm, $D = 40$ cm, $B = 10$ cm). Rozkłady obwodowe współczynników na poziomie pomiarowym 2, zlokalizowanym 8 cm od wierzchołka modeli przedstawiono na Rys. 3, dla dwóch kątów natarcia wiatru 0° i 90° . Wyniki przeprowadzonych badań były prezentowane m. in. W pracach Lipecki i in. [11], Lipecki i Jamińska [12].

4. Analiza obliczeniowa oddziaływania wiatru

Jako przykłady obliczeń przyjęto budynki żelbetowe o stosunku wymiarów przekroju poprzecznego 1:2 oraz 1:4 i parametrach zestawionych w Tabeli 2.

W obliczeniach przyjęto następujące założenia: 1) I strefa wiatrowa, w której prędkość bazowa $V_{b,0} = 22$ m/s, 2) IV kategoria terenu, w której $z_{min} = 10$ m, $z_0 = 1$ m, 3) logarytmiczny dekrement tłumienia $\delta_s = 0,1$, 4) częstotliwość drgań własnych obliczono według wzoru uproszczonego, $f_1 = 46/H$, 5) wysokość odniesienia $z_s = 0,6H$, 6) skala S oznacza skalę budynku rzeczywistego do modelowego.

Rozpatrzono dwa przypadki: 1) Napływ na ścianę dłuższą – N1, 2) Napływ na ścianę krótszą – N2.

Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem zaleceń Eurokodu 1 oraz na podstawie wyników badań własnych. W Tabeli 3 zestawiono podstawowe obliczenia wykonane zgodnie z Eurokodem 1 służące do wyznaczenia współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d$ według dwóch alternatywnych procedur (załączniki B i C), dla budynków 1-3 o stosunku wymiarów przekroju 1:2. W każdym przypadku (budynki 1-10) różnica między wynikami była poniżej 1% i do dalszych obliczeń przyjmowano wartość większą.

Tabela 2. Wymiary budynków oraz założenia przyjęte w analizach.

	D/B = 1:2						D/B = 1:4			
	Bud. 1	Bud. 2	Bud. 3	Bud. 4	Bud. 5	Bud. 6	Bud. 7	Bud. 8	Bud. 9	Bud. 10
H [m]	100	125	150	175	200	150	175	200	225	250
D [m]	40	50	60	70	80	60	70	80	90	100
B [m]	20	25	30	35	40	15	17,5	20	22,5	25
f_1 [Hz]	0,460	0,368	0,307	0,263	0,230	0,307	0,263	0,230	0,204	0,184
z_s [m]	60	75	90	105	120	90	105	120	135	150
S [-]	1:100	1:125	1:150	1:175	1:200	1:150	1:175	1:200	1:225	1:250

Tabela 3. Wyznaczenie współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d$ dla budynków 1-3.

	Budynek 1		Budynek 2				Budynek 3					
	N1	N2	N1	N2	N1	N2	N1	N2	N1	N2		
$L(z_s)$ [m]	133,904		155,497				175,701					
$V_m(z_s)$ [m/s]	21,107		22,258				23,198					
$f_1(z_s)$	2,918		2,571				2,323					
$S_L(z_s)$	0,066		0,071				0,075					
$I_1(z_s)$	0,244		0,232				0,222					
Załącznik	B	C	B	C	B	C	B	C	B	C	C	
B^2	0,519	0,444	0,543	0,464	0,508	0,425	0,532	0,445	0,498	0,409	0,523	0,43
R^2	0,067	0,099	0,116	0,172	0,08	0,118	0,136	0,202	0,091	0,135	0,155	0,229
ν [Hz]	0,156	0,196	0,193	0,239	0,136	0,171	0,166	0,206	0,121	0,153	0,147	0,181
k_p	3,211	3,282	3,277	3,342	3,168	3,241	3,232	3,297	3,131	3,205	3,193	3,257
c_s	0,824	0,789	0,834	0,799	0,822	0,785	0,833	0,794	0,821	0,78	0,831	0,791
c_d	0,986	1,020	1,017	1,063	0,986	1,024	1,019	1,07	0,986	1,028	1,021	1,077
$c_s c_d$	0,812	0,805	0,849	0,849	0,811	0,803	0,848	0,85	0,809	0,802	0,848	0,851

W kolejnych Tabelach 4 i 5 przedstawiono sposób wyznaczenia wartości ciśnień w przypadku napływów N1 i N2 dla budynku 1. Warto zwrócić uwagę na różną ilość poziomów pośrednich na ścianie nawietrznej, przyjętych w związku z różnym wymiarem prostokątnym do napływu. W tabelach przyjęto zgodnie z normą następujące oznaczenia: ABC – strefy na ścianie bocznej, D – ściana nawietrzna, E – ściana zawietrzna. W kolejnych kolumnach Tabel 4 i 5 zestawiono wartości charakterystyk wiatru (z_e – wysokość odniesienia, V_m – prędkość średnia, I_v – intensywność turbulencji, q_p – ciśnienie szczytowe, c_e – współczynnik ekspozycji, $c_s c_d$ – współczynnik konstrukcyjny), współczynniki ciśnienia c_{pe} , ciśnienia i siły wywołane parciem. Parcie wiatru w_x oraz siłę W_x na danym poziomie wyznaczono według wzorów:

$$w_x = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \cdot c_s \cdot c_d, \text{ przy czym: } c_{pe} = c_{pe,D} - c_{pe,E} \quad (2)$$

$$W_x = w_e \cdot A_{ref}, \quad (3)$$

w których A_{ref} – pole powierzchni, na którą oddziałuje wiatr.

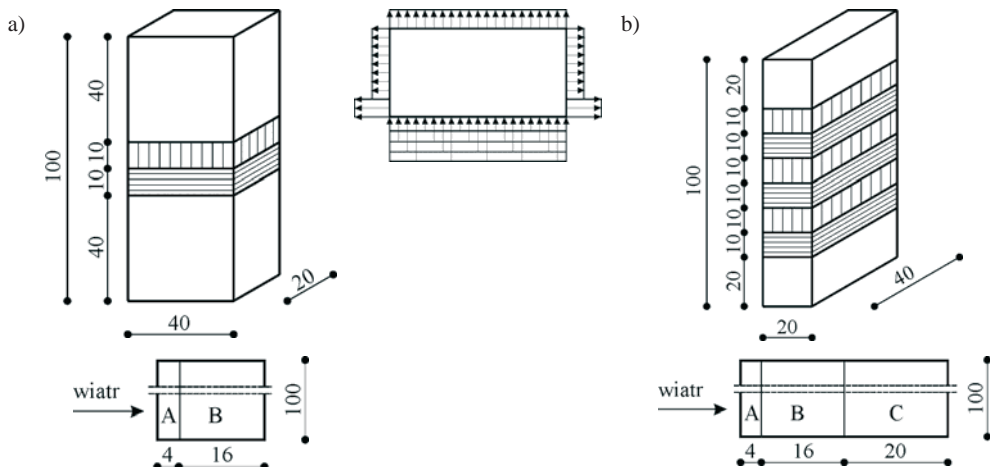
W obliczeniach pominięto zmniejszenie obciążenia w skutek braku korelacji ciśnień na ścianach nawietrznej i zawietrznej. Na Rys. 4 pokazano przyjęte poziomy obliczeniowe w przypadku budynku 1 i napływów N1 i N2.

Tabela 4. Wyznaczenie parcia wiatru w przypadku budynku 1 i napływu N1.

z_e	$V_m(z_e)$	$I_v(z_e)$	$q_p(z_e)$	$c_e(z_e)$	$c_s c_d$	c_{pe}				w_x	A_{ref}	W_x
[m]	[m/s]		[Pa]			D	A	B	E	[Pa]	[m ²]	[kN]
100	23,741	0,217	887,716	2,935	0,812	0,8	-1,2	-0,8	-0,7	1081,7	1600	1301,6
60	21,107	0,244	754,506	2,494						919,4	400	352,3
50	20,167	0,256	709,061	2,344						864,0	400	374,9
40	19,017	0,271	654,943	2,165						798,1	1600	1764,2

Tabela 5. Wyznaczenie parcia wiatru w przypadku budynku 1 i napływu N2.

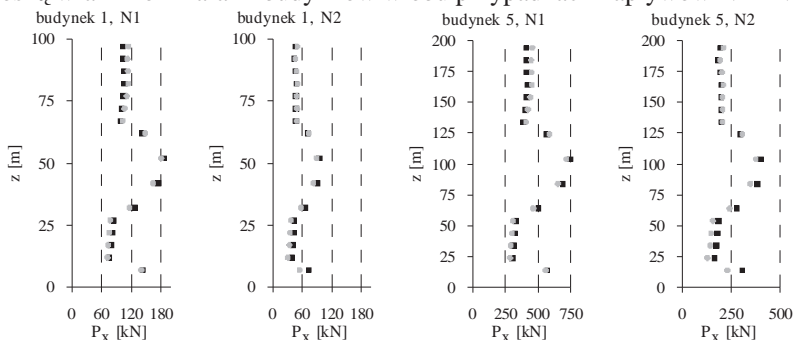
z_e	$V_m(z_e)$	$I_v(z_e)$	$q_p(z_e)$	$c_e(z_e)$	$c_s c_d$	c_{pe}					w_x	A_{ref}	W_x
[m]	[m/s]		[Pa]			D	A	B	C	E	[Pa]	[m ²]	[kN]
100	23,741	0,217	887,716	2,935	0,849	0,8	-1,2	-0,8	-0,5	-0,575	1035,9	400	414,4
80	22,59	0,228	828,46	2,739							966,8	200	193,4
70	21,902	0,235	793,791	2,624							926,3	200	185,3
60	21,107	0,244	754,506	2,494							880,5	200	176,1
50	20,167	0,256	709,061	2,344							827,4	200	165,5
40	19,017	0,271	654,943	2,165							764,3	200	152,9
30	17,534	0,294	587,614	1,943							685,7	200	137,1
20	15,444	0,334	497,387	1,644							580,4	400	232,2



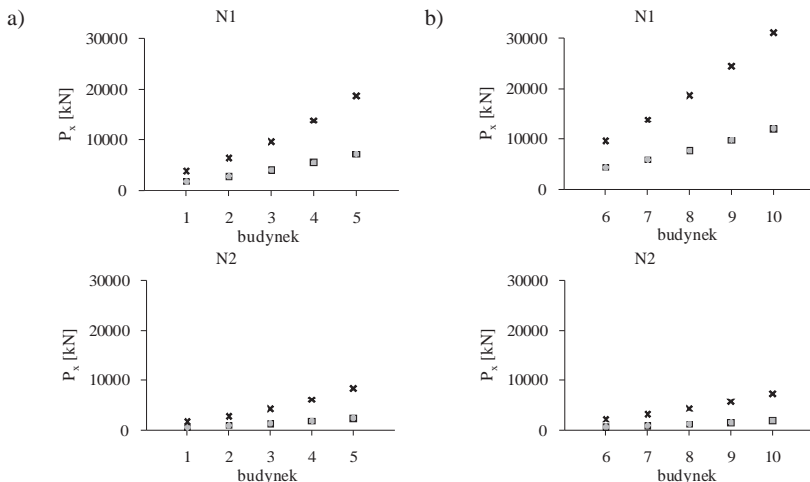
Rys. 4. Przyjęcie poziomów obliczeniowych w przypadku budynku 1, a) napływ N1, b) napływ N2.

Według badań własnych wartości ciśnień wyznaczono w poszczególnych punktach odpowiadającym miejscom, w których wyznaczono współczynniki, mnożąc je przez $0,5\rho v_b^2$, gdzie $v_b = 22$ m/s. Siły pochodzące od parcia wiatru wyznaczono natomiast mnożąc ciśnienia przez pola, z których zostały zebrane i odnoszące się do rzeczywistego budynku (a więc przeskalowanego w stosunku do modelu). Następnie zsumowano siły na poszczególnych poziomach otrzymując w rezultacie sumaryczną wartość na każdym z 16 poziomów pomiarowych. Analogicznie jak w Eurokodzie, przyjęto ciśnienia odejmując wartości ze ściany zawietrznej od ściany nawietrznej. Siły aerodynamiczne przemnożono przez współczynnik $c_s c_d$ wyznaczony procedurą Eurokodu. W niniejszej pracy analizie poddane zostały obciążenia w kierunku działania wiatru, a więc siły parcia wiatru. Rozkład pionowy sił parcia obliczonych na podstawie badań, dla budynków 1 i 5 w dwóch wariantach struktury wiatru i dwóch kierunkach napływu pokazano na Rys. 5. W badaniach modelowych w każdym przypadku siły zostały wyznaczone na tych samych poziomach, natomiast w obliczeniach według Eurokodu rozkłady te zmieniały się zarówno dla kierunków napływu jak i dla poszczególnych budynków. Zestawienie wartości sumarycznych sił parcia wiatru uzyskanych na podstawie badań i Eurokodu przedstawiono na Rys. 6.

Wartości sił parcia obliczone na podstawie badań (Rys. 5) są do siebie bardzo zbliżone pomiędzy profilami 1 i 3, przy czym powyżej ok. $0,7H$ nieznacznie większe wartości uzyskano dla profilu 3, natomiast poniżej tej wysokości dla profilu 1, co jest zgodne z kolejnością wartości prędkości wiatru. Zdecydowanie większe sumaryczne wartości sił otrzymano według Eurokodu. Różnice bezwzględne pomiędzy wartościami Eurokodu i badań rosną wraz z rozmiarami budynków w obu przypadkach napływów N1 i N2.

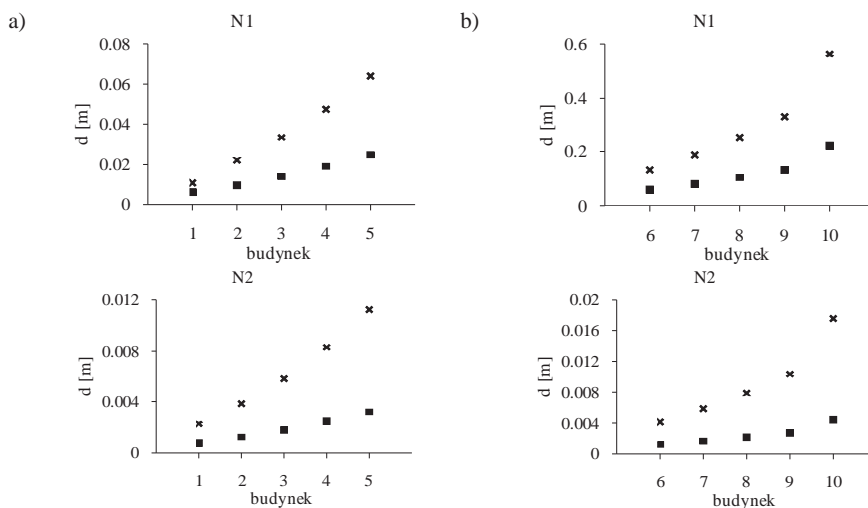


Rys. 5. Porównanie sił parcia wiatru według badań modelowych, ■ – profil 1, ● – profil 3.

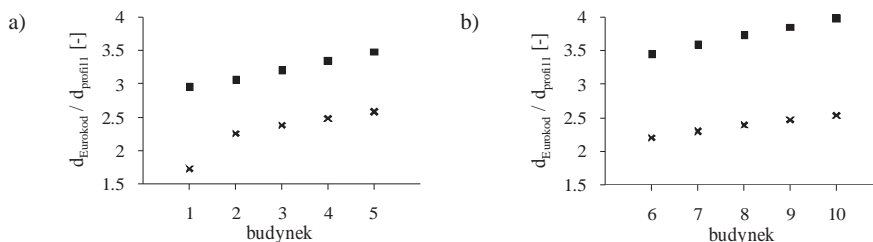


Rys. 6. Całkowita wartość sił parcia działających na budynki, a) budynki 1:2, b) budynki 1:4, ■ – profil 1, ● – profil 3, × – Eurokod.

Pełniejsze porównanie oddziaływań wiatru przedstawiono za pomocą przemieszczeń wierzchołka i momentów zginających u podstawy. Wartości tych nie należy odnosić do realnych budynków, jako, że obliczenia przeprowadzono dla modeli uproszczonych. Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem Autodesk Algor Simulation Professional 2010 dla każdego budynku i wariantu napływu. Przyjęto uproszczony przekrój poprzeczny, zgodny z wymiarami konstrukcji i grubością ścian zewnętrznych 25 cm. Na Rys. 7 zestawiono przemieszczenia wierzchołków budynków, zaś na Rys. 8 stosunek tych przemieszczeń w celu zobrazowania różnic między wynikami obliczeń. Podobne stosunki wartości uzyskano w przypadku momentów zginających.



Rys. 7. Przemieszczenia wierzchołków: a) budynki 1:2, b) budynki 1:4, ■ – profil 1, ✕ – Eurokod.



Rys. 8. Stosunek przemieszczeń: a) budynki 1:2, b) budynki 1:4, ✕ – napływ N1, ■ – napływ N2.

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że uzyskane profile wiatru spełniają w wystarczającym stopniu kryterium podobieństwa do profili rekomendowanych przez Eurokod. Należy zaznaczyć, że w pracy niniejszej nie analizowano znaczenia innych parametrów struktury wiatru, takich jak profil turbulencji oraz gęstość widmowa mocy, które mają znaczący wpływ na rozkłady współczynników średniego ciśnienia.

W procedurze przyjmowania obciążenia wiatrem według Eurokodu zastosowano dwie procedury wyznaczania współczynnika konstrukcyjnego $c_s c_d$. W każdym przypadku otrzymano różnice mniejsze niż 1%. Większe wartości dla każdego budynku występują przy napływie N2, przy czym, przy napływie N1, większe $c_s c_d$ uzyskano według załącznika B, zaś przy napływie N2 według załącznika C.

Dużo większe wartości sił parcia wiatru oraz przemieszczenia wierzchołków i momenty zginające przy podstawie uzyskano w każdym przypadku według obliczeń przeprowadzonych zgodnie z Eurokodem. Różnice między podejściem normowym i badaniami rosną wraz ze wzrostem współczynnika skalowania S , przykładowo, w

przypadku przemieszczeń budynków 1-5 oraz napływu N1 –występuje wzrost od 1,722 do 2,579 (Rys. 8a).

Analizując napływ N1 i ten sam wymiar ściany dla modeli 1:2 (budynki 3-5) i 1:4 (budynki 6-8) większe różnice między podejściami występują w przypadku modeli 1:2.

Literatura

- 1 Li Q.S., Fu J.Y., Xiao Y.Q., Li Z.N., Ni Z.H., Xie Z.N., Gu M. Wind tunnel and full-scale study of wind effects on China's tallest building. *Engineering Structures* 28 (2006) 1745–1758.
- 2 Cluni F., Gusella V., Spence S.M.J., Bartoli G. Wind action on regular and irregular tall buildings: Higher order moment statistical analysis by HFFB and SMPSS measurements. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 99 (2011) 682–690.
- 3 Zhou Y., Kijewski T., Kareem A. Along-wind load effects on tall buildings: comparative study of major international codes and standards. *Journal of Structural Engineering* 128(6) (2002) 788–796.
- 4 Kwon D.K., Kareem A. Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings. *Engineering Structures* 51 (2013) 23–35.
- 5 Tanaka H., Tamura Y., Ohtake K., Nakai M., Kim Y.C. Experimental investigation of aerodynamic forces and wind pressures acting on tall buildings with various unconventional configurations. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 107-108 (2012) 179–191.
- 6 Rosa L, Tomasini G., Zasso A, Aly A.M. Wind-induced dynamics and loads in a prismatic slender building: A modal approach based on unsteady pressure measurements. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 107–108 (2012) 118–130.
- 7 PN-EN 19991-1-4:2005. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2007.
- 8 Żurański J.A., Gaczek M. Oddziaływania klimatyczne na konstrukcje budowlane według Eurokodu 1. Komentarz z przykładami obliczeń. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011.
- 9 Bęc J., Lipecki T, Błazik-Borowa E. Research on wind structure in the wind tunnel of Wind Engineering Laboratory of Cracow University of Technology. *Journal of Physics: Conference Series* 318, 072003, doi: 10.1088/1742-6596/318/7/072003, 2011.
- 10 Lipecki T., Jamińska J. Influence of wind structure and aspect ratio of circular cylinders on mean wind pressure coefficient. *Task Quarterly* 16 (3) (2012) 201–216.
- 11 Lipecki T., Bęc J., Błazik-Borowa E. Surface pressures on rectangular cylinders – the dependence on aspect ratio, wind structure and angle of wind attack. *Proc. 7th BBAA7, China, 2012.*
- 12 Lipecki T., Jamińska P., Analysis of wind pressure distribution on the surface of 2:1 rectangular cylinder. *Proc. of the XX KKMP2012, Gliwice, Poland, 2012.*

Wind effects on tall buildings according to own measurements and code approach

Tomasz Lipecki¹

¹ *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: t.lipecki@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the analysis of the wind action on tall buildings carried out in accordance with the recommendations of Eurocode 1, and with the results of own research conducted in the wind tunnel of the Wind Engineering Laboratory, Cracow University of Technology. Ten buildings of the same proportions were analyzed, five structures with the ratio of the cross-section dimensions of 1:2 and five of 1:4. The wind action on the longer side (N1) and on the shorter side (N2) were adopted in all cases of buildings. The total forces of wind pressure as well as displacements of top and bending moments at the base of the buildings were taken as the results which allowed to compare two different approaches.

Keywords: tall buildings, wind action, wind tunnel, mean pressure coefficient.

Badania modelowe w tunelu aerodynamicznym wirników wiatrowych typu Magnusa o poziomej osi obrotu

Piotr Matys, Andrzej Flaga

Laboratorium Inżynierii Wiatrowej, Instytut Mechaniki Budowli, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Krakowska, e-mail: liwpk@windlab.pl

Streszczenie: Praca przedstawia wyniki badań eksperymentalnych w tunelu aerodynamicznym wirników typu Magnusa o poziomej osi obrotu. Najpierw przeprowadzono pomiary aerodynamicznej siły bocznej (nośnej) oraz oporu aerodynamicznego na wirującym walcu dołączonym do wagi aerodynamicznej. Następnie wykonano badania wirnika jednołopatego z przeciwwagą.

Słowa kluczowe: efekt Magnusa, siłownie wiatrowe, wirniki wiatrowe, wirujący cylinder

1. Wprowadzenie

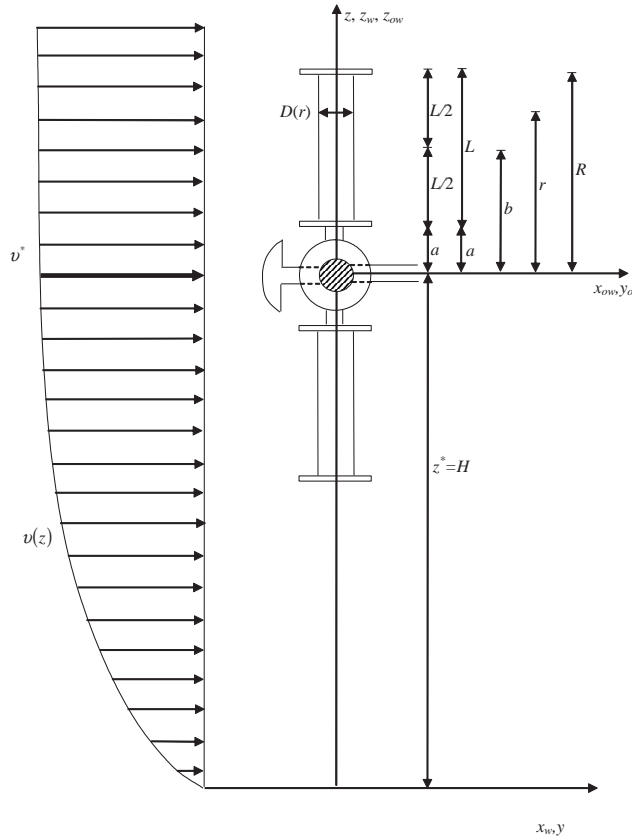
Wirniki wykorzystujące efekt Magnusa jest to nowa generacja wirników wiatrowych, które w zakresie głównie małych i średnich prędkości wiatru są znacznie bardziej efektywne od klasycznych wirników wiatrowych o łopatach w kształcie zbliżonym do profili stosowanych w lotnictwie. W tych ostatnich mechanizm powstawania siły bocznej na każdej z łopat jest zbliżony do mechanizmu generowania siły nośnej na śmigle (skrzydło) samolotu. Natomiast w wirnikach typu Magnusa głównym parametrem sterującym efektywnością turbiny wiatrowej jest prędkość obrotowa wałców (łopat) obracających się wokół własnych osi. W przypadku zaś klasycznych wirników śmigłowych o osi poziomej głównym elementem sterującym efektywnością pracy każdej z łopat jest kąt ustawienia łopaty względem napływającego powietrza (kąt natarcia wiatru).

Podstawowe charakterystyki aerodynamiczne i mechaniczne wirnika wykorzystującego efekt Magnusa wyprowadzono na podstawie analizy wymiarowej i teorii podobieństwa zjawisk aerodynamicznych i mechanicznych zachodzących w tego typu wirnikach [1].

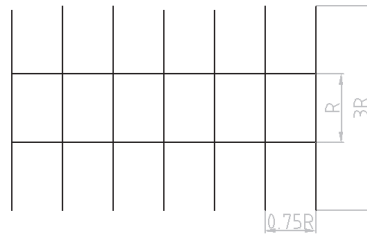
Schematyczny rysunek wirnika typu Magnusa wraz z odpowiednimi układami współrzędnych i pionowym profilem średniej prędkości wiatru $U(z)$, przedstawiono na rys. 1.

Dużym postępowaniem w omawianej problematyce były dokonania szkockiego inżyniera Alexandra Thoma [2]. Zamiast stosować dyski tylko na końcach wirujących wałców zastosował on kształt pokazany na rys. 2.

Zależność współczynników aerodynamicznych siły bocznej C_L i oporu aerodynamicznego C_D od bezwymiarowego współczynnika prędkości obrotowej walca $\alpha = \omega R/V$, gdzie: ω – prędkość kątowa wirowania walca; R – promień walca; V – prędkość napływającego powietrza – przedstawiają rys.3 i 4.

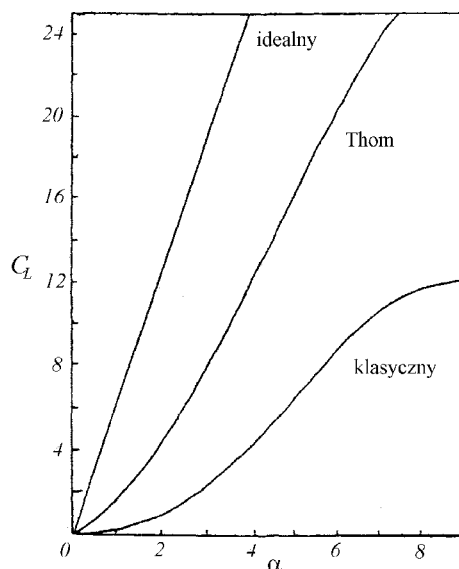


Rys. 1. Widok z boku wimika typu Magnusa czterolopatowego z dyskami brzegowymi na obracających się łopatach



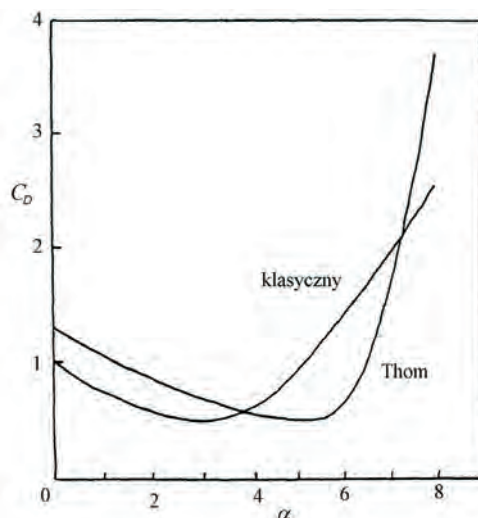
Rys. 2. Zespół dysków brzegowych i pośrednich pomysłu Toma [2]

Z rys. 3 wynika, że zastosowanie dysków na całym walcu zmienia kształt wykresu, przybliżając go do krzywej wyidealizowanej. Opisany kształt ma lepsze właściwości, gdyż przepływające powietrze przylepia się nie tylko do powierzchni walca, ale także do ścianek dysków. Tym samym zwiększa się różnica objętości kontaktującego się z łopata powietrza pod i nad nią, powodując tym samym zwiększenie różnicy ciśnień po obu stronach łopaty i wzrost siły nośnej. Natomiast współczynnik oporu aerodynamicznego C_D niewiele się zmienia co pokazują rys. 4.



Rys. 3. Porównanie wykresów współczynnika aerodynamicznego siły nośnej C_L w funkcji α , gdzie: idealny - krzywa uzyskana stosując teorię Kuty-Żukowskiego; Thom - krzywa uzyskana dzięki eksperymentom na walcu pomysłu Thoma; klasyczny - krzywa uzyskana dzięki eksperymentom na walcu zaopatrzonym tylko w dyski na końcach [2]

Wynika z niego, że dla typowego kształtu z dyskami na końcach najmniejszy opór aerodynamiczny występuje wcześniej dla α równego 2 do 3, a dla walca Thoma dla α równego 5 do 6.



Rys. 4. Porównanie wykresów współczynnika oporu aerodynamicznego C_D w funkcji α , wszelkie parametry należy przyjąć jak dla rys. 3 [2]

Dyski pośrednie łącznie z brzegowymi znacznie bardziej efektywnie ograniczają wyrównywanie się ciśnień na końcach walca. Sugeruje to, że taki kształt będzie względnie mało wrażliwy na zmiany wydłużenia łopaty.

Podczas gdy opór aerodynamiczny zaczyna rosnąć dla walców z samymi dyskami brzegowymi przy $C_L = 2$ rotor Thoma osiąga $C_L > 16$ zanim jego C_D zaczyna rosnąć.

2. Opis przeprowadzonych badań w tunelu aerodynamicznym

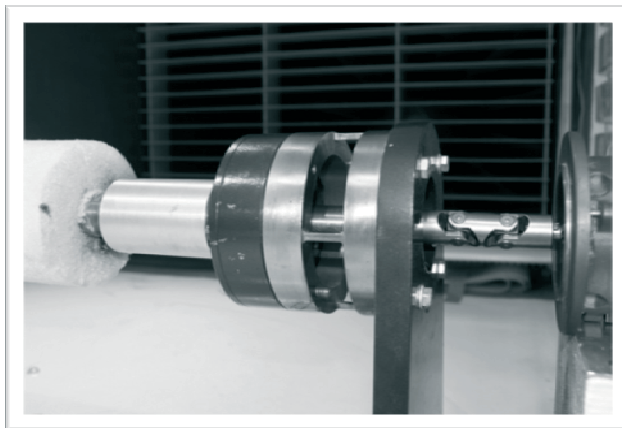
2.1. Badania na wirującym walcu

W 2007 r. w Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej przeprowadzono badania eksperymentalne efektu Magnusa na walcu obracającym się wokół własnej osi (rys. 5 do 7). Badania te pozwoliły określić efekt Magnusa zarówno ilościowo, jak i jakościowo w przepływie turbulentnym dla walca pozbawionego dysków. Zakres doświadczenia obejmował eksperymentalne określenie współczynnika siły nośnej wirującego walca w funkcji α , tj. stosunku prędkości liniowej powierzchni walca do prędkości strumienia powietrza przed walcem. Pomiar sił oddziałujących na model wykonano na trójskładnikowej wadze aerodynamicznej.

Wyniki przeprowadzonego doświadczenia pokazują zgodność trendu wykresu $C_L=f(\alpha)$ z rezultatami uzyskanymi w innych tunelach aerodynamicznych, gdzie przeprowadzono badania dla modeli o zróżnicowanej geometrii i w odmiennych warunkach pomiarowych.

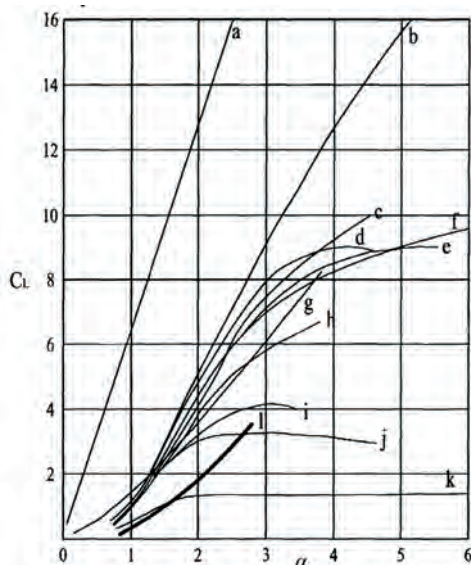


Rys. 5. Model wirującego walca na stanowisku pomiarowym w tunelu aerodynamicznym [4]



Rys. 6. Rozwiązanie połączenia napędu z wałem rotora oraz wagą trójskładnikową [4]

Rezultat przeprowadzonego doświadczenia, w porównaniu z innymi wynikami badań zgromadzonymi przez Swansona [3], przedstawia rys. 7.



Rys. 7. Wykres współczynnika C_L dla różnych parametrów eksperymentu oraz krzywa „l” – rezultat przeprowadzonego doświadczenia własnego dla α z zakresu $\sim (1\div 3)$ [3]

2.2. Badania na wirniku jednołopatowym z przeciwwagą

W Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej zbudowano model wirnika wiatrowego o średnicy 1.1m (rys. 8) i przeprowadzono na nim badania modelowe [1]. Wirnik ten jest jednołopatowy z przeciwwagą i pozwala na eksperymenty z różnymi kształtami łopaty.

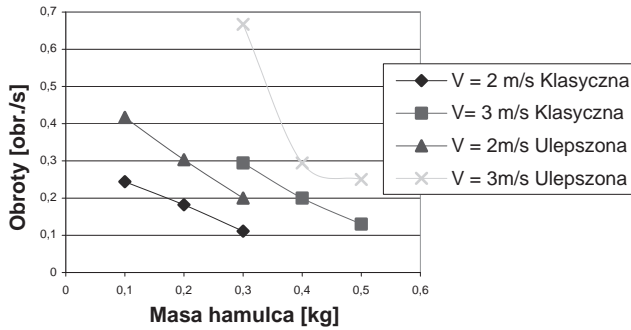


Rys. 8. Model wirnika jednołopatowego typu Magnusa z przeciwwagą w tunelu aerodynamicznym LIWPK[1]

Prowadzono eksperymenty z wieloma kształtami łopaty wykonanych z włókna szklanego.

Wyniki badań przedstawione na rys. 9 dotyczą dwóch wirników typu Magnusa: klasycznego, tj. wirnika jednołopatowego o średnicy 1.1m z dwoma dyskami ograniczającymi na końcach walca i ulepszony, tj. wirnika jednołopatowego o średnicy 1.1m z dużą liczbą dysków rozłożonych wzdłuż całej łopaty. Porównanie obu tych wirników przeprowadzono przy prędkości wiatru równej 2 do 3 m/s, oraz przy ustalonych

na stałym poziomie obrotach silnika napędzającego ruch obrotowy łopat względem jej własnej osi.



Rys. 9. Przykładowe wyniki badań w tunelu aerodynamicznym LIW PK wirnika jednołopatowego typu Magnusa - zmierzone obroty wirnika przy danym obciążeniu hamulca tarciego [1]

3. Wnioski końcowe

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Sprawdzono częściowo poprawność napisanej wcześniej symulacji komputerowej;
- Eksperymentalnie wykazano, że zaproponowana modyfikacja kształtu łopaty okazała się korzystniejsza w porównaniu z dyskami tylko brzegowymi (rys.9);
- Eksperymentalnie potwierdzono, że wyposażenie łopaty w dodatkowe dyski nie powoduje znaczącej zmiany poboru mocy silnika wymuszającego jej ruch obrotowy, natomiast powoduje około dwukrotny wzrost momentu obrotowego turbiny.

Literatura

- 1 Flaga A. Siłownie wiatrowe. Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Kraków, 2012.
- 2 Thom A. Effects of discs on the air forces on a rotating cylinder, ARC R and M 1623, 1934.
- 3 Swanson W.M. The Magnus effect: A summary of investigations to date, Journal of Basic Engineering, Nr 83/1961, 461-470.
- 4 Kapczyński M. Chiralne siłownie wiatrowe – zagadnienia aerodynamiczne i konstrukcyjne, praca dyplomowa, Politechnika Krakowska, Kraków.

Wind tunnel model tests of Magnus type wind rotors with a horizontal rotation axis

Piotr Matys, Andrzej Flaga

Laboratorium Inżynierii Wiatrowej, Instytut Mechaniki Budowli, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Krakowska, e-mail: liwpk@windlab.pl

Abstract: The paper presents results of wind tunnel tests of horizontal axis wind rotors of Magnus type. Firstly, measurements of aerodynamic side (lift) force and aerodynamic drag on rotating cylinder attached to horizontal aerodynamic balance were performed. Secondly, the model of single-blade rotor with counterbalance was tested.

Keywords: Magnus effect, wind turbines, wind rotors, rotating cylinder

Oddziaływanie wiatru na przepływ powietrza w tunelach drogowych wentylowanych naturalnie w warunkach pożaru

Grzegorz Sztarbala

*Institut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniwowych,
e-mail: g.sztarbala@itb.pl*

Streszczenie: W niniejszej pracy przedstawiono wyniki obliczeń numerycznych rozprzestrzeniania się dymu i ciepła w odniesieniu do niezagłębionych, krótkich tuneli drogowych o przekroju prostokątnym wentylowanych naturalnie. Obliczenia numeryczne przeprowadzono w sposób pozwalający na jednoczesne uwzględnienie oddziaływania wiatru i warunków pożaru. Struktura oddziaływującego na tunel wiatru została opisana profilem logarytmicznym, zaś pożar za pomocą modelu objętościowego. Rozważana w pracy prędkość wiatru zawierała się w zakresie od 2,0 m/s do 6,0 m/s, zaś przyjęte moce pożaru odnosiły się odpowiednio do pożaru jednego samochodu osobowego, jednego samochodu typu „van” oraz jednego autobusu. Wyniki przeprowadzonych badań wykazały, że zjawisko stratyfikacji dymu w tunelach wentylowanych naturalnie występuje tylko w warunkach bezwietrznych a system wentylacji naturalnie nie jest w stanie zapewnić wymaganego poziomu bezpieczeństwa pożarowego.

Słowa kluczowe: wentylacja naturalna tuneli, tunel drogowy, oddziaływanie wiatru, komputerowa mechanika płynów, pożar w tunelu

1. Wstęp

Istotnym czynnikiem wpływającym na zapewnienie bezpieczeństwa pożarowego obiektu budowlanego, jakim jest tunel, jest skuteczne odprowadzanie dymu i ciepła gwarantujące możliwość ewakuacji osób się tam znajdujących oraz prowadzenia działań ratowniczo – gaśniczych. Uzyskuje się to poprzez zapewnienie właściwego, pod względem prędkości i kierunku, przepływu powietrza w tunelu. W przypadku krótkich tuneli stosuje się wentylację naturalną, w której przepływ wywołany jest zjawiskiem konwekcji naturalnej i warunkami atmosferycznymi. Dym i ciepło usuwane są wówczas poprzez obie głowice tunelu. W odniesieniu do pozostałych tuneli stosuje się wentylację mechaniczną, w której kierunek i prędkość przepływu wymuszone są pracą urządzeń wentylacyjnych. W zależności od przyjętego rodzaju wentylacji mechanicznej dym i ciepło usuwane są poprzez jedną z głowic bądź transportowane kanałem wentylacyjnym pod stropem tunelu i usuwane na zewnątrz.

Przedstawiona problematyka oddziaływania wiatru na przepływ w tunelach wentylowanych naturalnie warunkach pożaru stanowi pierwszy etap podjętej przez autora tematyki badawczej w zakresie analiz rozwoju pożaru i rozprzestrzeniania się dymu i ciepła w tunelach. W pracy zaprezentowano wyniki obliczeń numerycznych przeprowadzonych z wykorzystaniem komputerowej mechaniki płynów (ang. Computational Fluid Dynamics – CFD).

2. Przepływ mieszaniny dymu i powietrza w tunelu

Rozprzestrzenianie się dymu i ciepła w tunelu uzależnione jest od wielu czynników, jednak największy wpływ ma prędkość przepływu powietrza – przy prędkości bliskiej bądź równej zeru gorąca mieszanina dymu i powietrza unoszona ku górze porywa chłodne powietrze z przetrzeni otaczającej źródła pożaru. Kształtująca się kolumna konwekcyjna, docierając w bezpośrednie sąsiedztwo stropu tunelu, dzieli się na dwa strumienie przemieszczające się w dwóch przeciwnych kierunkach wzdłuż stropu (rys.1.). Zasięg tych

strumieni uzależniony jest m.in. od mocy pożaru oraz intensywności mieszania się dymu i gorących gazów pożarów z napływającym chłodnym powietrzem. Wyraźny jest rozdział warstwy dymu od chłodnego powietrza. W procesie mieszania się strumienie podstropowe zwiększają swoją objętość przy jednocześnie zmniejszającej się różnicy temperatury. W obszarze, w którym nie występuje różnica temperatur, chłodny już dym przemieszcza się w kierunku jezdnii.



Rys.1. Przepływ mieszaniny dymu i powietrza w tunelu o prędkości przepływu powietrza bliskiej zeru

Wraz z pojawieniem się w tunelu ruchu powietrza z prędkością bliską bądź większą od 1,0 m/s osiowo-symetryczny charakter kolumny konwekcyjnej zostaje zaburzony. Część dymu przemieszcza się w kierunku zgodnym z kierunkiem przepływu powietrza w tunelu, zaś pozostała w kierunku przeciwnym. Ilość dymu przepływającego w kierunku przeciwnym do założonego kierunku przepływu uzależniona jest od mocy pożaru oraz prędkości przepływu powietrza w tunelu. Zjawisko cofania się warstwy dymu w odniesieniu do założonego kierunku przepływu powietrza w tunelu, w literaturze obcojęzycznej nosi nazwę *backlayering*.

Wzrost prędkości przepływu powietrza w tunelu powoduje zmniejszenie zasięgu strumienia dymu płynącego w przeciwnym kierunku aż do całkowitego wyeliminowania. Prędkość przepływu powietrza w tunelu, przy której zjawisko to nie występuje, określa się mianem prędkości krytycznej.

3. System wentylacji naturalnej tuneli drogowych

Przepływ powietrza oraz mieszaniny dymu i powietrza w tunelu wentylowanym naturalnie w warunkach wywołany jest warunkami atmosferycznymi oraz zjawiskiem konwekcji naturalnej spowodowanej rozwojem pożaru. Istotnym czynnikiem wpływającym na skuteczność odprowadzania mieszaniny dymu i powietrza oraz ciepła jest prędkość przepływu powietrza oraz jego intensywność turbulencji wewnątrz tunelu oraz w sąsiedztwie głowic tunelu. Duża zmienność prędkości przepływu powietrza oraz kierunku jest zjawiskiem szczególnie niepożądanym. Może ona powodować zaburzenie zakładanego rozdziału warstwy dymu od warstwy chłodnego powietrza [1], [2], [3], co w konsekwencji może powodować nieskuteczne odprowadzanie dymu i ciepła z tunelu.

Dopuszczalna długość tunelu wyposażonego w system wentylacji naturalnej jest zróżnicowana w poszczególnych krajach i wynika z obowiązujących w nich uregulowań prawnych. W Polsce, zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [4], [5], tunele jednokierunkowe, niezagłębione, o małym natężeniu ruchu, o długości do 600 m i zagłębione o długości do 400 m mogą być wentylowane naturalnie. W przypadku tuneli o dużym natężeniu ruchu, z zatorami, dopuszczalną długość tunelu z wentylacją naturalną ogranicza się do 200 m.

W Dyrektywie 2004/54/WE [6] dotyczącej tuneli w sieci transeuropejskiej nie podano informacji o dopuszczalnej długości tuneli wentylowanych naturalnie. Na podstawie wymogu stosowania wentylacji mechanicznej w odniesieniu do tuneli o długości powyżej 1000 m i natężeniu ruchu powyżej 2000 pojazdów na dzień, licząc na jeden pas ruchu, można wnioskować, że tunele krótsze mogą być wentylowane naturalnie.

4. Obliczenia numeryczne

4.1. Wprowadzenie

Celem zaprezentowanych obliczeń numerycznych była ocena oddziaływania wiatru na przepływ powietrza w tunelu w warunkach pożaru. Obliczenia numeryczne przeprowadzono w odniesieniu do dwóch niezagłębionych, krótkich tuneli drogowych o przekroju prostokątnym wentylowanych naturalnie, w odniesieniu, do których wielkość i obszar oddziaływania wiatru na przepływ powietrza powinien być największy.

Ponadto założono, że we wnętrzu tunelu nie będą znajdowały się żadne pojazdy ograniczające pole przekroju poprzecznego. Przyjęta w badaniach struktura wiatru opisana została profilem logarytmicznym, którego kształt zależał od przyjętej wartości prędkości referencyjnej u_{ref} na wysokości 10,0 m powyżej terenu i aerodynamicznego współczynnika szorstkości terenu z_o . Rozważany zakres prędkości referencyjnej wiatru zawiera się w przedziale od 2,0 m/s do 6,0 m/s i odpowiada wartościom średnio-rocznym prędkości wiatru w Polsce na wysokości 10 m w terenie płaskim otwartym [7], [8].

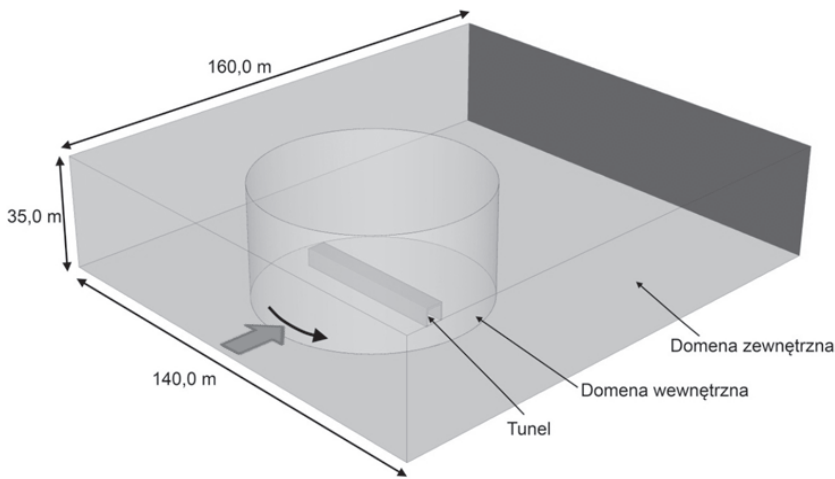
Przyjęte w obliczeniach numerycznych tunele miały następujące wymiary geometryczne:

- tunel „A” – wymiary wewnętrzne: 5,00 m x 5,00 m (szer. x wys.), wymiary zewnętrzne: 6,00 m x 5,50 m (szer. x wys.), długość: 50,00 m;
- tunel „B” – wymiary wewnętrzne: 10,00 m x 5,00 m (szer. x wys.), wymiary zewnętrzne: 11,00 m x 5,50 m (szer. x wys.), długość: 50,00 m.

W odniesieniu do każdego z wymienionych tuneli przeprowadzono obliczenia numeryczne przy kącie natarcia wiatru wynoszącym 0° , 30° , 45° , 60° i 90° ; aerodynamicznym współczynnikiem szorstkości terenu $z_o = 1,00$ m, co odpowiada terenowi miejskiemu oraz trzech wartości całkowitego strumienia wywołanego ciepła HRR [ang. *Heat Release Rate*] wynoszących 5,00 MW, 10,00 MW i 20,00 MW. Przyjęte moce pożaru opisują odpowiednio: pożar jednego samochodu osobowego, pożar samochodu typu „van” oraz pożar jednego autobusu [9].

4.2. Opis domeny obliczeniowej

Przyjęta domena obliczeniowa składa się z dwóch poddomen: wewnętrznej i zewnętrznej. (por. rys. 2.) W poddomenie wewnętrznej znajdował się trójwymiarowy model tunelu wraz z jego bezpośrednim otoczeniem. Poddomena zewnętrzna opisywała obszar zewnętrzny, a na jej brzegach zdefiniowano następujące warunki brzegowe: „napływ” – opisujący strukturę powietrza napływającego do domeny obliczeniowej, „wypływ” – opisujący wypływ powietrza z domeny, „symetria” – na ścianach bocznych i ścianie górnej domeny obliczeniowej, „ściana” – opisujący ściany wewnętrzne i zewnętrzne tunelu oraz podstawę domeny obliczeniowej.



Rys. 2. Trójwymiarowy model domeny obliczeniowej wykorzystywanej w obliczeniach numerycznych

Podział obszaru analizy na poddomeny miał na celu umożliwienie wykonania obliczeń w odniesieniu do różnych kątów natarcia napływającego powietrza. Zmiana kąta natarcia była realizowana poprzez obrót poddomeny wewnętrznej o zadany kąt. Położenie poddomeny zewnętrznej nie ulegało zmianie.

Przyjęta wielkość domeny obliczeniowej spełniania wymagania poddane przez Franke i in. [10] i miała wymiary 140,0 m x 160,0 m x 35,0 m.

Wewnątrz tunelu, w jego środku geometrycznym, znajdowało się źródło pożaru, którego wymiary geometryczne wynosiły: 2,00 m x 4,50 m x 2,00 m.

Dyskretyzację domeny obliczeniowej przeprowadzono za pomocą strukturalnej siatki heksahedralnej, która składała się z 11 326 248 objętości, 34 339 388 powierzchni i 11 584 458 węzłów.

4.3. Model turbulencji

Prezentowane zagadnienie charakteryzuje przepływ o dużej turbulencji. W związku z tym do opisu pola prędkości i ciśnienia wybrano model turbulencji k-ε w wersji „standard”, który należy do grupy modeli metody RANS (*Reynolds Average Navier-Stokes*). Obecnie model k-ε to najczęściej stosowanym model zarówno w badaniach naukowych, jak i w badaniach prowadzonych na potrzeby przemysłu.

Jednakże ze względu na wiele przybliżeń upraszczających równania opisujące przepływ płynu oraz przyjęte „stałe” może dawać błędne wyniki rozwiązania, dlatego też wymaga weryfikacji. Dokładny opis problemów wynikających ze stosowania metody k-ε oraz kalibracji stałych modelu k-ε znajduje się w pracy Błazik-Borowej [11].

Przed przystąpieniem do badań numerycznych rozprzestrzeniania się dymu i ciepła z uwzględnieniem oddziaływującego wiatru przeprowadzono weryfikację przyjętego modelu turbulencji i proponowanych warunków brzegowych na podstawie wyników badań własnych w tunelu aerodynamicznym Laboratorium Inżynierii Wiatrowej Politechniki Krakowskiej [1].

Wartość błędu wyznaczonego jako różnica między wartością współczynnika ciśnienia otrzymanego na podstawie obliczeń numerycznych, ($C_{p,CFD}$) a wartością współczynnika ciśnienia otrzymanego z badań modelowych ($C_{p,tunnel}$) nie przekraczała 20%. Uznano, że otrzymana dokładność rozwiązania jest wystarczająca w odniesieniu analizowanych zjawisk.

4.4. Źródło pożaru

Źródło pożaru odwzorowano jako stałe w czasie objętościowe źródło ciepła i dymu. Rozwój pożaru został opisany poprzez strumień wyzwalanego ciepła z pożaru oraz

strumień masy dymu. Maksymalna moc pożaru w każdym z trzech analizowanych przypadków była osiągnięta w 300 s (5 minut) od wybuchu pożaru i do 600 s (10 minut) była stała.

Współczynnik dymotwórczości dymu uwalnianego ze źródła pożaru wynosił 0,11 $\text{kg}_{\text{dymu}}/\text{kg}_{\text{paliwa}}$, zaś efektywne ciepło spalania paliwa 24 000 J/kg.

4.5. Warunki początkowe

Temperatura początkowa powietrza w całej domenie obliczeniowej wynosiła 20°C (293,15 K). Właściwości powietrza, tj. gęstość, ciepło właściwe i przewodność cieplna, zależały od temperatury, a ich zmienność przyjęto na podstawie [12].

W celu poprawnego odwzorowania zjawiska wymiany ciepła przez ściany tunelu, przyjęto, że ściany były wykonane z betonu o grubości 0,50 m, którego gęstość w temperaturze początkowej wynosi 2300 kg/m^3 , ciepło właściwe wynosi 900 J/kgK, zaś przewodność cieplna - 1,4 W/mK. W obliczeniach przyjęto stałą gęstość betonu, zaś ciepło właściwe i przewodność cieplna zmieniały się zgodnie z krzywymi podanymi w PN-EN 1992-1-2:2008 [13].

4.6. Warunki brzegowe

W obliczeniach numerycznych zagadnień związanych z inżynierią wiatrową i bezpieczeństwem pożarowym najczęściej przyjmowane warunki brzegowe są następującego typu:

- napływ [ang. velocity inlet],
- wypływ [ang. pressure outlet],
- ściana [ang. wall],
- symetria [ang. symmetry].

W prezentowanych obliczeniach warunek brzegowy typu „napływ” wykorzystywano do opisu struktury oddziaływującego wiatru. Struktura wiatru opisana była za pomocą pionowego profilu prędkości średniej wiatru w funkcji wysokości, kinetycznej energii turbulencji oraz dysypacji kinetycznej energii turbulencji.

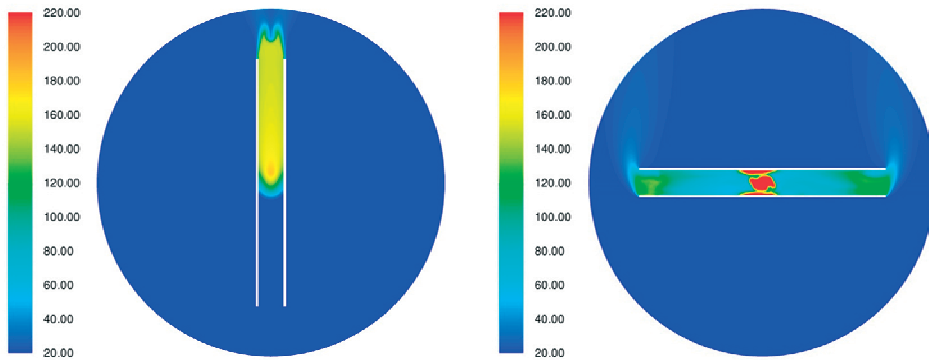
$$\bar{U}(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z+z_o}{z_o}\right), \quad k = \frac{u_*^2}{\sqrt{C_\mu}}, \quad \varepsilon(z) = \frac{u_*^3}{\kappa(z+z_o)}, \quad u_* = \frac{u_{ref} \kappa}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_o}\right)} \quad (1)$$

gdzie: k - kinetyczna energia turbulencji, ε dysypacja kinetycznej energii turbulencji, κ - stała von Karmana, C_μ - „stała” modelu k - ε w wersji „standard” zaś u_* - bezwymiarowa prędkość tarciowa.

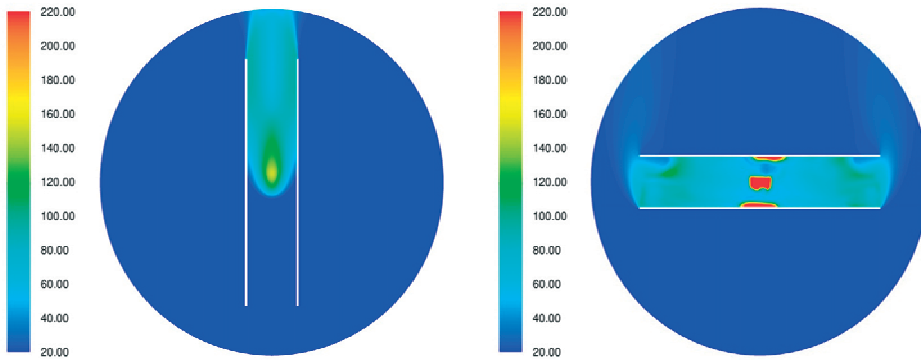
Podstawa domeny obliczeniowej, która odpowiadała terenowi oraz powierzchni ścian zewnętrznych i wewnętrznych, została opisana za pomocą warunku brzegowego typu „ściana”. Powierzchnie boczne oraz powierzchnia górna domeny obliczeniowej zostały opisane przez warunek brzegowy typu „symetria”. Warunek brzegowy typu „wypływ” wykorzystano do opisu powierzchni, którą następował wypływ powietrza z domeny.

4.7. Wyniki obliczeń

Poniżej zamieszczono wyniki obliczeń numerycznych, w postaci rozkładów temperatury na wysokości 4,50 m nad posadzką tuneli „A” i „B” (rys. 3 – rys.4) dla prędkości referencyjnej wiatru $u_{ref}=4,0$ m/s i kąta natarcia wiatru 0° i 90°.

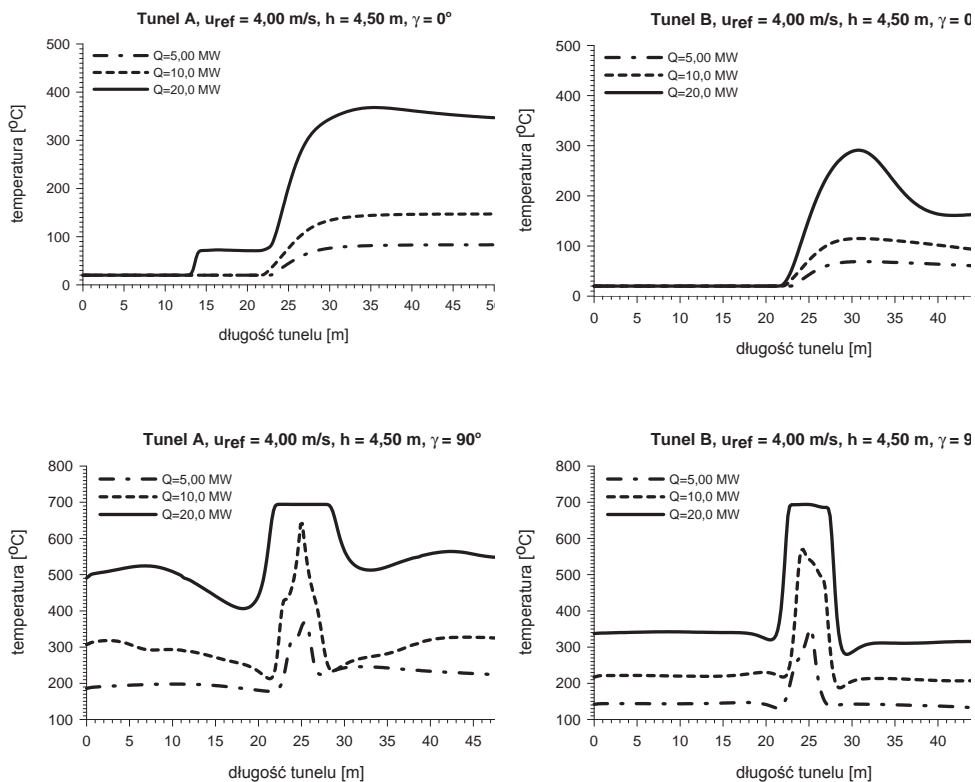


Rys. 3. Przewidywany rozkład temperatury powietrza (w zakresie 20°C – 220°C i więcej) na wysokości 4,50 m nad posadzką tunelu „A”, przy mocy pożaru $Q = 10,00$ MW, dla prędkości referencyjnej $u_{ref} = 4,00$ m/s i kąta natarcia wiatru $\gamma = 0^\circ$ (rysunek po lewej stronie) i $\gamma = 90^\circ$ (rysunek po prawej stronie)



Rys. 4. Przewidywany rozkład temperatury powietrza (w zakresie 20°C – 220°C i więcej) na wysokości 4,50 m nad posadzką tunelu „B”, dla mocy pożaru $Q = 10,00$ MW, dla prędkości referencyjnej $u_{ref} = 4,00$ m/s i kąta natarcia wiatru $\gamma = 0^\circ$ (rysunek po lewej stronie) i $\gamma = 90^\circ$ (rysunek po prawej stronie)

Poniżej przedstawiono uzyskane wyniki obliczeń numerycznych, w postaci rozkładów temperatury na wysokości 4,50 m przy prędkości referencyjnej wiatru 4,00 m/s i kątach natarcia wiatru 0° i 90° w odniesieniu do tuneli „A” i „B”.



Rys.5. Przebieg zmian przewidywanej temperatury powietrza wzdłuż osi podłużnej tunelu „A” i „B” przy kącie natarcia wiatru 0° i 90°

5. Podsumowanie

Analizując wyniki przeprowadzonych obliczeń, wykazano, iż zjawisko stratyfikacji dymu i powietrza, które zakłada się w krótkich tunelach wentylowanych naturalnie, nie występuje podczas oddziaływania wiatru niezależnie od kąta natarcia i prędkości wiatru. Oznacza to, że dym wypełnia cały przekrój tunelu.

Obecnie elementem decydującym o wyborze systemu usuwania dymu i ciepła z tunelu w warunkach pożaru jest wyłącznie długość tunelu. Otrzymane wyniki badań wykazały, że stosowanie wentylacji naturalnej do usuwania dymu i ciepła nawet z krótkich tuneli jest niewłaściwe ze względu na nieskuteczne funkcjonowanie w warunkach pożaru i oddziaływującego wiatru. Zaleca się stosowanie systemów wentylacji mechanicznej do odprowadzania dymu i ciepła z tuneli drogowych w warunkach pożaru. Prawidłowo zaprojektowany i wykonany system wentylacji mechanicznej gwarantuje skuteczne odprowadzanie dymu i ciepła umożliwiające ewakuację osób z tunelu oraz prowadzenia działań ratowniczo – gaśniczych.

Literatura

- 1 G. Sztarbała, Oddziaływanie wiatru na przepływ powietrza w tunelu w warunkach pożaru, Rozprawa doktorska, Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej, 2012, p. 135.
- 2 A. HAERTER, Fire test in the Offenegg Tunnel in 1965, [W:] Proceedings of the International Conferences on Fire in Tunnels, Borås, Sweden, 1994.

- 3 S. JAGGER, G. GARANT, Use of tunnel ventilation for fire safety, [W:] The Handbook of Tunnel Fire Safety, Thomas Telford, 2005, s. 144-183.
- 4 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000, w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz.U. nr 63 poz.735.
- 5 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 29 maja 2012, zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz.U. nr 0 poz.608.
- 6 Dyrektywa 2004/54/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 29 kwietnia 2004 w sprawie minimalnych wymagań bezpieczeństwa dla tuneli w transeuropejskiej sieci drogowej.
- 7 A. FLAGA, Inżynieria wiatrowa. Podstawy i zastosowania, Warszawa: Arkady, 2008.
- 8 S. GUMUŁA, T. KNAP, P. STRZELCZY, Z. SZCZERBA, Energetyka wiatrowa, Kraków: Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, 2006.
- 9 World Road Association (PIARC), Fire and Smoke Control in Road Tunnels, Paris, France, 1999.
- 10 J. FRANKE, C. HIRSCH, A. JANSEN, H. KRUS, M. SCHATZMANN, P. WESTBURY, S. MILES, J. WISSE, N. WRIGHT, Recommendations on the use of CFD in wind engineering, [W:] Proc. The International Conference on Urban Wind Engineering and Building Aerodynamics, Sint-Genesius-Rode, 2004.
- 11 E. Błazik-Borowa, Problemy związane ze stosowaniem modelu turbulencji k- ϵ do wyznaczania parametrów opływu budynków, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin, 2008.
- 12 B. Staniszewski, Wymiana ciepła. Podstawy teoretyczne. Wydanie drugie poprawnione, Warszawa: PWN, 1979.
- 13 PN-EN 1992-1-2: 2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1–2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.

Wind influence on the flow inside the road tunnels in the case of the fire

Grzegorz Sztarbała

Instituto Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniowych, e-mail: g.sztarbala@itb.pl

Abstract: An important factor in ensuring the fire safety of a construction works, such as a tunnel, is the effective evacuation of smoke and heat to allow people to evacuate and enable to fight a fire. In short tunnels natural ventilation is used, where the flow of air is caused by natural convection phenomena and weather conditions. The results of this research show that the stratification phenomenon in naturally ventilated tunnels occurs in windless conditions only. Flow blockage was observed for a wind angle equal to 90°, causing smoke and heat to remain in the tunnel.

The use of natural ventilation to remove smoke and heat from short tunnels is inappropriate due to the ineffective functioning, in the case of the fire and wind action.

Keywords: natural ventilation in tunnel, road tunnel. wind action on tunnel, physical modelling, Computational Fluid Dynamics, CFD, fire in tunnel

Przepływ dymu i ciepła w wielkokubaturowym obiekcie budowlanym w warunkach pożaru

Wojciech Węgrzyński¹

¹Zakład Badań Ogniowych Instytutu Techniki Budowlanej, e-mail: w.wegrzynski@itb.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono wybrane nowoczesne metody szacowania ilości dymu wpływającego do zbiornika dymu w określonym układzie przegród budowlanych składającym się z pomieszczenia, w którym wybuchł pożar, ściany z otworem i nadprożem oraz balkonem, wewnątrz wielkokubaturowego obiektu budowlanego. Wyniki obliczeń analitycznych porównano z wynikami obliczeń numerycznych przeprowadzonych z wykorzystaniem metody obliczeniowej mechaniki płynów (CFD) i na ich podstawie przedstawiono wnioski dotyczące praktycznego wykorzystania przedstawionych metod.

Słowa kluczowe: pożar, dym, wentylacja pożarowa, wentylacja oddymiająca, atria

1. Wprowadzenie

Fundamentem nowoczesnego budownictwa są wymagania podstawowe stawiane budynkom przez przepisy techniczno-budowlane, wśród których znajduje się także wymóg zapewnienia bezpieczeństwa pożarowego. Bezpieczeństwo to może być rozumiane, jako zapewnienie w budynku warunków środowiska w czasie pożaru, które umożliwią ewakuację wszystkim jego użytkownikom oraz umożliwią rozpoczęcie akcji ratowniczo – gaśniczej. Aby spełnić ten cel budynki wyposażane są w liczne pasywne i aktywne systemy zabezpieczeń przeciwpożarowych. W budynkach wielkokubaturowych, w których formę architektoniczną stanowi duża, niepodzielona przestrzeń szczególnego znaczenia dla bezpieczeństwa pożarowego nabierają systemy wentylacji oddymiającej pozwalające utrzymać wymagane warunki środowiska w obszarze, w którym przebywają ludzie, w trakcie pożaru poprzez usuwanie dymu i ciepła w nim powstałego.

System wentylacji oddymiającej ma na celu usuwanie gorącego dymu i ciepła z obszaru pod stropem budynku z intensywnością pozwalającą na utrzymanie warstwy gorącego dymu we wcześniej zdefiniowanym i ściśle opisanym zbiorniku dymu. Ścianami zbiornika dymu są przegrody architektoniczne a jego podstawę stanowi wirtualna powierzchnia na stałej wysokości określonej od poziomu podłogi budynku, poniżej której możliwa jest ewakuacja, nazywana warstwą wolną od dymu. Ponadto usuwanie gorącego dymu i gazów pożarowych przez system wentylacji oddymiającej wpływa również na obniżenie temperatury dymu, a więc na zmniejszenie strumienia ciepła przekazywanego na drodze promieniowania w kierunku dróg ewakuacji, przyczyniając się do ograniczenia rozprzestrzeniania się ognia i wpływając korzystnie na warunki prowadzenia akcji ratowniczo - gaśniczej. Spełnienie powyższych założeń jest możliwe, jeżeli na etapie projektowania systemu poprawnie oszacowana została minimalna ilość dymu, którą należy usunąć ze zbiornika. W tym celu wykorzystywane są metody analityczne określania ilości dymu wpływającego do zbiornika, a skuteczność zaprojektowanego systemu weryfikuje się z wykorzystaniem metody obliczeniowej mechaniki płynów (ang. *Computational Fluid Dynamics*, CFD).

2. Przepływ dymu w obiektach budowlanych

Dym i gorące gazy pożarowe na skutek działania sił wyporu gromadzą się pod stropem pomieszczeń, w których wybuchł pożar tworząc tzw. warstwę gorącego dymu. Dym przemieszczając się pod stropem pomieszczenia oraz opływając przegrody budowlane miesza się z otaczającym powietrzem, obniżając swoją temperaturę i prędkość przepływu

oraz zwiększając swoją objętość. Ilość dymu wpływająca do zbiornika dymu zależy, zatem nie tylko od wielkości, czyli mocy pożaru, ale również od drogi, jaką musi przebyć dym. Ze względu na lokalizację źródła pożaru względem zbiornika dymu wyróżnia się dwa zasadnicze rodzaje przepływu dymu w tzw. kolumnach konwekcyjnych: kolumna osiowo symetryczna (ang. *axisymmetric plume*) powstająca w pożarze zlokalizowanym bezpośrednio pod zbiornikiem dymu oraz kolumna rozprzyskująca się (ang. *spill plume*) powstająca, gdy płynąca pod balkonem warstwa dymu odrywa się na jego krawędzi wpływając do zbiornika dymu, co przedstawiono na rys. 1. Z uwagi na dłuższą drogę jak i ilość przegród budowlanych, które opływa dym, w większości budynków wielkokubaturowych najbardziej niekorzystnym przypadkiem z uwagi na ilość dymu wpływającego do zbiornika, jest przypadek pożaru w pomieszczeniu na najniższej kondygnacji budynku, którego wyjście znajduje się w największej odległości od krawędzi balkonu. W związku z powyższym, w niniejszej pracy rozważano tylko metodykę obliczeń przewidywanej ilości dymu płynącego w kolumnie rozprzyskującej się, dla układu architektonicznego pomieszczenie – balkon – atrium [1].



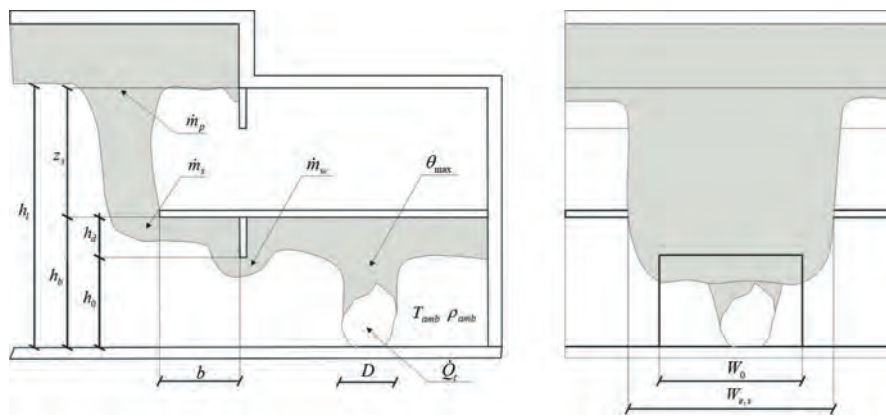
Rys. 1. Schematycznie przedstawiona osiowa kolumna konwekcyjna dymu (a) oraz przepływ dymu z pomieszczenia do atrium wraz z rozprzyskującą się kolumną dymu (b).

3. Obliczanie masowego i objętościowego strumienia dymu w kolumnie konwekcyjnej rozprzyskującej się

3.1. Wprowadzenie do analitycznych metod obliczeniowych

Dym i gorące gazy pożarowe powstałe na skutek pożaru mogą być usuwane z pomieszczenia poprzez jego witrynę, do przestrzeni atrium budynku. Ponieważ dym opływa przegrody budowlane i nieustannie zwiększa swoją objętość, aby poprawnie oszacować ilość dymu docierającą do zbiornika dymu niezbędnym jest określenie nie tylko ilości dymu powstającej w pożarze, ale także jego przyrostu powstającego podczas wypływu z pomieszczenia pod balkon, drogi przebytej pod balkonem jak i wypływu z pod krawędzi balkonu do przestrzeni atrium w formie rozprzyskującej się kolumny konwekcyjnej dymu, co zilustrowano na rys. 2.

Opis pożaru na potrzeby obliczeń dokonywany jest poprzez parametry całkowitej mocy pożaru i jego obwodu. Parametry te są podstawą w dalszych obliczeniach, przy czym należy zauważyć, że w poszczególnych metodach obliczeniowych zamiennie wykorzystuje się parametry całkowitej mocy pożaru (\dot{Q}_t) oraz konwekcyjnej mocy pożaru (\dot{Q}_c) uwzględniającej ilość ciepła wydzielonego w pożarze na drodze promieniowania i wynosząca około 70% mocy całkowitej [1].



Rys. 2. Masowe strumienie przepływu dymu oraz oznaczenia wymiarów przegród budowlanych, wykorzystywane w obliczeniach analitycznych

3.2. Masowy strumień dymu wypływający z pomieszczenia

Jednym z pierwszych równań pozwalających określić masowy strumień dymu wypływający z pomieszczenia było równanie (1) wyprowadzone przez Thomasa, oparte na równaniu Bernoulliego oraz założeniu zerowej prędkości początkowej gazów w pomieszczeniu z pożarem [2].

$$\dot{m}_w = \frac{2}{3} C_d \left(2g\theta_{\max,w} T_{\text{amb}} \right)^{1/2} \frac{W_0 \rho_{\text{amb}}}{T_{\max,w}} d_w^{3/2} \quad (1)$$

gdzie: \dot{m}_w – masowy strumień dymu wypływający z pomieszczenia, C_d – wsp. nadproża, g – stała przyciągania ziemskiego, $\theta_{\max,w}$ – przyrost temperatury dymu, T_{amb} – temperatura otoczenia, W_0 – szerokość witrażu, ρ_{amb} – gęstość powietrza w otoczeniu, $T_{\max,w}$ – temperatura wypływającego dymu, d_w – głębokość warstwy dymu.

Wartość współczynnika C_d opisującego wpływ nadproża wyznaczono eksperymentalnie, jako równą 0,65. W powyższej zależności zakłada się także, że rozkład temperatury dymu wypływającego z pomieszczenia może być opisany funkcją „top-hat”.

Przyjmując, że gazy w pomieszczeniu posiadają początkową prędkość, a rozkład temperatury w kolumnie konwekcyjnej nie jest równomierny Morgan wyprowadził równanie (2), wprowadzając do równania (1) współczynnik κ_w uwzględniający nierównomierny rozkład temperatury dymu wypływającego z pomieszczenia [3]. Dla celów projektowania systemów wentylacji pożarowej, na podstawie badań eksperymentalnych Morgan zalecił wykorzystywanie współczynnika $\kappa_w = 1,3$.

$$\dot{m}_w = \frac{2}{3} C_d^{3/2} \left(2g\theta_{\max,w} T_{\text{amb}} \right)^{1/2} \frac{W_0 \rho_{\text{amb}}}{T_{\max,w}} d_w^{3/2} \kappa_w \quad (2)$$

gdzie: \dot{m}_w – masowy strumień dymu wypływający z pomieszczenia, C_d – wsp. nadproża, g – stała przyciągania ziemskiego, $\theta_{\max,w}$ – przyrost temperatury dymu, T_{amb} – temperatura otoczenia, W_0 – szerokość witrażu, ρ_{amb} – gęstość powietrza w otoczeniu, $T_{\max,w}$ – temperatura wypływającego dymu, d_w – głębokość warstwy dymu, κ_w – wsp. korekcyjny.

Wykorzystanie powyższych równań do celów projektowych jest problematyczne, ze względu na występujące w nich liczne niewiadome takie jak maksymalna temperatura dymu czy głębokość warstwy dymu. Z uwagi na te trudności Hansell w swojej rozprawie doktorskiej opracował metodę szacowania ilości dymu wypływającego z pomieszczenia (3), którą później wykorzystano w metodologii projektowania systemów wentylacji pożarowej opisaną w normach BS [4,5].

$$\dot{m}_w = \frac{C_e p W_0 h_0^{3/2}}{\left(W_0^{2/3} + \frac{1}{C_d} \left(\frac{C_e p}{\sigma} \right)^{2/3} \right)^{3/2}} \quad (3)$$

gdzie: \dot{m}_w – masowy strumień dymu wypływający z pomieszczenia, C_e – wsp. konfiguracji pomieszczenia, p – obwód pożaru, W_0 – szerokość witryny, h_0 – wysokość witryny, C_d – wsp. nadproża, σ – wsp. korekcyjny.

Współczynnik korekcyjny σ pojawiający się w równaniu przyjmuje wartość równą 2 dla większości przypadków. Współczynnik C_e przyjmuje wartości 0,19, 0,21 lub 0,34 w zależności od wielkości pomieszczenia, w którym wybuchł pożar.

Alternatywną uproszczoną metodę wyznaczania ilości dymu wypływającej z pomieszczenia na podstawie przeprowadzonych badań eksperymentalnych podano w wytycznych CIBSE, a jej autorem był Thomas [6].

$$\dot{m}_w = 0,09 \dot{Q}_c^{1/3} W_0^{2/3} h_0 \quad (4)$$

gdzie: \dot{m}_w – masowy strumień dymu wypływający z pomieszczenia, \dot{Q}_c – konwekcyjna moc pożaru, W_0 – szerokość witryny, h_0 – wysokość witryny.

3.3. Masowy strumień dymu płynący pod balkonem

W przypadku, w którym przepływ dymu pomiędzy pomieszczeniem a krawędzią balkonu nie jest ograniczony ekranami kierunkującymi o znanych wymiarach, oszacowanie przyrostu dymu jest trudne. Z uwagi na brak wystarczającej ilości badań eksperymentalnych nad tym zjawiskiem, do celów inżynierskich przyjmuje się, że ilość dymu na krawędzi balkonu (\dot{m}_s) jest dwukrotnie większa, od ilości dymu wypływającej z pomieszczenia [5]. Ponieważ wiele z metod obliczeniowych wykorzystywanych do szacowania ilości dymu płynącego w kolumnie rozplywającej odnosi się do jej szerokości, w wytycznych NFPA przedstawiono uproszczony wzór (5) pozwalający oszacować szerokości kolumny rozplywającej się na krawędzi balkonu [7].

$$W_{e,s} = W_0 + b \quad (5)$$

gdzie: $W_{e,s}$ – szerokość kolumny dymu, W_0 – szerokość balkonu, b – szerokość balkonu.

3.4. Masowy strumień dymu w kolumnie rozplywającej się

Znając podstawowe parametry pożaru projektowego, wymiary przegród budowlanych, a także szacowaną szerokość warstwy dymu odrywającej się od krawędzi balkonu, ilość dymu wpływającą do zbiornika dymu można oszacować za pomocą zależności wyprowadzonej przez Law'a [8].

$$\dot{m}_p = 0,31 \left(\dot{Q}_t (W_0 + b)^2 \right)^{1/3} (z_s + 0,25h_b) \quad (6)$$

$$\dot{m}_p = 0,36 \dot{Q}_t^{1/3} W_{e,s}^{2/3} (z_s + 0,25h_b) \quad (7)$$

gdzie: \dot{m}_p – masowy strumień dymu w kolumnie, \dot{Q}_t – całkowita moc pożaru, $W_{e,s}$ – szerokość kolumny dymu, z_s – wysokość od krawędzi balkonu do granicy warstwy wolnej od dymu, h_b – wysokość balkonu.

Alternatywną metodę, w której uwzględnia się wartość masowego strumienia gazów wydobywającego się z pomieszczenia opisaną równaniem (3) i jego przyrostu pod balkonem podano w Brytyjskich wytycznych projektowania systemów wentylacji oddymiającej BSI [9].

$$\dot{m}_p = 0,16 \dot{Q}_c^{1/3} W_{e,s}^{2/3} z_s + 1,4 \dot{m}_s + 0,0014 \dot{Q}_c \quad (8)$$

gdzie: \dot{m}_p – masowy strumień dymu w kolumnie dymu, Q_c – konwekcyjna moc pożaru $W_{e,s}$ – szerokość kolumny dymu, z_s – wysokość od krawędzi balkonu do granicy warstwy wolnej od dymu, \dot{m}'_s – masowy strumień dymu na krawędzi balkonu.

W latach 2006 – 2009 Harrison i Spearpoint przeprowadzili serię badań w skali modelowej oraz z wykorzystaniem metody CFD, w odniesieniu do których wyprowadzili modyfikację równania (8), która także może być wykorzystywana w procesie projektowania systemów wentylacji oddymiającej budynków wielkokubaturowych [10]

$$\dot{m}_p = 0,22Q_c^{1/3}W_{e,s}^{2/3}z_s + 1,92\dot{m}'_s - 0,0042Q_c \quad (9)$$

gdzie: \dot{m}_p – masowy strumień dymu w kolumnie dymu, Q_c – konwekcyjna moc pożaru $W_{e,s}$ – szerokość kolumny dymu, z_s – wysokość od krawędzi balkonu do granicy warstwy wolnej od dymu, \dot{m}'_s – masowy strumień dymu na krawędzi balkonu.

3.5. Obliczenia objętościowego strumienia dymu i ciepła

Ponieważ przedstawione w rozdziale 3.4 zależności matematyczne opisują masowy strumień dymu, ważne jest jego poprawne przeliczenie na wymagany objętościowy strumień gazów usuwanych ze zbiornika dymu. W tym celu strumień masowy gazów wpływających do zbiornika dymu przeliczany jest na strumień objętościowy w odniesieniu do szacowanej średniej temperatury gazów pożarowych wpływających do zbiornika, z wykorzystaniem równania (10) [1].

$$\dot{V}_p = \frac{\dot{m}_p * (T_{amb} + \frac{Q_c}{\dot{m}_p * c_p})}{T_{amb} * \rho_{amb}} \quad (10)$$

gdzie: V_p – objętościowy strumień dymu, \dot{m}_p – masowy strumień dymu w kolumnie dymu, T_p – średnia temperatura dymu w kolumnie dymu, Q_c – konwekcyjna moc pożaru, c_p – ciepło właściwe powietrza, T_{amb} – temperatura otoczenia, ρ_{amb} – gęstość powietrza w otoczeniu.

4. Obliczenia numeryczne rozprzestrzeniania się dymu i ciepła

Obliczenia numeryczne z wykorzystaniem metody obliczeniowej mechaniki płynów (CFD) pozwalają oszacować masowy strumień dymu wpływający do zbiornika, jego średnią temperaturę oraz ocenić skuteczność funkcjonowania systemów wentylacji pożarowej dla dowolnego układu architektonicznego w budynku.

W celu porównania wyników obliczeń przewidywanego masowego strumienia dymu wpływającego do zbiornika dymu przeprowadzono 45 analiz numerycznych z wykorzystaniem metody CFD i oprogramowania Ansys Fluent w wersji 13.0.0. Na potrzeby prowadzonych analiz przygotowano modele numeryczne układów pomieszczenia, balkonu i atrium dla kombinacji następujących parametrów:

- szerokość otworu w pomieszczeniu W_0 równa: 4,00 m, 8,00 m, 12,00 m;
- głębokość balkonu b równa: 2,00 m, 4,00 m, 6,00 m;
- wysokość nadproża h_d równa 2,00 m;
- wysokość warstwy wolnej od dymu (liczona od krawędzi balkonu): 1,00 m, 2,00 m, 3,00 m, 4,00 m, 5,00 m.

W każdej z prowadzonych analiz numerycznych pożar modelowano, jako objętościowe źródło ciepła i dymu, o maksymalnej całkowitej mocy pożaru równej 2,50 MW osiąganey w 225 sekundzie analizy, co w odniesieniu do wytycznych BS oraz NFPA odpowiada szybko rozwijającemu się pożarowi o obwodzie około 9 m w pomieszczeniu zabezpieczonym tryskaczami szybkiego reagowania. Obliczenia prowadzono, jako zmienne w czasie, a masowy strumień gazów płynących w kolumnie rozprzestrzeniającej się szacowano w odniesieniu do 10 minuty obliczeń. Przyjęto, że dym powstaje w wyniku niepełnego spalania mieszaniny materiałów palnych o uśrednionym efektywnym cieple spalania wynoszącym 20,00 MJ/kg. Dym modelowano jako gaz doskonały o właściwościach identycznych z właściwościami powietrza, za wyjątkiem ciepła właściwego które było stałe i wynosiło 1,00 kJ/kg. W obliczeniach wykorzystano następujące modele matematyczne

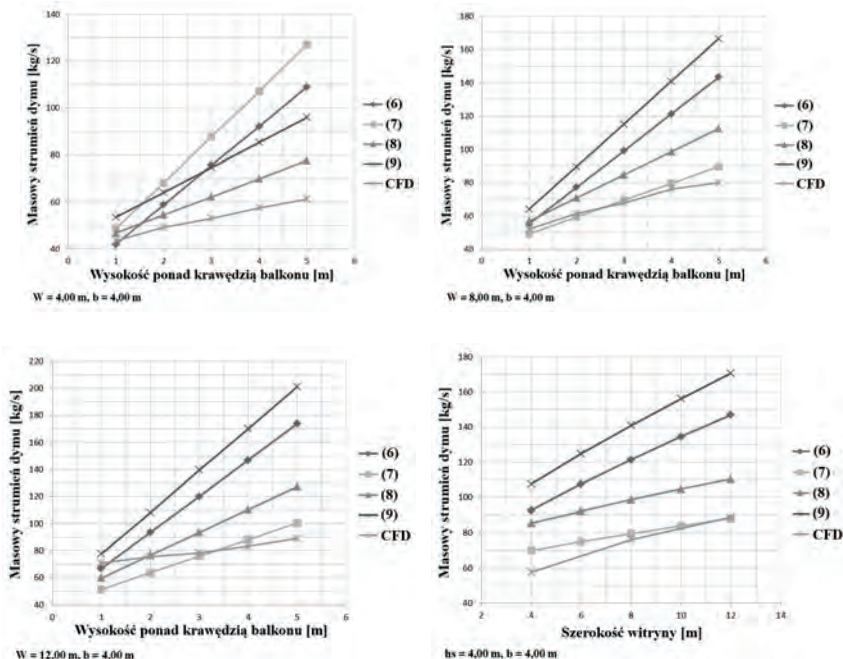
zachodzących zjawisk:

- model turbulencji - standard k-ε,
- model pożaru - objętościowe źródło ciepła i dymu uwzględniające zmienność mocy pożaru w czasie,
- model promieniowania - P1,
- model wymiany ciepła.

5. Porównanie wyników obliczeń analitycznych oraz numerycznych dla wybranych przypadków

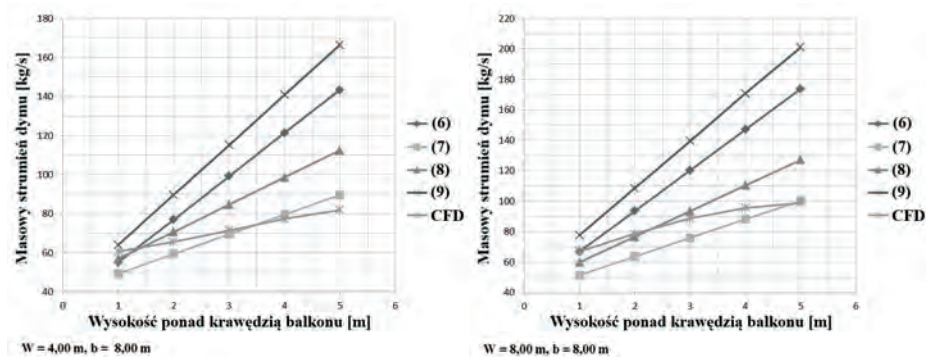
Dla wszystkich rozważanych układów architektonicznych przeprowadzono analizę porównawczą otrzymanych wyników obliczeń analitycznych oraz numerycznych. Wyniki dla wybranych przypadków przedstawiono na rys. 3 ÷ 5.

Analizując wyniki obliczeń w odniesieniu do stałej szerokości otworu wynoszącej odpowiednio 4,00 m, 8,00 m lub 12,00 m, stałej szerokości balkonu wynoszącej 4,00 m i zmiennej wysokości ponad krawędzią balkonu zaobserwowano, że we wszystkich przypadkach dla wysokości co najmniej 2,00 m powyżej krawędzi balkonu wyniki otrzymane z wykorzystaniem wzorów (6) oraz (7) były znacząco wyższe niż wartości strumienia masowego określone z wykorzystaniem metody CFD. W większości przypadków rozwiązanie najbliższe wynikom analiz numerycznych uzyskano z wykorzystaniem wzoru (8), przy czym dla witryny o szerokości 12,00 m oraz niskich wysokościach ponad krawędzią balkonu wyniki bliższe wynikom obliczeń numerycznych otrzymano z wykorzystaniem wzoru (9), rys. 3.



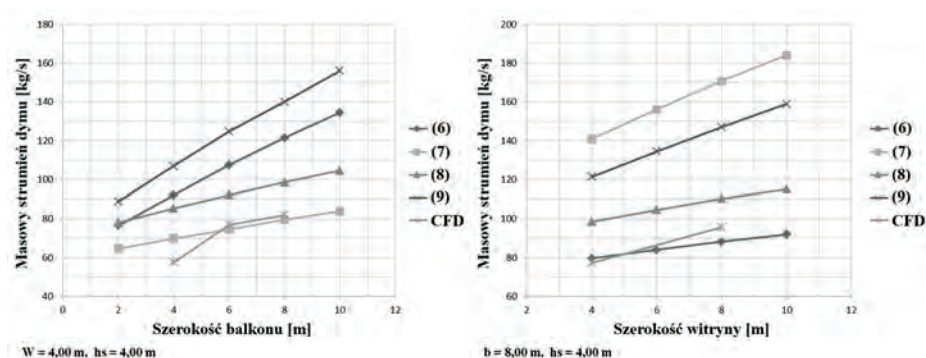
Rys. 3. Wyniki obliczeń analitycznych oraz numerycznych dla stałej szerokości balkonu równej 4,00 m

Analizując wyniki przeprowadzonych obliczeń dla stałej szerokości balkonu wynoszącej 8,00 m oraz zmiennych szerokości witryny oraz wysokości powyżej krawędzi balkonu zaobserwowano, że wyniki uzyskane z wykorzystaniem wzorów (6) i (7) były znacząco wyższe niż wyniki otrzymane z wykorzystaniem metody CFD, bądź wzorów (8) i (9), rys. 4.



Rys. 4. Wyniki obliczeń analitycznych oraz numerycznych dla stałej szerokości balkonu równej 8,00 m

Rozważając zmienną szerokość balkonu przy stałej szerokości witryny, bądź zmienną szerokość witryny przy stałej szerokości balkonu zaobserwowano, że wyniki masowego strumienia dymu otrzymane na drodze obliczeń numerycznych są wyższe niż wyniki otrzymane z wykorzystaniem wzoru (8) dla szerokości witryny pomieszczenia bądź szerokością balkonu większych niż 4,00 m, rys. 5.



Rys. 5. Wyniki obliczeń analitycznych oraz numerycznych dla różnych szerokości balkonu oraz witryny

6. Wnioski

W przeprowadzonych analizach nie rozważano wpływu wysokości nadproża, obecności nadproża na krawędzi balkonu, znacznych szerokości balkonów lub dużych wysokości powyżej jego krawędzi na przyrost masowego strumienia dymu w rozplywającej się kolumnie konwekcyjnej. W pracy nie rozważano także wpływu działania instalacji tryskaczowej na przepływ dymu, poza ograniczeniem całkowitej mocy pożaru do 2,50 MW.

Najlepszą zgodność wyników przeprowadzonych obliczeń analitycznych i numerycznych uzyskano stosując zależność (8), przy czym wartości otrzymane z wykorzystaniem metody analitycznej były niższe niż te wyznaczone z wykorzystaniem analiz numerycznych dla szerokich balkonów i witryn. Wyniki otrzymywane z wykorzystaniem metodologii opisanej w normie NFPA 92 oraz wzoru (6) były znacząco wyższe niż wyniki przeprowadzonych analiz numerycznych, w szczególności dla dużych wysokości powyżej krawędzi balkonu. Dla większości analizowanych przypadków wyniki otrzymane

z wykorzystaniem wzoru (9) miały zadowalającą zgodność z wynikami obliczeń numerycznych z zachowaniem wystarczającego marginesu bezpieczeństwa.

Prowadząc obliczenia analityczne masowego strumienia dymu w rozplywającej się kolumnie konwekcyjnej dymu należy pamiętać o granicach stosowania poszczególnych

wzorów, oraz o ograniczonej możliwości ich prawidłowego wykorzystania dla obliczeń w budynkach o skomplikowanej architekturze, lub niewielkich otworach międzykondygnacyjnych. W związku z tym w procesie projektowania systemów wentylacji oddymiającej wielkokubaturowych obiektów budowlanych niezbędnym narzędziem potwierdzającym ich skuteczność są obliczenia numeryczne z wykorzystaniem metody CFD.

Literatura

- 1 G. Sztarbała, G. Krajewski, P. Głąbski, W. Węgrzyński. Projektowanie systemów wentylacji pożarowej w obiektach budowlanych. Kurs organizowany przez Zakład Badań Ogniwych. Warszawa, 19-21 września 2011 r, s. nlb., Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2011.
- 2 P.H. Thomas, P.L. Hinkley, C.R. Theobald, D.L. Simms. Investigations into the flow of hot gases in roof venting. Fire Research Technical Paper No 7, The Stationary Office, Londyn 1963
- 3 H.P. Morgan, The horizontal flow of buoyant gases toward an opening. Fire Safety Journal, vol. 11, no. 3, 1986
- 4 G.O. Hansell, Heat and mass transfer process affecting smoke control in atrium buildings. South Bank University, 1993
- 5 BS 7974 Part 4: Components for smoke and heat control systems. Functional recommendations and calculation methods for smoke and heat exhaust ventilation systems, employing steady-state design fires. Code of practice, Londyn 2003
- 6 CIBSE Guide Volume E: Fire Engineering, Chartered Institution of Building Services Engineers, Londyn 2003
- 7 NFPA 92, Standard for Smoke Control Systems, 2012 Edition
- 8 M. Law, Measurements of balcony smoke flow. Fire Safety Journal, vol. 24, no.2, 1995
- 9 PD 7974: Application of fire safety engineering principles to the design of buildings. Part 2: Spread of smoke and toxic gases within and beyond the enclosure of origin, BSI, Londyn 2002
- 10 R. Harrison, M.J. Spearpoint, Entrainment of air into a balcony spill plume, Journal of Fire Protection Engineering, vol. 16, no. 3, 2006

Smoke and heat flow in a large volume building in case of fire

Wojciech Węgrzyński¹

¹ Fire Research Department, Building Research Institute, e-mail: w.wegrzynski@itb.pl

Abstract: In the paper author presents chosen analytic formulas for determining mass flow of heat and smoke into smoke reservoir in prescribed layout of vertical and horizontal wall boundaries, which include room where the fire starts, a wall with an opening and a downstand, and a projecting balcony, all fit inside a large volume building. Results of analytical calculations were compared to the results of performed numerical studies using CFD method, and the final design guidelines are given.

Keywords: fire, smoke, smoke and heat ventilation, atria

Przyczyny przedawaryjnego stanu technicznego płatwi hali stalowej

Antoni Biegus¹

¹ Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika
Wrocławska, e-mail: antoni.biegus@pwr.wroc.pl

Streszczenie: W badanej hali stalowej przyjęto systemowe rozwiązanie płatwi z kształtowników Z (giętych z blach na zimno) oraz ich ściągow (z prętów pełnych). Okresowa kontrola jej stanu technicznego ujawniła deformacje, wygięcia i skręcenia płatwi oraz wyboczenie ściągow. Stan techniczny konstrukcji wsporczej obudowy dachu był przedawaryjny. W pracy przedstawiono wyniki badań nośności i sztywności konstrukcji wsporczej obudowy dachu, których celem była identyfikacja przyczyn powstania jej zagrożenia awarią.

Słowa kluczowe: hala stalowa, płatew z kształtowników Z, zagrożenie awaryjne

1. Wprowadzenie

Badany budynek jest jednonawową halą o konstrukcji stalowej. W protokole z okresowej (półrocznej-sezonowej) kontroli jej stanu technicznego, w odniesieniu do konstrukcji dachu stwierdzono występowanie: „*odchylenia kilku płatwi stalowych od stanu projektowanego, a także wygięcia (odkształcenia) ściągow i płatwi*” [1]. Niepokojące zachowanie się konstrukcji wsporczej obudowy dachu hali świadczyło o jej przedawaryjnym stanie technicznym.

W pracy przedstawiono wyniki badań nośności i sztywności konstrukcji wsporczej obudowy dachu hali, których celem była identyfikacja przyczyn powstania wygięć jej płatwi oraz ściągow. W projekcie hali [2] przyjęto tzw. systemowe rozwiązania zarówno osłonowego pokrycia dachu oraz ścian z płyt warstwowych, jak i ich konstrukcji wsporczej (płatwi, rygli ściennych) z kształtowników giętych z blach na zimno [3], [4].

Przyczyną wystąpienia zagrożenia awaryjnego hali była niedostateczna wiedza projektanta o kształtowaniu i konstruowaniu lekkiej obudowy hal, a także brak właściwego opisu warunków i ograniczeń stosowania rozwiązań systemowych w [3] i [4].

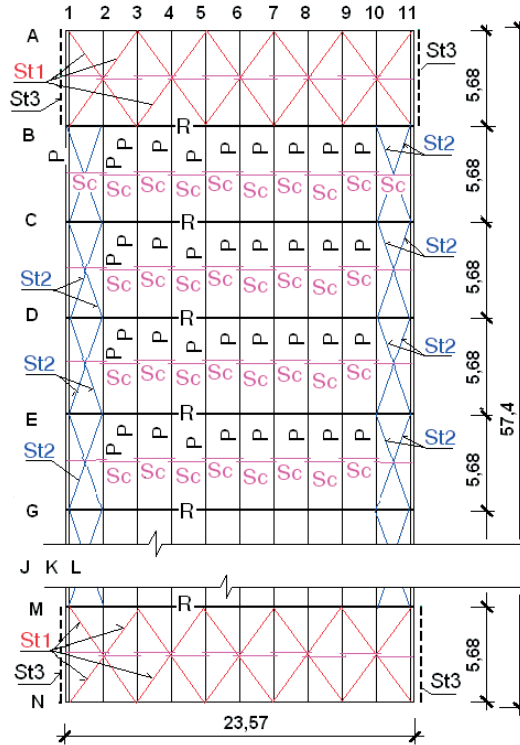
2. Opis konstrukcji nośnej badanej hali

Schemat badanej, jednonawowej hali [2], o stalowej konstrukcji nośnej pokazano na rys. 1 i 2. Jej wymiary w rzucie wynoszą: szerokość około 23,57 m, długość około 57,40 m (rys. 1). Dach hali jest jednospadowy, o pochyleniu 5%.

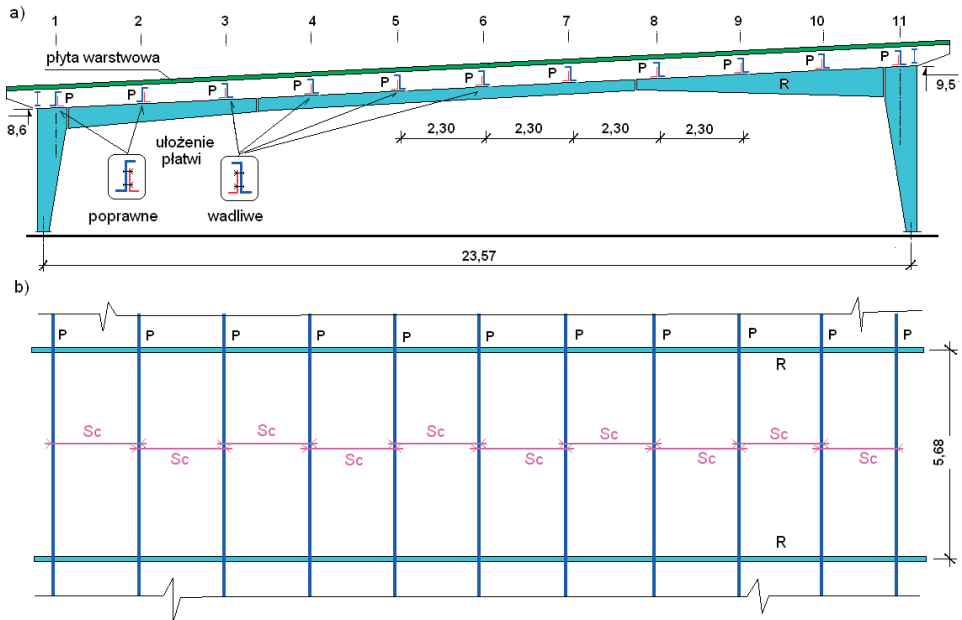
W osiach od B do M ustrojami nośnymi hali są poprzeczne ramy R o rozpiętości 23,57 m i rozstawie 5,68 m. Ich jednospadowy rygiel dachowy jest sztywno połączony ze słupami, które przegubowo połączono u dołu z żelbetową konstrukcją części dolnej obiektu. Ramy R zaprojektowano jako ustroje pełnościennie, o przekrojach spawanych z blach. Ich rygle zabezpieczono przed zwichrzeniem „zastrzałami”, połączonymi z płatwiami P.

W ścianach szczytowych (w osi A i N) poprzecznymi konstrukcjami nośnymi hali są ustroje składające się z jednospadowego rygla dachowego i 5 słupów pośrednich. Słupy są połączone przegubowo zarówno u ich podstawy, jak i z rygłem dachowym. W tych poprzecznych ustrojach nośnych nie zastosowano stężeń, co jest rozwiązaniem błędnym.

W płaszczyźnie połąci dachu hali dano stężenia połączeniowe: poprzeczne St1 oraz podłużne St2. W płaszczyźnie ścian podłużnych zastosowano stężenia międzysłupowe St3. Wszystkie stężenia są typu X, z prętów pełnych, z nakrętką rzymską. Konstrukcja wsporcza pokrycia dachu (rys. 2b) składa się z płatwi P i ściągow Sc.



Rys. 1. Schemat konstrukcji nośnej hali



Rys. 2. Przekrój poprzeczny (a) oraz schemat konstrukcji wsporczej obudowy dachu hali (b)

Płatwie P, o przekroju Z (z blach giętych na zimno) zaprojektowano jako wieloprzęsłowe ustroje ciągłe. Zastosowano płatwie o symbolu BP/Z250×75×65×1,5 (oznaczenia kształtownika: przekrój Z, wysokość $h = 250$ mm, szerokość półki szerszej $b_s = 75$ mm, szerokość półki węższej $b_w = 65$ mm, grubość ścianki $t = 1,5$ mm) ze stali S350. „Uciąglenie” płatwi P w ustrój wieloprzęsłowy uzyskano łącząc je w systemie „zakładkowym”. Końce quasi-jednoprzęsłowych płatwi połączono na 2 śruby M12. W przęsłach skrajnych zastosowano pojedynczy przekrój płatwi. Zgodnie z rozwiązaniem systemowym wg [3] należało dać zdwojony przekrój płatwi.

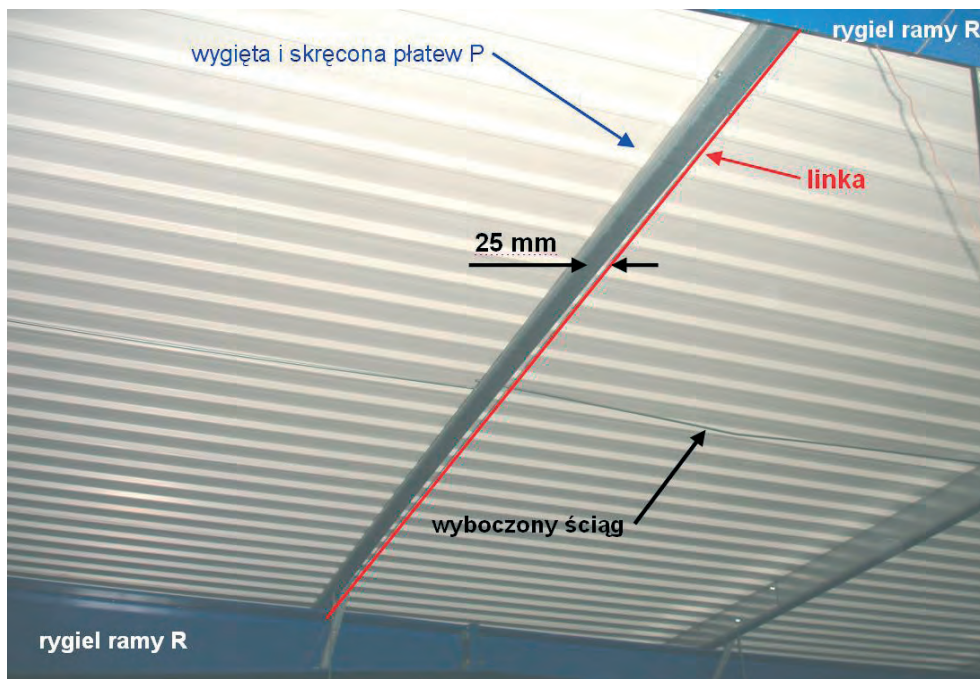
Rygle ramy R wyposażono w przyspawane do ich pasa górnego „podpórki” płatwi P. Wykonano je w kształcie kątownika, z blachy o grubości 4 mm. W strefach podpór płatwi P połączono je na 4 śruby M12 z „podpórkami” (rys. 5).

Płatwie P w środku rozpiętości ich przęseł połączono ściągami Sc, o przekroju z prętów $\phi 10$ mm. Są one łączone do środka płatwi P w połowie wysokości kształtownika Z.

Na dachowe elementy osłonowe hali zastosowano płyty warstwowe, o symbolu KS1000 Top-Dek [4]. Składają się one z izolacji termicznej o grubości $h = 80$ mm i nośnej okładziny z stalowej blachy fałdowej o wysokości fałdy $h_w = 30$ mm (z blachy grubości $t_b = 0,6$ mm). Płyty te, o szerokości „krycia” 1000 mm, połączono z płatwiami P za pomocą tylko 2-ch wkrętów samowiercących EJOT JT2-6-5,5×25V16 ($\phi 6,3$ mm).

3. Opis wad i uszkodzeń konstrukcji wsporczej płyt dachowych

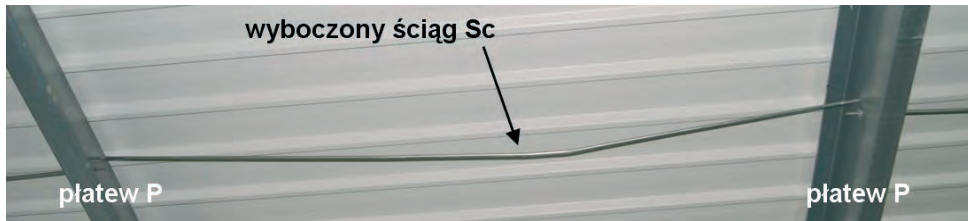
Wykonane badania identyfikacyjno-inwentaryzacyjne [5] wykazały, iż półki dolne wielu (losowo usytuowanych) płatwi P są wygięte oraz skręcone i ich osie podłużne nie są prostoliniowe. Na rys 3. pokazano przykład wygiętej płatwi P, usytuowanej w osi 8, w polu J-K. Poziome wygięcia pasów dolnych 7 płatwi P występowały głównie w polach D÷K. Pomiaru prostoliniowości pasów dolnych płatwi P (w osi 8) w polu J-K wykazały, że ich poziome wygięcie wynosiło $e = 25$ mm. Zgodnie z normą odbioru konstrukcji stalowych [6] dopuszczalne wygięcie „boczne” belki nie powinno przekraczać $1/1000$ rozpiętości pomiędzy punktami jej bocznego podparcia.



Rys. 3. Przykład wygiętej i skręconej płatwi P oraz wyboczonego ściągu Sc (w osi 8, w polu J-K)

W badanym przypadku dopuszczalna strzałka wstępnego wygięcia płatwi P wynosi $y_{dop} = \frac{1}{1000} \times 5680 \approx 6 \text{ mm} < e = 25 \text{ mm}$. Tak więc zidentyfikowane wygięcia płatwi P przekraczają o 317% wartość dopuszczalną wg [6]. Należy podkreślić, iż wygięcia i skręcenia płatwi P miały charakter deformacji trwałych i występowały w rozciąganej dolnej części przekroju (która powinna być prostoliniowa). Świadczą one m.in. o skręcaniu płatwi.

W polach między osiami D i K stwierdzono wybożenia plastyczne (ich wygięcia miały charakter trwały) 8 ściągow Sc (rys. 4), a także występowanie „poluzowanych” ściągow Sc. Ściągi projektuje się jako pręty rozciągane. Ich wybożenie świadczy, że były one ściskane.



Rys. 4. Przykład wybożonego ściągu Sc

W miejscach połączeń ściągow Sc z płytami P występują lokalne odkształcenia plastyczne śródników płatwi P, o „głębokości” $10 \div 20 \text{ mm}$. Przymuszczalnie powstały one w wyniku dużych przemieszczeń poziomych wywołanych skręcaniem płatwi.

W osi 1 i 2 (w polu przyokapowym) płatwie o przekroju Z są ułożone poprawnie tj. zewnętrzne krawędzie ich pasa górnego są skierowane ku kalenicy (rys. 2). W pozostałych osiach 3÷11 (rys. 2) płatwie P są ułożone odwrotnie (wadliwie), gdyż w tym przypadku są one wyteżone zwiększonym skręcaniem od obciążeń zewnętrznych.

Zastosowane w tym obiekcie bezpośrednie oparcie płatwi P na ryglu ramy R (rys. 5) należy uznać za wadliwe. Płatwie gięte z blach mogą wybożyć się w strefie mocowań do podpór [7], [8], gdyż ich śródnik, na skutek reakcji podporowej, ma tendencję do odchylenia się od swojej płaszczyzny, co zmniejsza jego nośność. Dlatego w tym przekroju stosuje się wzmocnienie podpory tak, aby przenoszenie reakcji płatwi na podporę następowało wyłącznie przez śrubowe połączenie z podpórką, nie zaś przez bezpośrednie oparcie na ryglu ramy. Między pasem dolnym płatwi i pasem górnym rygla powinien być 10 mm prześwit. Ponadto podpórka płatwi o grubości 4 mm jest o niedostatecznej sztywności; należało użyć blachy o grubości minimum 8 mm.



Rys. 5. Oparcie płatwi P na ryglu dachowym ramy R

4. Analiza przyczyn przedawaryjnego stanu konstrukcji wsporczej pokrycia dachowego

Skręcenia, przemieszczenia, uszkodzenia i deformacje ścianek płatwi P, a także wybożone plastycznie i „poluzowane” ściągi Sc badanej hali, świadczyły o ich alarmującym zachowaniu się. Zidentyfikowane symptomy uszkodzeń płatwi P i ściągow Sc oznaczały, że ich stan techniczny był przedawaryjny.

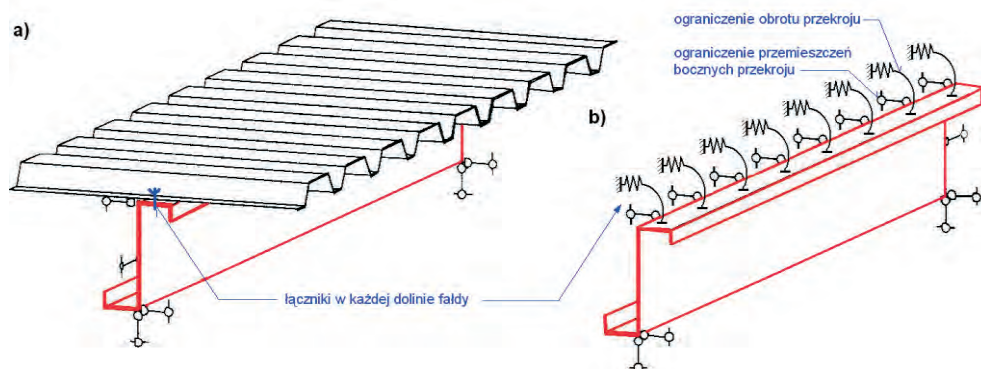
Halę zaprojektowano wg norm [9]÷[12]. Maksymalne obciążenie grawitacyjne płatwi wynosi odpowiednio $p_d = 1,092 \text{ kN/m}^2$ (obliczeniowe) i $p_k = 0,82 \text{ kN/m}^2$ (charakterystyczne).

czne). Według katalogu producenta [3] nośności zastosowanych płatwi P (mierzone granicznym obciążeniem: obliczeniowym p_d^{kat} i charakterystycznym p_k^{kat}) wynoszą:

$$p_d^{kat} = 1,39 \text{ kN/m}^2 > p_d = 1,092 \text{ kN/m}^2 - \text{stanu graniczny nośności jest spełniony,} \quad (1)$$

$$p_k^{kat} = 1,38 \text{ kN/m}^2 > p_k = 0,82 \text{ kN/m}^2 - \text{stanu graniczny użyteczności jest spełniony.} \quad (2)$$

Nośności płatwi p_d^{kat} i p_k^{kat} obliczono zakładając, że są one usztywnione „bocznie” przez połączenie ich półki górnej z tarczą z blachy fałdowej (rys. 6). Niestety tej bardzo ważnej informacji nie podano w opisie tablic nośności płatwi w [3]. Założono, że projektant wie, iż konieczne jest usztywnienie płatwi tarczą pokrycia dachowego np. z blachy fałdowej.



Rys. 6. Schemat stężenia płatwi tarczą z blachy fałdowej: a) model fizyczny, b) model obliczeniowy

Gięty na zimno z blach kształtownik Z o niesymetrycznym przekroju otwartym i cienkich ściankach, wykazuje małą sztywność na skręcanie swobodne oraz znaczną wrażliwość na wyboczenie miejscowe i dystorsyjne. W konsekwencji tego jest elementem o bardzo małej nośności na zwichrzenie. By mógł być efektywnie stosowany jako element zginany, wymaga zabezpieczenia przed zwichrzeniem i skręcaniem.

Pełne ciągłe stężenie „boczne” płatwi można uzyskać za pomocą m.in. blachy fałdowej, połączonej w sposób ciągły (gęsty) ich dolnymi fałdami z pasem górnym płatwi. Okładzina (np. blacha fałdowa) krępuje przemieszczenia liniowe i kątowe przylegającej stopki, co wydatnie podnosi nośność płatwi z warunku zwichrzenia. Zgodnie z [13] płatiew w miejscu połączenia z blachą fałdową można uważać za stężoną w płaszczyźnie poszycia (zabezpieczoną przed zwichrzeniem) jeśli spełniony jest warunek

$$S_i \geq S_{\min} = \left(EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2}, \quad (3)$$

gdzie: $S_i = S_1$ - sztywność postaciowa (na jednostkę długości belki) poszycia (tarczy) z blachy fałdowej połączonej z płatwią (belką) w dolinie każdej fałdy, która wynosi

$$S_i = S_1 = 1000 \sqrt{t^3} \left(50 + 10 \sqrt[3]{b_{\text{roof}}} \right) \frac{s}{h_w}. \quad (4)$$

W (3) i (4) przyjęto oznaczenia wg [13]. W przypadku badanego dachu sztywność S_{\min} płatwi P obliczona wg (3) wynosi $S_{\min} = 2605 \text{ kNm/m}$. Sztywność postaciowa S_1 tarczy z blachy okładziny wewnętrznej płyty warstwowej, jeśli byłaby ona połączona w każdej fałdzie z płatwią P, obliczona ze wzoru (4) wynosi

$$S_1 = 8139 \text{ kNm/m} > S_{\min} = 2605 \text{ kNm/m} - \text{warunek (3) stężenia płatwi jest spełniony.}$$

W badanej hali wymóg połączenia płatwi P z blachą płyty warstwowej w każdej dolinie fałdy (jako warunek stężenia „bocznego”) nie był spełniony, gdyż łączniki występowały tylko w co 5-tej fałdzie (ich rozstaw wynosił 1,0 m, tj. zastosowano po 2

łączniki dla jednej płyty na płatew P). O wadze gęstości w/w połączeń w stężeniu płatwi świadczy fakt, że gdy jest ono w co 2-giej fałdzie, to do obliczeń w (3) należy przyjąć aż 5-cio krotnie mniejszą sztywność postaciową poszycia [13]. W takim przypadku warunek stężenia płatwi P nie byłby spełniony, gdyż

$$S_2 = 0,2S_1 = 0,2 \cdot 8139 = 1628 \text{ kNm/m} < S_{\min} = 2605 \text{ kNm/m}. \quad (5)$$

Zidentyfikowany w badaniach identyfikacyjnych [5] brak dostatecznie gęstego połączenia płatwi P z poszyciem dachowym sprawia, iż nie były one zabezpieczone przed zwichrzeniem i skręcaniem. Konsekwencją tego jest bardzo mała wytrzymałość płatwi P na zginanie i mała sztywność na przemieszczenia poziome, co tłumaczy wygięcia i skręcenia płatwi P oraz wyoboczenie plastyczne ściągów Sc.

Wykonano obliczenia wytrzymałościowe płatwi P, które nie są stężone „bocznie” przed zwichrzeniem. Ich współczynnik zwichrzenia wynosi $\chi_{LR} = 0,32$, obliczeniowa nośność płatwi na zwichrzenie zaś wynosi $M_{b,Rd} = 3,48 \text{ kNm}$. Nośność niestężonych „bocznie” płatwi (w badanym obiekcie) jest o 212% mniejsza od płatwi zabezpieczonych przed zwichrzeniem.

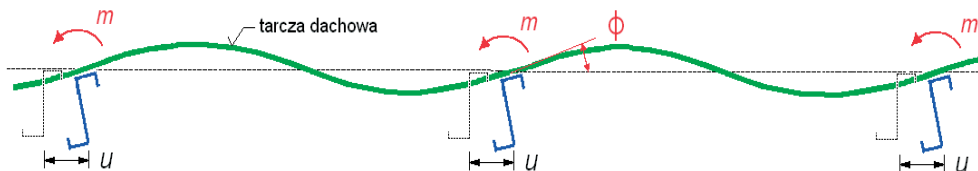
Nośność obliczeniowa niestężonych „bocznie”, ciągłych płatwi P mierzona równomiernie rozłożonym obciążeniem wynosi $p_d^{niest} = 0,447 \text{ kN/m}^2$ i nie spełniały one wymagań wytrzymałościowych wg [11] i [12] (przekroczenie nośności wynosi 144%), gdyż:

$$p_d^{niest} = 0,447 \text{ kN/m}^2 < p_d = 1,092 \text{ kN/m}^2. \quad (6)$$

W badanej hali jako usztywnienie boczne płatwi P dano ściągi Sc. To rozwiązanie nie spełniało zadania tężnika, gdyż wiotkie ściągi Sc (rys. 2) nie ograniczały: przemieszczeń bocznych pasa dolnego płatwi oraz skręcania ich przekrojów poprzecznych. Należało w strefach okapowej i kalenicowej dachu zastosować oprócz prętów prostopadłych do osi płatwi, dodatkowe pręty skośne do osi płatwi, tak aby skonstruować połączony dźwigar kratowy. Gdy połączony dach jest o rozpiętości większej od 20 m, jak w badanej hali, zaleca się stosować takie usztywnienia boczne płatwi gęściej. Pręty skośne należy łączyć z węzłami oparcia płatwi P na ryglach ramy R.

Na zachowanie płatwi pod obciążeniem oprócz ciągłego połączenia z tarczą dachową, znaczny wpływ ma rozstaw ich tężników punktowych w postaci ściągów i stężeń przeciwskrętnych. ściągi ograniczają przemieszczenia „boczne”, tężniki przeciwskrętne zaś zabezpieczają przed obrotem przekroje płatwi. Płatwie Z charakteryzuje mała sztywność: na skręcanie swobodne oraz na zginanie względem „słabej” osi. Z tego powodu ich nośność z warunku zwichrzenia jest mała. W tym aspekcie należy zwrócić uwagę, że punktowe „przytrzymanie” (gdyby zastosowano ww. pręty skośne) jakim jest ściąg Sc usytuowany w środku wysokości kształtownika, nie stanowił ograniczenia na skręcanie przekroju płatwi P. Stężący pręt prostopadły do osi płatwi tzw. tężnik międzypłatwiowy i jego połączenie z płatwią, muszą przenosić skręcanie stężanego elementu. Jego zadaniem jest m.in. zapobieganie wyoboczeniu skrętnemu płatwi przy ssącym działaniu wiatru.

Należy zwrócić uwagę na istotne, uwzględniane w ocenie nośności w przypadku ściskania pasa dolnego płatwi, ograniczenie skręcania przekroju, w wyniku ich połączenia z poszyciem (rys. 6). Niestety w tej hali brak było dostatecznie gęstego połączenia płyt dachowych z płatwami, a więc nie występuje skrupowanie przekroju płatwi na obrót, co pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Zachowanie się ustroju płytowo-prętowego w płaszczyźnie prostopadłej do osi płatwi P

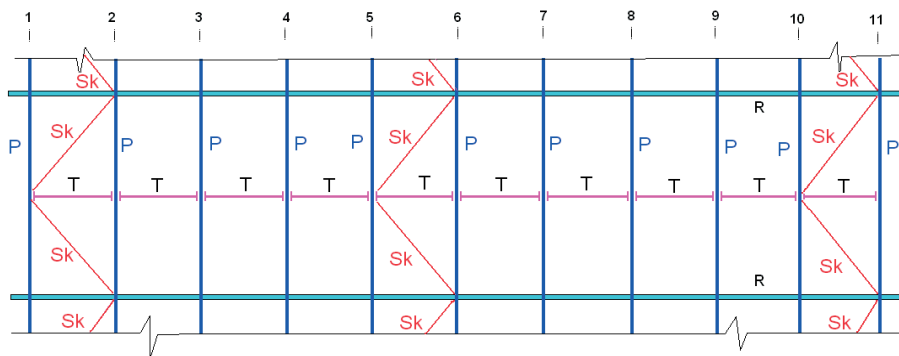
5. Uwagi wnioski końcowe

Badania inwentaryzacyjno-identyfikacyjne, obliczenia nośności oraz analizy stateczności i sztywności wykazały, że konstrukcja płatwi P i ściągów Sc nie spełniała warunków bezpiecznej eksploatacji hali oraz, że ich stan techniczny groził awarią [5]. Na tę opinię składały się przede wszystkim zastosowane rozwiązania konstrukcyjne obiektu, które nie zapewniały płatwiom P dostatecznej sztywności na przemieszczenia w płaszczyźnie połączy dachu i ograniczenia obrotu ich przekrojów w przeszłe oraz na podporze. Wymienione wady wynikają głównie z

- niedostatecznie gęstego połączenia dachowych płyt warstwowych z płatwiami P,
- braku połączeń podłużnych dachowych płyt warstwowych między sobą,
- zastosowania stężeń w postaci ściągów Sc, które nie ograniczały przemieszczeń bocznych płatwi (brak prętów skośnych w systemie stężającym) oraz nie uniemożliwiały skręcania przekrojów płatwi (brak przeciwskrętnych tężników międzypłatwiowych),
- wadliwego sposobu oparcia płatwi na ryglach dachowych (m.in. brak tzw. „widełek”).

Zastosowane rozwiązanie konstrukcyjne sprawia, iż płatwie P nie były zabezpieczone przed zwichrzeniem i skręcaniem. Konsekwencją tego była ich bardzo mała wytrzymałość na zginanie i mała sztywność na przemieszczenia poziome - niedostateczna do przeniesienia prognozowanych obciążeń wg [9] i [10]. Przekroczenie nośności płatwi, wynikające tylko z braku ich usztywnienia, wynosiło 144% i nie spełniały one wymagań wytrzymałościowych wg [11] i [12]. Dodatkowe zmniejszenie nośności płatwi P wynikało z wadliwego sposobu ich oparcia na ryglu ram R (rys. 5) oraz nie zastosowania zdwojonego przekroju płatwi w ich przeszłach skrajnych (zgodnie z [3]).

W związku z niedostateczną nośnością zaproponowano naprawę i wzmocnienie konstrukcji wsporczej obudowy dachu badanej hali. Polega ona m.in. na skonstruowaniu skutecznego usztywnienia „bocznego” płatwi P, zarówno w płaszczyznach ich pasów górnych, jak i pasów dolnych, w wyniku m.in. „zagęszczenia” połączeń płyt warstwowych z płatwiami P oraz rekonstrukcji ich systemu stężającego (rys. 8, 9).



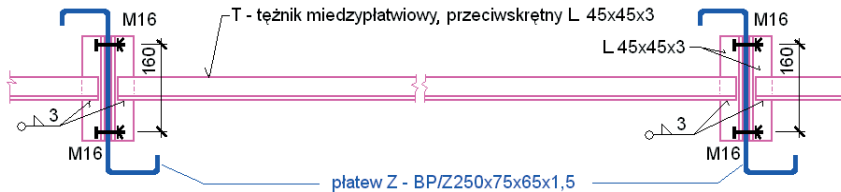
Rys. 8. Zaproponowany system konstrukcyjny stężeń płatwi P: Sk – pręt skośny, T – międzypłatwiowy tężnik przeciwskrętny

W celu zapewnienia płatwiom P sztywności „bocznej” na przemieszczenia i zwiększenia ich sztywności na obrót, należy połączyć każdą dolinę fałdy blachy płyty warstwowej z półką górną płatwi (wówczas odległość łączników tych połączeń wynosi 200 mm). Ponadto należy połączyć krawędzie podłużne blach sąsiednich płyt warstwowych (połączenia między podłużnymi brzegami płyt). Odległość tych łączników nie może być większa niż 500 mm. Do wykonania ww. połączeń można zastosować jednostronne nity stalowo-stalowe (Fe/Fe), o średnicy $\phi 6$.

Zaproponowano zrekonstruować system stężenia płatwi P, który pokazano na rys. 8. Składa się on z tężników międzypłatwiowych T (ograniczających skręcanie przekrojów poprzecznych płatwi P; rys 9) i prętów skośnych Sk (z prętów pełnych $\phi 10$). W polach 1-2,

10-11 oraz 5-6 należy dać dodatkowe pręty skośne Sk. Należy je połączyć w środku rozpiętości płatwi P z ich środkami oraz z węzłami rygla ramy R, w miejscach oparcia płatwi na ryglu ramy. Ich zadaniem konstrukcyjnym jest zmniejszenie poziomych przemieszczeń płatwi P.

Zastosowane w badanej hali wiotkie ściągi Sc płatwi P zaproponowano zastąpić międzypłatwiowymi tężnikami przeciwskrętnymi T, o rozwiązaniu pokazanym na rys. 9. Ich zadanie konstrukcyjne polega na skutecznym ograniczeniu skręcania przekrojów poprzecznych płatwi P.



Rys. 9. Propozycja rozwiązania konstrukcji międzypłatwiowego tężnika przeciwskrotnego T

Literatura

- 1 Protokół nr 1/2011 z okresowej (półrocznej-sezonowej) kontroli stanu technicznego sprawności technicznej obiektu, 2011 r.
- 2 Projekt wykonawczy budynku filtrów w Zakładach Produkcji Wody „Miedwie” - Nieznań, 2006.
- 3 www.pruszyński.pl.
- 4 www.kingspan.pl.
- 5 Biegus A.: Analiza przyczyn przedawaryjnego stanu technicznego płatwi w budynku filtrów węglowych w Zakładzie Produkcji Wody „Miedwie” – Nieznań. 18.01.2012.
- 6 PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania i badania.
- 7 Biegus A.: Stalowe budynki halowe, Arkady, Warszawa 2003.
- 8 Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M.: Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. Polskie wydawnictwo Techniczne, 2006.
- 9 PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- 10 PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- 11 PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 12 PN-B-03207:2002 Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
- 13 PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

Cause of prior-failure technical states of purlins in steel halls

Antoni Biegus¹

¹ Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology,
e-mail: antoni.biegus@pwr.wroc.pl

Abstract: In the examined steel hall, the system of purlins made of Z cold-formed profiles and bar ties was used. A periodic inspection of the technical state of the hall reveals some deformations, bends and torsion of purlins and buckling of ties. The results of tests on the resistance and rigidity of the roof covering structure, carried out to clarify the causes of described state were performed.

Keywords: steel hall, Z cold-formed purlins, prior-failure state

Zwicherungie belek dwuteowych podpartych widelkowo z uwzględnieniem ciągłego usztywnienia na skręcanie

Roman Bijak¹

¹ Katedra Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: r.bijak@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy analizowano zwicherungie belek dwuteowych (bisymetrycznych) podpartych widelkowo z uwzględnieniem ciągłego usztywnienia na skręcanie. Przedstawiono sposób wyznaczenia tej sztywności w praktycznym przypadku połączenia blachy trapezowej z belką za pomocą typowych łączników. Zamieszczono uproszczone wzory dla wybranych schematów statycznych, szczególnie przydatne w przypadku analizy zwicherungia ciągłych płatwi dwuteowych. Przedstawiono oszacowanie wpływu miejsca przyłożenia obciążenia poprzecznego po wysokości przekroju w złożonych stanach obciążenia.

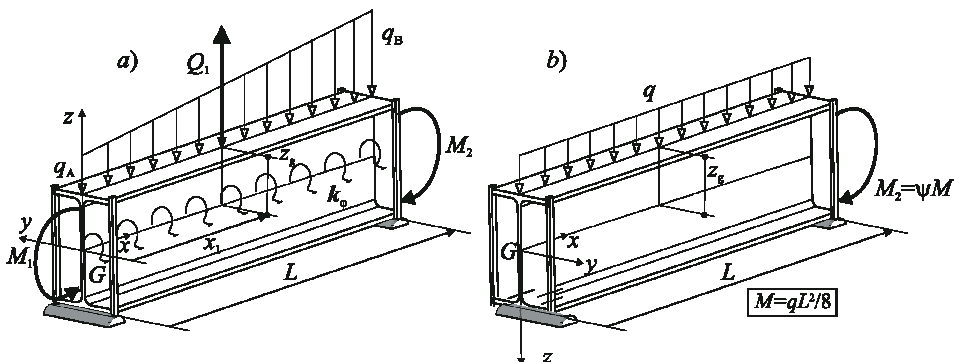
Słowa kluczowe: pręty cienkościenne, przekrój otwarty, moment krytyczny zwicherungia, ciągle usztywnienie na skręcanie.

1. Wprowadzenie

W celu wyznaczenia momentu krytycznego zwicherungia możemy zastosować wzory przedstawione w literaturze [3÷9] lub skorzystać z programu MES [2]. Rozwiązania analityczne są jednak ograniczone do kilku podstawowych schematów statycznych bądź niepoprawne, jak w pracy Trahair i inni [4], w której podjęto próbę uogólnienia na bardziej złożone przypadki obciążenia.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono wyrażenia pozwalające oszacować moment krytyczny zwicherungia pryzmatycznych belek dwuteowych podpartych widelkowo na końcach. Każde z obciążeń poprzecznych może mieć dowolny zwrot. Istotnym rozszerzeniem w stosunku do publikacji innych autorów [3÷6] jest przedstawienie wzoru na współczynnik uwzględniający rzędną miejsca przyłożenia obciążenia poprzecznego po wysokości przekroju [7,8] dla dowolnego schematu statycznego.

Uwzględniono wpływ usztywnienia na skręcanie belki blachą trapezową na moment krytyczny zwicherungia. W przypadku korzystania ze współczynników zamieszczonych w tabelach 2,3 oś z musi pokrywać się z kierunkiem obciążenia (rys.1b), natomiast gdy stosujemy wzory (6,7) zwrot osi z jest dowolny (rys.1a).



Rys.1 Obciążenia belek dwuteowych podpartych widelkowo: a) dowolne obciążenie poprzeczne b) obciążenie równomiernie rozłożone z momentem skupionym na podporze

2. W Moment krytyczny zwichrzenia belek dwuteowych podpartych widelkowo z uwzględnieniem ciągłego usztywnienia na skręcanie

Rozpatrzmy belkę o rozpiętości L podpartą widelkowo na końcach (rys.1a), obciążoną momentami skupionymi na podporach oraz obciążeniem poprzecznym w przęśle (G jest środkiem ciężkości przekroju). Po uwzględnieniu warunków brzegowych dla podparcia widelkowego równanie różniczkowe giętno-skrętnej utraty stateczności w zależności od funkcji kąta skręcania $\varphi(x)$, można przedstawić w postaci [5]:

$$-\frac{M_y^2(x)}{EI_z} \varphi + q_z z_g \varphi + \sum_{k=1}^N Q_{zk} z_g \Delta(x - x_k) \varphi + EI_w \varphi^{(4)} - GI_T \varphi^{(2)} + k_\varphi \varphi = 0 \quad (1)$$

gdzie: $M_y(x)$ – rozkład momentu zginającego po długości belki, E , G – odpowiednio moduł sprężystości podłużnej i poprzecznej, I_z – moment bezwładności względem osi z , I_T – moment bezwładności skręcania St. Venanta, I_w – wycinkowy moment bezwładności, z_g – rzędna miejsca przyłożenia obciążenia poprzecznego po wysokości przekroju, q_z – obciążenie rozłożone, N – liczba sił skupionych, Q_{zk} – siła skupiona, x_k – współrzędna miejsca przyłożenia k -tej siły skupionej, Δ – funkcja Dirac’a oraz $\varphi^{(k)} = \partial^k \varphi / \partial x^k$.

W stosunku do pracy [7] równanie różniczkowe (1) zostało rozbudowane o ostatni człon uwzględniający wpływ ciągłego usztywnienia na skręcanie k_φ . W celu oszacowania momentu krytycznego zwichrzenia wykorzystano metodę ortogonalizacji Bubnowa-Galerkina, w sposób analogiczny do przedstawionego w pracy [7,8].

2.1. Moment krytyczny zwichrzenia dla dowolnego rozkładu obciążenia poprzecznego (rys.1a)

Moment krytyczny zwichrzenia w przypadku obciążenia poprzecznego o różnych znakach, przyłożonego na tej samej rzędnej z_g przekroju poprzecznego, możemy zapisać za pomocą wzoru (2) [7,8]:

$$M_{cr} = C_1 N_{cr,z} \left(\sqrt{D + (C_2 z_g)^2} + C_2 z_g \right) \quad (2)$$

gdzie: $N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / L^2$ natomiast parametr D obliczamy ze wzoru (3):

$$D = \frac{I_w}{I_z} + \frac{GI_T^*}{N_{cr,z}}, \quad (3)$$

Zmodyfikowaną sztywność na skręcanie I_T^* wyznaczmy ze wzoru (4):

$$I_T^* = I_T + \frac{k_\varphi L^2}{G\pi^2} \quad (4)$$

Współczynnik C_1 obliczamy za pomocą wzoru (5) na podstawie rozkładu momentu zginającego opisanego przez funkcję $M_y(x)$:

$$C_1 = \frac{M_0}{\sqrt{\frac{2}{L} \int_0^L M_y^2(x) \sin^2(\pi x/L) dx}} \quad (5)$$

gdzie M_0 – jest maksimum wartości bezwzględnych momentu zginającego w belce ($M_0 = \max |M_y(x)|$ dla $0 \leq x \leq L$).

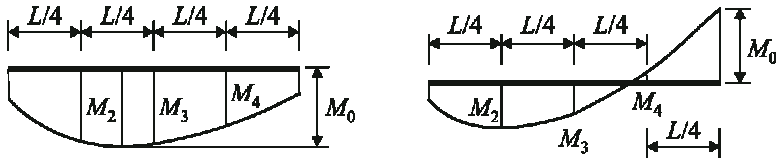
Współczynnik C_2 zależy od współczynnika C_1 , rozkładu obciążenia poprzecznego oraz miejsca jego przyłożenia po długości elementu [7]:

$$C_2 = C_1 \frac{a_2}{2}, \quad (6)$$

gdzie (oznaczenia wg rys. 1a):

$$a_2 = \frac{2L}{M_0 \pi^2} \left[\frac{q_B + q_A}{4} L + \sum_{k=1}^N Q_k \sin^2 \left(\frac{\pi x_k}{L} \right) \right] \quad (7)$$

Współczynnik C_1 możemy oszacować na podstawie momentów zginających w $1/4$, $1/2$ oraz $3/4$ rozpiętości belki oznaczonych odpowiednio przez M_2 , M_3 , M_4 oraz maksymalnego co do wartości bezwzględnej momentu zginającego M_0 (rys. 2) [4,6,8].



Rys. 2. Momenty zginające przyjęte we wzorze (8)

Wyrażenie (5) można aproksymować na wiele sposobów [4,6,8]. W pracy przyjęto zależność opisaną wzorem (8) :

$$C_1 = \sqrt{\frac{21M_0^2}{M_0^2 + 6M_2^2 + 8M_3^2 + 6M_4^2}} \quad (8)$$

Analiza wielu przypadków rozkładu momentu zginającego przedstawiona w [8] pokazuje, że oszacowanie współczynnika C_1 za pomocą wzoru (8) w przypadku obciążenia skupionego (lub jednoczesnego skupionego i rozłożonego) jest bliższe rozwiązaniu MES w porównaniu do analogicznego wzoru zaproponowanego przez Trahair i inni [4] oraz Serna i inni [6].

2.2. Wyznaczenie współczynnika sztywności k_ϕ ciągłego usztywnienia na skręcanie belki blachą trapezową [3,9÷11]

Przedstawiony poniżej sposób oszacowania sztywności ciągłego usztywnienia na skręcanie belki za pomocą blachy trapezowej wynika z normy [10]. Jedyne modyfikacja parametru $c_{\phi A}$ została przyjęta wg pracy [11] na podstawie badań doświadczalnych dla łączników Hilti ENP2-21L15 (typowych dla tego rodzaju połączeń). Sztywność ciągłego usztywnienia na skręcanie belki (rys 1a) możemy wyznaczyć na podstawie wzoru (9) [10]:

$$k_\phi = \frac{1}{1/c_{\phi M} + 1/c_{\phi P} + 1/c_{\phi A}} \quad (9)$$

Wpływ sztywności na zginanie blachy trapezowej szacujemy za pomocą wzoru (10):

$$c_{\phi M} = 2 \frac{EI_a}{a} \text{ [kNm/m]} \quad (10)$$

gdzie: a – odległość między belkami, I_a – moment bezwładności pasma blachy trapezowej o szerokości $1m$ (współczynnik przed wyrażeniem EI_a/a przyjęto konserwatywnie [10]).

Wpływ sztywności belki dwuteowej można uwzględnić za pomocą wzoru (11) [3]:

$$c_{\phi P} = \frac{5770}{h/s^3 + 0,5b/t^3} \text{ [kNm/m]} \quad (11)$$

gdzie: h, b odpowiednio rozstaw osiowy pasów i szerokość profilu dwuteowego, s – grubość środnika, t – grubość półki (wymiary geometryczne przekroju podstawiamy w [cm]).

Wpływ łączników i sposobu połączenia blachy trapezowej z belką można oszacować pomocą wzoru (12) [11]:

$$c_{\phi A} = \bar{c}_{\phi A} k_b \text{ [kNm/m]} \quad (12)$$

gdzie: współczynnik $k_b = (b/100)^2$ dla $b/100 \leq 1,15$ i $k_b = 1,15b/100$ dla $b/100 \geq 1,15$ z

zastrzeżeniem, że do obliczeń przyjmujemy $b/100 \leq 1,6$. W porównaniu z normą [10] mamy ograniczenie $b/100$ do wartości 1,6 zamiast 2,0.

Współczynnik k_b oraz parametr $\bar{c}_{\varphi A}$ zestawiony w tabeli 1 przyjęto wg [11] dla łączników Hilti ENP2-21L15.

Tabela 1. Parametr sztywności połączenia blachy trapezowej z belką $\bar{c}_{\varphi A}$ [kNm/m]

Lp.	Ułożenie blachy faldowej		Mocowanie blachy do belki		$\bar{c}_{\varphi A}$
	zwykle*	odwrotne	w każdej faldzie	w co drugiej faldzie	
1)	x		x		4,0
2)	x			x	3,1
3)		x	x		3,1
4)		x		x	2,0

* ułożenie blachy faldowej pasem węższym na belce (pozytyw)

W przykładach 3.1, 3.3 rozpatrywano (analogicznie jak w [11]) belkę IPE 500 w rozstawie $a=6\text{m}$ połączoną z blachą trapezową E100/1.0 ($I_a=195\text{ cm}^4/\text{m}$, ułożenie pozytywem) za pomocą łączników Hilti ENP2-21L15. Mocowanie blachy trapezowej do belki w co drugiej faldzie. Podstawiając powyższe dane do wzorów (9÷12) otrzymujemy [11]:

$$\begin{aligned} c_{\varphi M} &= 2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot (195/6,0) \cdot 10^{-8} &&= 137 \text{ kNm/m} \\ c_{\varphi P} &= 5770 / (48,4/1,02^3 + 0,5 \cdot 20/1,6^3) &&= 120 \text{ kNm/m} \\ c_{\varphi A} &= 3,1 \cdot 1,15 \cdot 1,6 &&= 5,24 \text{ kNm/m} \\ k_{\varphi} &= 1 / (1/137 + 1/120 + 1/5,24) &&= 4,84 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

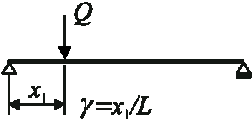
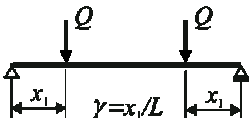
W przykładzie 3.2 rozpatrywano belkę IPE 400 w rozstawie $a=6\text{m}$ połączoną z blachą trapezową E100/1.0 (ułożenie pozytywem) również za pomocą łączników Hilti ENP2-21L15. Mocowanie blachy trapezowej do belki w co drugiej faldzie. Podstawiając powyższe dane do wzorów (9÷12) otrzymujemy takie same wyrażenia jak powyżej na współczynniki $c_{\varphi M} = 137\text{ kNm/m}$ oraz $c_{\varphi A} = 5,24\text{ kNm/m}$. Różnica tkwi jedynie w współczynniku określającym wpływ sztywności belki $c_{\varphi P}$:

$$\begin{aligned} c_{\varphi P} &= 5770 / (38,65/0,86^3 + 0,5 \cdot 18/1,35^3) &&= 89,6 \text{ kNm/m} \\ k_{\varphi} &= 1 / (1/137 + 1/89,6 + 1/5,24) &&= 4,79 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

2.3. Moment krytyczny zwichrzenia dla wybranych przypadków obciążenia poprzecznego

Współczynniki C_1 , C_2 możemy wyznaczyć analitycznie na podstawie wzorów (5÷7) jedynie dla kilku podstawowych schematów statycznych (tabela 2,3).

Tabela 2. Współczynniki C_1 , C_2 dla wybranych schematów obciążenia skupionego

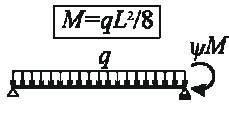
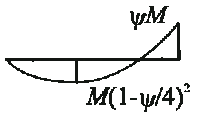
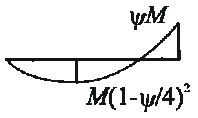
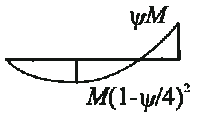
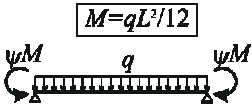
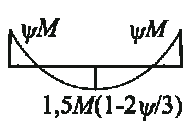
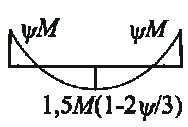
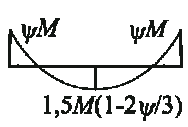
Lp.	Schemat statyczny	Współczynniki C_1 , C_2			
		$0 \leq \gamma \leq 0,5$	$\gamma = 1/4$	$\gamma = 1/3$	$\gamma = 1/2$
1)		$C_1 = 1,36 + 0,42(1-2\gamma)^2$	1,46	1,41	1,36
		$C_2 = 0,41C_1 \frac{\sin^2(\pi\gamma)}{4\gamma(1-\gamma)}$	0,40	0,49	0,56
2)		$C_1 = 1,0 + 2,82\gamma^3$	1,04	1,10	1,35
		$C_2 = 0,41C_1 \frac{\sin^2(\pi\gamma)}{2\gamma}$	0,43	0,51	0,55

W celu uproszczenia obliczeń (kosztem pewnej dokładności) możemy podzielić zakres zmienności wybranego parametru (w tym przypadku momentu skupionego) na przedziały, a następnie aproksymować współczynnik C_1 np. liniowo w tych przedziałach (Trahair i inni[4]). I tak w przypadku momentu skupionego na jednym końcu belki (tabela

3, poz.1) wyznaczono analitycznie ze wzoru (5) współczynnik C_1 dla $\psi = 0; 0,7; 1,0$, a następnie aproksymowano go przedziałami funkcją liniową.

Parametr $\psi = 0,7$ wybrano z tego powodu, że w zakresie $0 \leq \psi \leq 0,7$ maksimum momentu zginającego jest w przęśle, natomiast dla $0,7 \leq \psi \leq 1,0$ na podporze. Analogicznie postąpiono w przypadku momentów skupionych przyłożonych na obu podporach (tabela 3, poz 2).

Tabela 3. Współczynniki C_1, C_2 dla wybranych schematów obciążenia rozłożonego

Lp.	Schemat statyczny	Zakres	Współczynniki C_1, C_2	
1)		$\psi = 0$	$C_1 = 1,13$	$C_2 = 0,46$
		$0 \leq \psi \leq 0,70$	$C_1 = 1,13 + 0,10\psi$	$C_2 = \frac{0,41 C_1}{(1-\psi/4)^2}$
		$0,70 \leq \psi \leq 1$	$C_1 = -1,25 + 3,5\psi$	$C_2 = \frac{0,41 C_1}{\psi}$
		$\psi = 1$	$C_1 = 2,25$	$C_2 = 0,92$
2)		$\psi = 0$	$C_1 = 1,13$	$C_2 = 0,46$
		$0 \leq \psi \leq 0,75$	$C_1 = 1,13 + 0,12\psi$	$C_2 = \frac{0,41 C_1}{1-2\psi/3}$
		$0,75 \leq \psi \leq 1$	$C_1 = -2,8 + 5,4\psi$	$C_2 = \frac{0,61 C_1}{\psi}$
		$\psi = 1$	$C_1 = 2,60$	$C_2 = 1,58$

W przypadku liniowego rozkładu momentu zginającego moment krytyczny zwichrzenia możemy oszacować na podstawie wzoru (13) [3]:

$$C_1 = 1,77 - 1,04\psi + 0,27\psi^2 \text{ lecz } C_1 \leq 2,60 \quad C_2 = 0 \quad (13)$$

gdzie ψ jest stosunkiem momentów zginających na końcach belki ($-1 \leq \psi \leq 1$).

Podstawowa różnica we wzorach zamieszczonych w tablicy 2,3 w stosunku do pracy Trahair i inni [4], tkwi we współczynniku C_2 uwzględniającym rzędną miejsca przyłożenia obciążenia poprzecznego po wysokości przekroju. W pracy Trahair i inni [4] błędnie rozszerzono poprawne wyniki zawarte monografii Trahair [12] na przypadek dowolnego schematu statycznego, aproksymując ten współczynnik za pomocą wzoru:

$$C_2 = 0,4C_1 \quad ? \quad (14)$$

Jak pokazuje przykład 3.4 jest to podejście nieprawidłowe, a błąd w obliczaniu momentu krytycznego zwichrzenia w przypadku obciążenia przyłożonego do górnej półki jest istotny. Najwyraźniej widać to dla schematu statycznego przedstawionego w Tabeli 4, dla którego w pracy [4] błędnie oszacowano również współczynnik C_1 w zakresie $0,75 \leq \psi \leq 1$. Powinno być tak jak jest w Tabeli 3 poz. 2, co pokazano poniżej.

Tabela 4. Porównanie wyników numerycznych dla IPE 500 [2] w przypadku schematu statycznego pokazanego w tabeli 3 poz.2 ($C_2=0$)

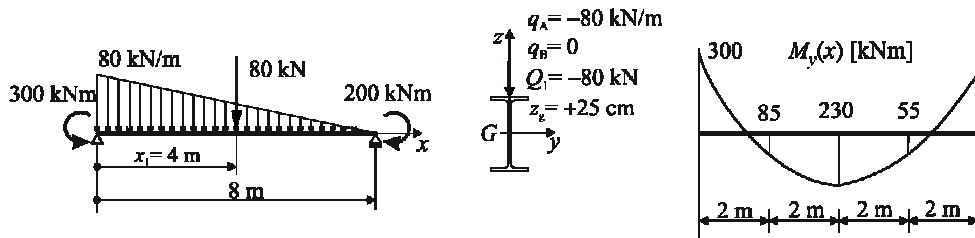
Lp	Metoda	C_1 ($0,75 \leq \psi \leq 1$)	C_1 ($\psi = 1$)	M_{cr} [kNm] / błąd względny %					
				$L=8m$	$L=10m$	$L=12m$			
	LTBEAM [2]	-	-	728,7	-	543,4	-	433,8	-
1)	Tabela 3 poz.2	$C_1 = -2,8 + 5,4\psi$	2,60	726,9	/-0,2	542,4	/-0,2	433,3	/-0,1
	Tabela 6.7 [4]	$C_1 = -2,38 + 4,8\psi$	2,42	676,6	/-6,9	504,9	/-6,9	403,3	/-6,9

Przykłady liczbowe

W przykładach 3.1, 3.3 analizowano belkę podpartą widelkowo na końcach, wykonaną z dwuteownika IPE 500. Przyjęto charakterystyki geometryczne wg [2]: $I_z=2141,7 \text{ cm}^4$, $I_T=89,665 \text{ cm}^4$, $I_w=1254,3 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$ oraz stałe materiałowe: $E=210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$, $G=81 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$. W tym przypadku $N_{cr,z}=693,5 \text{ kN}$ oraz $D=1632,8 \text{ cm}^2$.

2.4. Moment krytyczny zwichrzenia w przypadku dowolnych obciążeń poprzecznych [8]

Rozpatrzmy belkę o rozpiętości $L=8 \text{ m}$ wykonaną z dwuteownika IPE 500 i obciążoną w sposób pokazany na rys.3. Obliczenia wykonujemy w kN i m (z wyjątkiem wyznaczania charakterystyk skrętnych).



Rys. 3. Schemat statyczny analizowany w p.3.1

Podstawiając $M_2=85$, $M_3=230$, $M_4=55$ oraz $M_0=300$ do wzoru (8) otrzymujemy:

$$C_1 = \sqrt{\frac{21 \cdot 300^2}{300^2 + 6 \cdot 85^2 + 8 \cdot 230^2 + 6 \cdot 55^2}} = 1,813$$

Rozpatrzmy najpierw przypadek, gdy obciążenie jest przyłożone do środka ciężkości przekroju ($z_g=0$). Wówczas wzór na moment krytyczny zwichrzenia ma postać:

$$M_{cr} = C_1 N_{cr,z} \sqrt{D} = 1,813 \cdot 693,5 \cdot \sqrt{1632,8 \cdot 10^{-2}} = 508,1 \text{ kNm}$$

Moment krytyczny wyznaczony za pomocą programu LTBEAM wynosi 512,2 kNm. Błąd zastosowanej metody wynosi więc -0,8%.

Rozpatrzmy teraz przypadek, gdy obciążenie poprzeczne jest przyłożone do górnej półki. Wyznaczamy wtedy a_2 ze wzoru (7) i podstawiamy do wzoru na współczynnik C_2 (6):

$$a_2 = \frac{2 \cdot 8}{300\pi^2} \left[\frac{(-80) \cdot 8}{4} + (-80) \sin^2 \left(\frac{\pi \cdot 4}{8} \right) \right] = -1,297$$

$$C_2 = 1,813 \cdot (-1,297) / 2 = -1,176$$

Moment krytyczny zwichrzenia obliczamy ze wzoru (2):

$$M_{cr} = 1,813 \cdot 693,5 \cdot \left(\sqrt{1632,8 + (-1,176 \cdot 25)^2} + (-1,176) \cdot 25 \right) \cdot 10^{-2} = 258,6 \text{ kNm}$$

Moment krytyczny wyznaczony za pomocą programu LTBEAM wynosi 257,6 kNm. Błąd zastosowanej metody wynosi więc 0,4%.

W celu uwzględnienia wpływu blachy trapezowej ($k_\varphi=4,84 \text{ kNm/m}$ wg obliczeń w pkt. 2.2) wyznaczamy zmodyfikowaną sztywność skrętną przekroju wg wzoru (4):

$$I_T^* = 89,665 + \frac{4,84 \cdot 800^2}{8100\pi^2} = 128,41 \text{ cm}^4$$

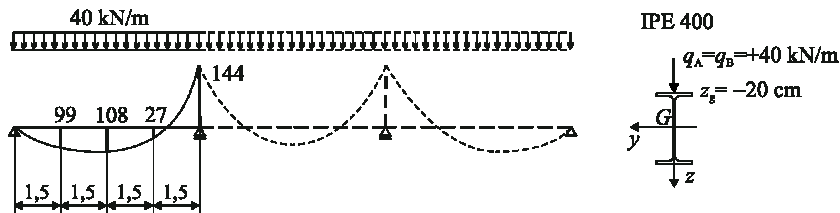
Parametr D wyznaczony ze wzoru (3) wynosi teraz 2085,2 cm².
Moment krytyczny zwichrzenia obliczamy ze wzoru (2) dla zmienionej wartości D :

$$M_{cr} = 1,813 \cdot 693,5 \cdot \left(\sqrt{2085,2 + (-1,176 \cdot 25)^2} + (-1,176) \cdot 25 \right) \cdot 10^{-2} = 313,2 \text{ kNm}$$

Moment krytyczny wyznaczony za pomocą programu LTBEAM wynosi 311,9 kNm. Błąd zastosowanej metody wynosi więc 0,4%.

2.5. Moment krytyczny zwichrzenia płatwi ciągłej [9]

Rozpatrzmy belkę ciągłą o rozpiętości przęsła $L=6\text{ m}$ podpartą widełkowo na podporach i obciążoną w sposób pokazany na rys.4. Przyjęto charakterystyki geometryczne wg [9]: $I_z=1320\text{ cm}^4$, $I_T=52,4\text{ cm}^4$, $I_w=490 \cdot 10^3\text{ cm}^6$. W tym przypadku $N_{cr,z}=759,9\text{ kN}$ oraz $D=929,7\text{ cm}^2$.



Rys. 4. Schemat statyczny analizowany w p.3.2 [9]

Współczynniki C_1 , C_2 wg metody ogólnej wyznaczamy jak w pkt. 3.1. W przypadku korzystania z tabeli 3 poz.1, najpierw wyznaczamy $M=qL^2/8=40 \cdot 6^2/8=180\text{ kNm}$ a następnie parametr $\psi=144/180=0,80$. W celu uwzględnienia wpływu blachy trapezowej postępujemy jak w p 3.1.(z tym, że w tym przypadku $k_\varphi=4,79\text{ kNm/m}$ wg pkt. 2.2). W tym przypadku, po modyfikacji wynikającej ze wzorów (3,4), parametr D wynosi 1159,6 cm². Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Moment krytyczny zwichrzenia dla schematu statycznego wg rys.4. (M_{cr} [kNm])

Lp	k_φ	M_{cr} LTBEAM	M_{cr} wg [9]	Metoda ogólna			Tabela 3 poz.1		
				C_1	C_2	M_{cr}	C_1	C_2	M_{cr}
1)	0	219,0	213,2	1,567	0,794	220,3	1,55	0,79	217,8
2)	4,79	256,5	–	1,567	0,794	258,3	1,55	0,79	255,5

2.6. Sprawdzenie poprawności metody zaproponowanej przez Trahair i inni [4] na podstawie wzorów z tabeli 4

Rozpatrzmy belkę o rozpiętości $L=8\text{ m}$ wykonaną z dwuteownika IPE 500. Belka jest obciążona w sposób pokazany w tabeli 4 (przyjmujemy, że $q=30\text{ kN/m}$). Moment skupiony na podporze wynosi ψM , gdzie $M=qL^2/12=30 \cdot 8^2/12=160\text{ kNm}$. W celu uwzględnienia wpływu blachy trapezowej postępujemy jak w p 3.1 (wszystkie charakterystyki są takie same). Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Moment krytyczny zwichrzenia dla schematu statycznego wg tabeli 4.

Lp	Metoda	Parametr $\psi=0,8$			Parametr $\psi=1,0$		
		C_1	C_2	M_{cr} [kNm]	C_1	C_2	M_{cr} [kNm]
1)	LTBEAM	–	–	213,4	–	–	305,8
2)	Metoda ogólna	1,518	1,154	219,0	2,566	1,560	305,3
3)	Tabela 3	1,52	1,16	219,3	2,60	1,59	306,4
4)	Tabela 6.7 [4]	1,46	0,58	288,5 (35,2%)	2,42	0,97	385,6 (26,1%)
5)	LTBEAM (k_φ)	–	–	257,7	–	–	375,9
6)	Metoda ogólna (k_φ)	1,518	1,154	264,9	2,566	1,560	374,6
7)	Tabela 3 (k_φ)	1,52	1,16	265,5	2,60	1,59	376,4
8)	Tabela 6.7 [4] (k_φ)	1,46	0,58	339,2 (31,6%)	2,42	0,97	462,9 (23,1%)

3. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wzory na moment krytyczny zwichrzenia dwuteowej belki o przekroju bisymetrycznym podpartej widelkowo na końcach. Uwzględniono wpływ ciągłego usztywnienia na skrećanie. Przedstawiono sposób wyznaczenia tej sztywności w praktycznym przypadku połączenia blachy trapezowej z belką za pomocą typowych łączników. Zamieszczono uproszczone wzory dla wybranych schematów statycznych (tabele 2,3). Przedstawione w pracy przykłady pokazują, że przedstawiona metoda prowadzi do wystarczająco dokładnego oszacowania momentu krytycznego zwichrzenia.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-1:2006. Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 2 Galéa Y. Moment critique de déversement élastique de poutre fléchies –Présentation du logiciel LTBEAM. *Revue Construction Métallique.CTICM*, 2 (2003).
- 3 Stahlbau-Kalender 2009. Herausgegeben von Kuhlman U. Ernst & Sohn, Berlin 2009.
- 4 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.
- 5 Mohri F., Brouki A., Roth J.C.: Theoretical and numerical stability analyses of unrestrained, mono symmetric thin-walled beams. *Journal of Constructional Steel Research* 59 (2003) 63–90.
- 6 Serna M.A., López A., Puente I., Yong D.J.: Equivalent uniform moment factors for lateral-torsional buckling of steel members. *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006) 566–580.
- 7 Bijak R.: Ogólny przypadek zwichrzenia belek o dwuteowym przekroju bisymetrycznym podpartych widelkowo. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* 276, Budownictwo i Inżynieria Środowiska 58 (3/2011/II) 201-208.
- 8 Bijak R.: Moment krytyczny zwichrzenia niestężonych bisymetrycznych belek dwuteowych podpartych widelkowo. ICMS2011 Conference, Wrocław 2011.
- 9 Pałkowski Sz.: Konstrukcje stalowe. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- 10 DIN 18800 Teil 2. Stahlbauten. Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken. Nov. 1990.
- 11 Lindner J., Groeschel F.: Drehbettungswerte für die Profilblechbefestigung mit Seltzbolzen bei unterschiedlich großen Auflasten. *Stahlbau* 65 (1996) 218-224.
- 12 Trahair, N.S.: Flexural-Torsional Buckling of Structures, CRC Press, Boca Raton 1993.

The lateral buckling of steel I-shape beams with continuous torsional elastic restraints

Roman Bijak¹

¹ *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods,
Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: r.bijak@tu.kielce.pl*

Abstract: A simple model of the lateral buckling of steel I-shape beams with elastic and continuous torsional restraints was developed. The lateral buckling beams with free warping were formulated as differential equations in terms of torsion angle. The stability equations were approximately solved with the use of the Bubnow-Galerkin orthogonalization method. The proposed approximate formulas provide the estimation of lateral buckling moment with good enough accuracy for designing purposes.

Keywords: thin-walled bars, open cross-section, continuous torsional elastic restraints.

Nośność wybocheniowa żeber wzmacniających ściany stalowego silosu na zboże

Paweł Błażejowski, Jakub Marcinowski¹

¹ Zakład Konstrukcji Budowlanych, Instytut Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski, e-mail: P.Blazejowski@ib.uz.zgora.pl, J.Marcinowski@ib.uz.zgora.pl

Streszczenie: Siły południkowe w silosie stalowym, którego ściany są wykonane z blachy profilowanej poziomo są przenoszone przez żebra pionowe. Elementy te są zazwyczaj wykonywane z cienkościennych kształtowników zimnogiętych wrażliwych na miejscową utratę stateczności. W pracy przedstawiono numeryczną procedurę oszacowania nośności wybocheniowej rodziny żeber wykonanych z blach o różnej grubości. Uwzględniono imperfekcje w postaci pierwszej formy wybochenia i amplitudach do wartości 4t włącznie. Wyniki porównano z bardzo zachowawczymi wartościami nośności wybocheniowej takich elementów proponowanymi w zapisach normy PN-EN1993-4-1.

Słowa kluczowe: silos stalowy, żebra pionowe, stalowe elementy zimnogięte, nośność wybocheniowa, imperfekcje, procedura numeryczna.

1. Wprowadzenie

Stalowe silosy na zboże na trwałe wpisały się w krajobraz współczesnej wsi i stały się wręcz konieczne w gospodarstwach specjalizujących się w produkcji zbóż. Wobec upowszechnienia tych wcale nie tak prostych obiektów inżynierskich, konstruktorzy prześcigają się w rozwiązaniach minimalizujących ciężar, a tym samym zużycie stali o wysokiej wytrzymałości zabezpieczonej antykorozyjnie w procesie galwanizacji. Minimalizuje się zarówno grubości blach płaszcza (carg) jak i grubości blach, z których są wykonywane zimnogięte przekroje żeber wzmacniających płaszczy z zewnątrz (por. rys. 1). Minimalizacja grubości elementów powinna być poparta szczegółowymi analizami potwierdzającymi poprawność rozwiązań konstrukcyjnych. Dotyczy to w szczególności żeber przenoszących znaczne siły ściskające.



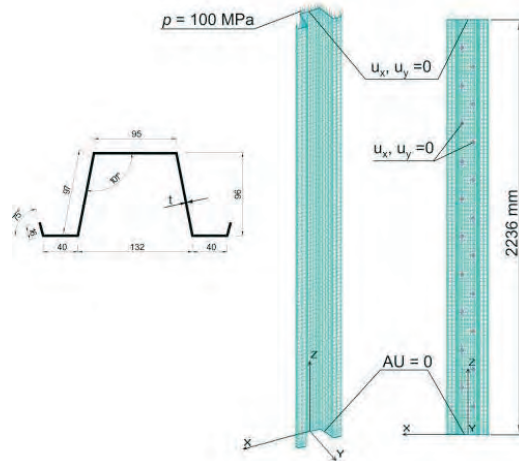
Rys. 1. Stalowe silosy na zboże



Rys. 2. Awaria stalowego silosu na zboże

Przykładowe silosy stalowe na zboże o typowej konstrukcji z blach falistych i filarów zewnętrznych pokazano na rys. 1. Płaszcz silosu jest wykonany z blachy falistej o grubości nie przekraczającej 2 mm. Relatywnie duży współczynnik tarcia materiału sypkiego o taką ścianę i jej mała sztywność południkowa sprawiają, że koniecznym jest wprowadzenie do

konstrukcji dodatkowych żeber przejmujących siły pionowe. Na tych żebrach opierają się zazwyczaj konstrukcje wsporcze galerii zasypowych i konstrukcja dachu silosu. W silosach z dnem płaskim żebra stanowią najbardziej newralgiczny element konstrukcji nośnej silosu. Przekroczenie ich nośności skutkuje katastrofą budowlaną prowadzącą do zniszczenia silosu, a czasami także obiektów sąsiednich, (por. rys. 2).



Rys. 3. Geometria żebra, zastosowana siatka elementów skończonych oraz warunki brzegowe

Częstość awarii silosów sprawiła, że konstrukcje te stały się obiektem badań wielu autorów (por. [1], [2], [3], [4]). Pomocnym narzędziem w projektowaniu silosów jest norma PN-EN 1993-4-1, której zapisy są niestety bardzo konserwatywne. Norma PN-EN 1993-1-6 dopuszcza procedury o charakterze ogólnym wymagające jednak biegłości w numerycznym modelowaniu konstrukcji z opcją uwzględnienia odchyłek geometrycznych (imperfekcji), które w ogólnym przypadku nie są znane.

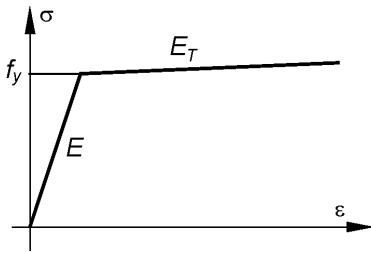
W pracy zaprezentowano sposób oszacowania nośności wybočeniowej żeber zewnętrznych silosu wykorzystując procedurę ogólną rekomendowaną w PN-EN-1993-1-6. Polega ona na wykonaniu analiz numerycznych z grupy GMNIA (geometryczne i materiałowo nieliniowe analizy uwzględniające imperfekcje geometryczne). W modelowaniu wykorzystano system COSMOS/M ([5], [6]) bazujący na metodzie elementów skończonych. W modelu uwzględniono zjawiska sprężysto-plastycznego wybočenia filarów symulując zniszczenie w zakresie fizycznej i geometrycznej nieliniowości oraz wykorzystując imperfekcje w postaci pierwszych form wybočenia uzyskanych w liniowej analizie stateczności (LBA). Założono przy tym, że amplitudy tych imperfekcji mogą osiągnąć maksymalną wartość czterech grubości blachy, z której został wykonany kształtownik.

W pracy przedstawiono wyniki oszacowania nośności wybočeniowej dla przykładowego kształtu żebra i różnych grubości ścianki. Wyniki te zostały porównane z nośnością obliczeniową otrzymaną na podstawie norm PN-EN-1993-1-1, PN-EN-1993-1-3 oraz PN-EN-1993-4-1.

2. Szczegóły modelu numerycznego

W analizie numerycznej wykorzystano system COSMOS/M bazujący na metodzie elementów skończonych. Zamodelowano wycinek płaszcza silosu z żebrzem długości 2,236 m. Powierzchnię środkową żebra podzielono na 2664 czworokątne elementy skończone (5 stopni swobody w węzle w opisie aproksymacji wewnętrznej elementu). Całkowita liczba stopni swobody to 16800. Testy wpływu gęstości siatki na rozwiązanie wykonane wcześniej dla analogicznych analiz wskazują, że taki podział jest w zupełności wystarczający.

Podział żebra na czworokątne elementy skończone (SHELL4T w bibliotece systemu COSMOS/M) pokazano na rys. 3. Na rysunku tym pokazano także wymiary przekroju poprzecznego żebra oraz punkty mocowania do płaszcza silosu za pomocą śrub.



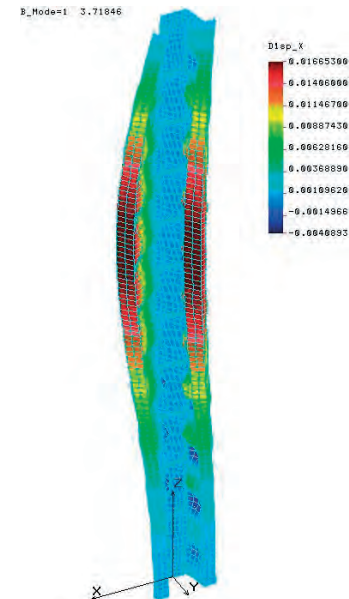
Rys. 4. Charakterystyka materiałowa materiału żebra

W modelu geometrii otwory na łączniki nie były uwzględniane.

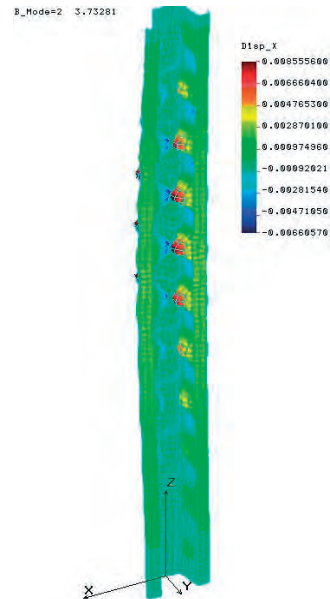
Na rys. 3 przedstawiono także warunki podparcia poszczególnych krawędzi modelowanego żebra. Dolna krawędź żebra była podparta wg schematu AU – wszystkie translacyjne stopnie swobody blokowane. Górna krawędź była podparta analogicznie z tą różnicą że zwolniona była translacja u_z . Żebra są łączone na długości za pomocą blach czołowych i przyjęte warunki podparcia dobrze oddają takie rozwiązanie konstrukcyjne.

W miejscach występowania łączników trzpieniowych (śrub) przyjęto warunki $u_x = 0$ i $u_y = 0$, umożliwiono zatem ruch pionowy płaszczyzny stycznej do ściany silosu. W napełnionym silosie (w tym stanie siły w żebrach są największe) płaszcz jest silnie naprężony i można go traktować jako podłoże niemal sztywne.

Tak więc można uznać, że przyjęte warunki brzegowe (warunki podparcia) są zbliżone do rzeczywistych warunków pracy tak wydzielonego pionowego żebra silosu.



Rys. 5. Pierwsza forma wyboczenia (LBA)



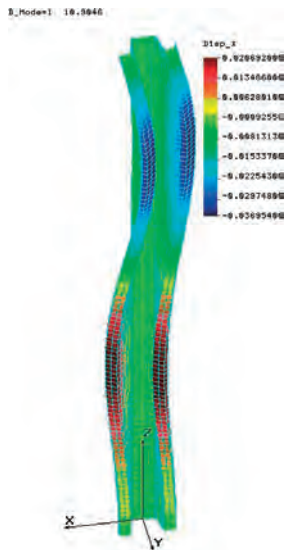
Rys. 6. Druga forma wyboczenia (LBA)

Obciążona jest górna krawędź żebra ciśnieniem rozłożonym na grubości ścianki przekroju. Wartość tego ciśnienia, traktowanego jako obciążenie odniesienia, była równa $p = 100$ MPa. Było to jedyne obciążenie uwzględnione w analizie; ciężar własny został pominięty.

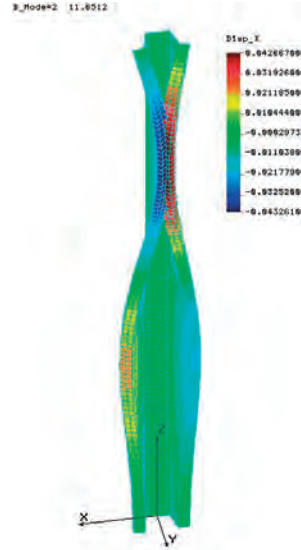
W przeprowadzonej nieliniowej analizie sprężysto-plastycznej uwzględniono biliniowo (por. rys. 4) materiał sprężysto plastyczny, którego parametry przyjęto w sposób następujący: granica plastyczności $R_e = 390$ MPa, moduł Younga $E = 210$ GPa, moduł wzmocnienia $E_T = 21$ MPa oraz współczynnik Poissona $\nu = 0,3$.

W nieliniowych analizach numerycznych zastosowano bądź to sterowanie obciążeniowe, bądź to sterowanie przemieszczeniowe gwarantujące możliwość swobodnej kontynuacji obliczeń także po przekroczeniu ekstremum obciążeniowego. W przypadku sterowania przemieszczeniowego sterowano przemieszczeniem węzła wykazującego

największe wychylenie w przyjętej do obliczeń formie imperfekcji. W każdym kroku przyrostowej analizy sprężysto-plastycznej wyznaczano mnożnik obciążenia do tego obciążenia oraz przemieszczenia pozostałych węzłów modelu obliczeniowego. Za miarę nośności wyboczeniowej przyjmowano maksymalną wartość mnożnika obciążenia uzyskiwaną w analizie GMNIA czyli pierwsze ekstremum na nieliniowej ścieżce równowagi.



Rys. 7. Pierwsza forma wyboczenia (LBA)



Rys. 8. Druga forma wyboczenia (LBA)

3. Omówienie wyników

Przedmiotem szczegółowych analiz były elementy o kształcie przekroju poprzecznego pokazane na rys. 3 i grubościach 2, 2,5, 3, 4, 5, 6, 7 i 8 mm.

W pierwszym etapie obliczeń wyznaczano krytyczne wartości mnożników wyboczenia i korespondujące z nimi formy wyboczenia (analiza LBA – linear buckling analysis, liniowa analiza stateczności). W Tabeli 1 pokazano wartości otrzymanych mnożników obciążenia (wiersz 3) oraz korespondujących z nimi sił krytycznych

Siły krytyczne przedstawione w Tabeli 1 nie mogą być miarą nośności wyboczeniowej gdyż dotyczą idealnej geometrii (przypadek niemożliwy do spełnienia) oraz obowiązują przy założeniu braku deformacji sprężysto-plastycznych (model idealnie sprężysty).

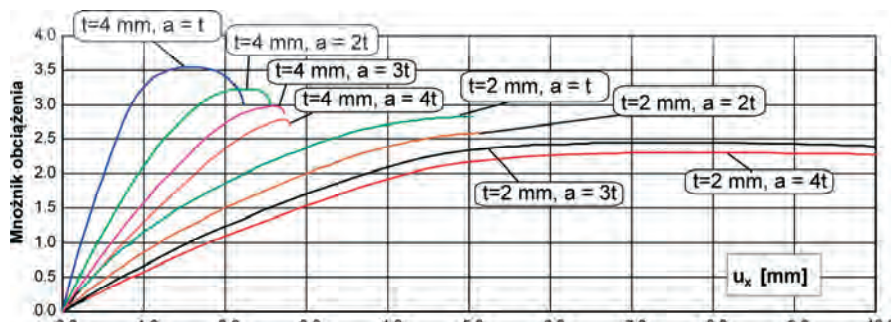
Na rys. 5 i 6 pokazano dwie pierwsze formy utraty stateczności żebra o grubości $t = 2$ mm, a na rys. 7 i 8 dwie pierwsze formy utraty stateczności żebra o grubości $t = 4$ mm.

Tabela 1. Wartości mnożników obciążenia wraz z odpowiadającymi im siłami krytycznymi

Grubość ścianki żebra w mm, $t =$	2	2,5	3	4	5	6	7	8
Pole przekroju w mm^2 $A =$	802,0	1002,5	1203,0	1604,0	2005,0	2406,0	2807	3208
Bezwymiarowy mnożnik obciążenia	3,71	5,65	7,67	10,90	14,07	17,26	20,29	23,29
Siła krytyczna w kN	297,5	566,41	922,7	1748,4	2821,0	4152,8	5695,4	7471,4

Kolejny etap obliczeń polegał na wykonaniu analiz GMNIA dla założonej formy imperfekcji i przyjętej ich amplitudzie. Formy wyboczenia otrzymane w analizie LBA, korespondujące z pierwszą wartością krytyczną posłużyły do wygenerowania geometrii

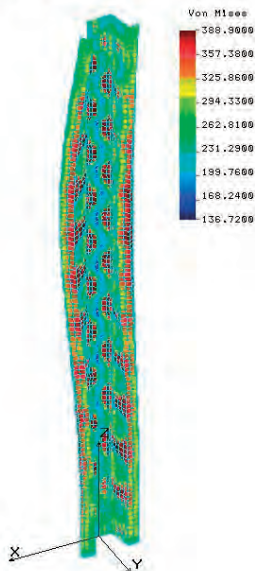
imperfekcyjnej. Wielkość imperfekcji kształtowano za pomocą amplitudy, a tę dobierano dyskretnie jako $a = t$, $2t$, $3t$ i $4t$ odpowiednio dla każdego z żebier, gdzie t jest grubością blachy żebra.



Rys. 9. Ścieżki równowagi (GMNIA) dla dwóch typów żebier ($t = 2$ i $t = 4$ mm) oraz różnych amplitud imperfekcji wstępnych

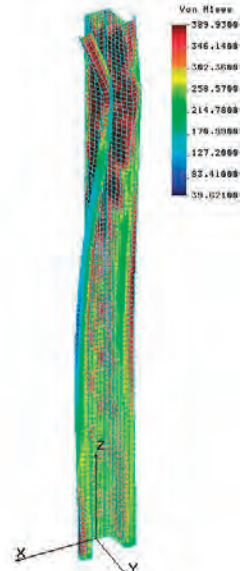
Na rys. 9 przedstawiono przykładowe ścieżki równowagi dla dwóch typów żebier ($t = 2$ i $t = 4$ mm) oraz różnych amplitud imperfekcji wstępnych. Na osi pionowej wykresu występuje bezwymiarowy mnożnik obciążenia, a na osi poziomej przemieszczenie u_x węzła w miejscu maksymalnych przemieszczeń poziomych żebra.

NL1n STRESS Step:35 #=2.82543



Rys. 10. Żebro $t = 2$ mm, $a = t$. Forma zniszczenia

NL1n STRESS Step:120 #=2.02400

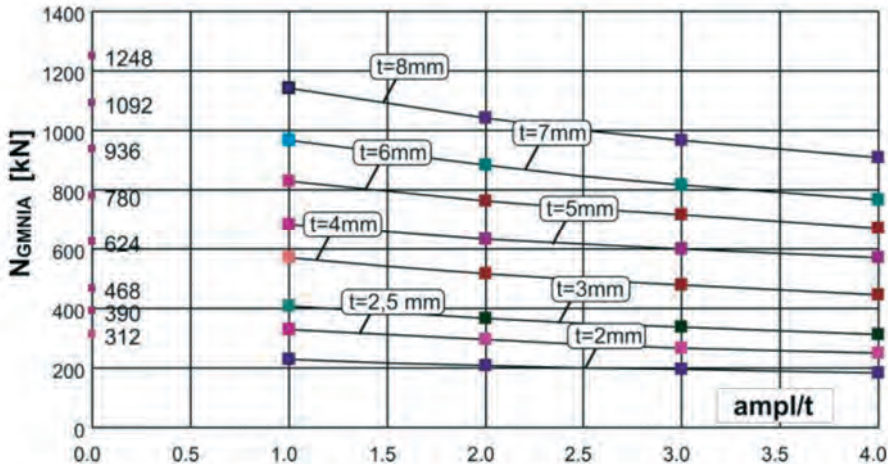


Rys. 11. Żebro $t = 4$ mm, $a = t$. Forma zniszczenia

Za miarę nośności przyjmowano pierwsze maksimum na ścieżce równowagi. We wszystkich analizowanych przypadkach to maksimum występowało w sposób bardzo wyraźny i zgodnie z zaleceniami PN-EN 1993-1-6 może być traktowane jako miara nośności wyboczeniowej.

Konfiguracja korespondująca z maksimum na ścieżce równowagi może być utożsamiana z konfiguracją inicjującą mechanizm zniszczenia. Na rys. 10 i 11 pokazano rozkład naprężeń ekwiwalentnych na powierzchni $y+$ zgodnych z hipotezą Hubera-Misesa-Hencky'ego w tych konfiguracjach, odpowiednio dla żebra $t = 2$ mm i amplitudy imperfekcji $a = t = 2$ oraz dla żebra $t = 4$ mm i amplitudy imperfekcji $a = t = 4$ mm.

Na rys. 12 pokazano zależność nośności wyboczeniowej w funkcji amplitudy imperfekcji dla wszystkich analizowanych żebier. Siłę N_{GMNIA} otrzymywano mnożąc otrzymane bezwymiarowy mnożnik obciążenia przez przekrój żebra oraz przez wartość ciśnienia przyłożonego na krawędzi górnej ($p=100$ MPa). Dla odciętej o wartości 0 pokazano wartości sił korespondujące z nośnością plastyczną (iloczyn przekroju i granicy plastyczności).



Rys. 12. Zależność nośności wyboczeniowej (GMNIA) od amplitudy imperfekcji

Wykresy pokazują znaczny spadek nośności wyboczeniowej w miarę wzrostu amplitudy imperfekcji. W niektórych przypadkach spadek ten sięga nawet 30 % w relacji do nośności plastycznej.

4. Oszacowanie nośności za pomocą wzorów normowych

Nośność żebier pionowych wzmacniających ścianę silosu z blachy falistej można oszacować zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 1993-4-1. Stosowne zapisy są zawarte w pp. 5.3.4.3.3 i 5.3.4.3.4 tej normy.

W Tabeli 2 podano wyniki obliczeń wykonanych zgodnie z postanowieniami wspomnianej normy. W p. 5.3.4.3.4 normy podano zalecenia dotyczące sposobu oszacowania nośności żebier ściennych silosu. Podstawą jest wzór (5.73) z tej normy

$$N_{b,Rd} = 2 \frac{\sqrt{E I_y K}}{\gamma_{M1}} \quad (1)$$

w którym: $E I_y$ – jest sztywnością zgięciową żebra w zginaniu z płaszczyzny ściany, K – jest parametrem sztywności podłoża (tu sztywność płaszczka), γ_{M1} – jest częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa równym 1,1.

Jeżeli płaszcz silosu został wykonany z blachy falistej o wysokości fali d i grubości t , to sztywność K można oszacować ze wzoru

$$K = 6 \frac{D_y}{d^3}, \quad (2)$$

w którym

$$D_y = 0,13 E t d^2 \quad (3)$$

Sztywność tak obliczona jest wartością znacznie zaniżoną gdyż wzór ten nie uwzględnia zakrzywienia płaszczka silosu. W Tablicy 2, w kolumnie 8 pokazano wartość K obliczoną ze wzorów (2) i (3).

Parametr sztywności K można wyznaczyć z obliczeń dla schematu zastępczego zgodnego z rys. 5.5 z normy. W Tabeli 2, w kolumnie 5 pokazano wartość K obliczoną na podstawie ugięcia f wycinka płaszcza obciążonego obciążeniem liniowym o wartości 1 kN/m.

Otrzymane w ten sposób nośności żeber pokazano w kolumnach 6 i 9 Tabeli 2. Są to wartości konserwatywne, a w przypadku uproszczonej oceny sztywności K (wzory (2) i (3)) wręcz drastycznie zaniżone (kolumna 9) w Tabeli 2.

W obliczeniach przedstawionych w Tabeli 2 założono, że żebro przylega do płaszcza z blachy falistej o grubości $t = 1,5$ mm i wysokości fali $d = 15$ mm.

Tabela 2. Zestawienie tabelaryczne wyników

Grubość blachy żebra, t [mm]	Moment bezw. żebra, J_y [mm ⁴]	Grubość blachy cargi, t [mm]	Ugięcie wycinka płaszcza f [m]	Sztywność K [kN/m ²]	N_{bRd} [kN]	D_y [kNm]	Sztywność K [kN/m ²]	N_{bRd} [kN]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
t=2	1015726	1.5	0.01003	99.70	265.15	9.21375	16.38	107.47
t=2.5	1275486	1.5	0.01003	99.70	297.12	9.21375	16.38	120.43
t=3	1536420	1.5	0.01003	99.70	326.10	9.21375	16.38	132.18
t=4	2042204	1.5	0.01003	99.70	375.96	9.21375	16.38	152.39
t=5	2565466	1.5	0.01003	99.70	421.39	9.21375	16.38	170.80
t=6	3071353	1.5	0.01003	99.70	461.06	9.21375	16.38	186.88
t=7	3595565	1.5	0.01003	99.70	498.86	9.21375	16.38	202.20
t=8	4107270	1.5	0.01003	99.70	533.18	9.21375	16.38	216.11

5. Podsumowanie

Przedstawiony w pracy sposób oszacowania nośności wyboczeniowej cienkościennych żeber wzmacniających płaszczy stalowego silosu na zboże jest bardzo pracochłonny, prowadzi jednak do realnych wartości nośności przy założonych z góry odchyłkach od geometrii idealnej. Odchyłki te można pomierzyć dla danej technologii produkcji tych elementów i dla danego sposobu montażu silosów.

Pierwsza forma wyboczenia określona w analizie LBA żeber idealnych jest z pewnością najniekorzystniejszą formą imperfekcji i dlatego została wykorzystana w analizach GMNIA. We wszystkich analizowanych przypadkach formy te przyjmowały kształty bardzo realne i jest to dodatkowy argument za trafnością wyboru form imperfekcji wstępnych.

Proponowany w pracy sposób oszacowania nośności wyboczeniowej jest zgodny z ogólnymi procedurami zalecanymi w postanowieniach normy PN-EN 1993-1-6.

Zalecany w normie PN-EN 1993-4-1 sposób oszacowania nośności wyboczeniowej żeber jest względnie prosty, prowadzi jednak do projektowania bardzo konserwatywnego. Ten sposób oceny nośności może służyć jedynie do zgrubnego sprawdzenia nośności żeber.

Jeszcze dokładniejsze oszacowanie nośności wyboczeniowej żeber trwale połączonych ze ścianą silosu można otrzymać modelując numerycznie płaszczy wraz z żebrami oraz analizując faktyczne obciążenie od magazynowanego ośrodka sypkiego z ewentualnym uwzględnieniem sztywności skonsolidowanego ośrodka sypkiego. Takie analizy wymagają profesjonalnego oprogramowania oraz dużych umiejętności w poprawnym modelowaniu. Trud taki warto podjąć jeżeli celem obliczeń miałyby być silos zaprojektowany bardzo ekonomicznie, a jednocześnie bezpiecznie.

Literatura

- 1 Iwicki P., Wójcik M., Tejchman J., Failure of cylindrical steel silos composed of corrugated sheets and columns and repair methods using a sensitivity analysis, Engineering Failure Analysis 18 (2011) 2064–2083.

- 2 Iwicki P., Wójcik M., Tejchman J., 3D buckling analysis of a cylindrical metal bin composed of corrugated sheets strengthened by vertical stiffeners, *Thin-Walled Structures* 49 (2011) 947–963.
- 3 Marcinowski J., Numeryczne modelowanie zniszczenia żeber pionowych stalowego silosu na zboże z uwzględnieniem ich zespolenia z płaszczem, W: *Problemy naukowo-badawcze budownictwa / red. A. Łapko, M. Broniewicz, J. A. Prusiel . T. 6 : Badawczo-projektowe zagadnienia w budownictwie .-* Białystok : Wydaw. Politechniki Białostockiej, 2008, s. 327—334.
- 4 Marcinowski J., Błażejowski P., Nośność wybojzeniowa walcowego płaszcza silosu w świetle zapisów normy PN-EN 1993-4-1, W: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska .-* 2012, Nr 283, z. 59, s. 152—160.
- 5 Łubiński M., Żółtowski W., *Konstrukcje metalowe Cz. II*, Arkady, Warszawa 2004.
- 6 Rusiński E., *Metoda elementów skończonych- system Cosmos/M*. WKŁ, Warszawa 1994.
- 7 COSMOS/M, *Finite Element Analysis System, Version 2.9*, Structural Research and Analysis Corporation, Electronic Manual, Los Angeles, California 2002.

Buckling resistance of vertical stiffeners of steel silos for grain storage

Paweł Błażejowski, Jakub Marcinowski¹

¹ *Institute of Building Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, University of Zielona Góra, e-mail: P.Blazejowski@ib.uz.zgora.pl, J.Marcinowski@ib.uz.zgora.pl*

Abstract: In steel silos fabricated from horizontally corrugated sheets, the vertical stiffeners (columns) sustain vertical forces as a result of friction of a bulk material against the silo wall. Columns are usually of cold formed steel sections. Due to the fact that stiffener failures are the most frequent cause of silos collapses, it is important to estimate accurately their resistance. The paper deals with numerical modelling of the elastic-plastic collapse of columns. Geometrically and materially nonlinear analyses (GMNIA) were carried out in which imperfections were taken into account. The imperfection forms were taken as a first buckling mode obtained in the linear buckling analysis (LBA). Amplitudes of imperfections were assumed as $a = t, 2t, 3t, 4t$, where t is the thickness of the stiffeners wall. It was revealed that the buckling resistance is very sensitive to the imperfection amplitude. All numerical analyses were performed by the COSMOS/M system based on FEM. Buckling resistance of all analysed stiffeners was calculated also by means of formulae inserted in Eurocode PN-EN1993-4-1. Buckling resistances obtained by the proposed numerical approach were greater than their counterparts being the result of provisions inserted in PN-EN1993-4-1 and appear to be more realistic.

Keywords: steel silo, vertical stiffeners, cold formed section, buckling resistance, imperfections, numerical procedure.

Wpływ podatności obrotowej połączenia rygiel - słup na sztywność połaciową energoaktywnego przekrycia hali ramowo-płatwiowej

Karolina Brzezińska, Andrzej Szychowski¹

¹ *Katedra Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: k.brzezinska@tu.kielce.pl, aszychow@tu.kielce.pl*

Streszczenie: W pracy przeanalizowano wpływ podatności obrotowej połączenia rygiel-słup na sztywność połaciową podłużnie stężonego przekrycia ramowo - płatwiowego hali o konstrukcji pełnościennej, przystosowanej do pozyskiwania energii cieplnej z promieniowania słonecznego. W takim przypadku pokrycie dachu stanowi szklana przegroda przezroczysta, wymagająca znacznej sztywności połaciowej przekrycia. Celem analizy było porównanie sztywności połaciowej przekrycia ramowo-płatwiowego z przekryciami strukturalnymi i wiązarowo-płatwiowymi, w zależności od typu stężenia podłużnego oraz sztywności obrotowej połączenia rygiel-słup. Badania przeprowadzono dla trzech schematów stężeń połaciowych i różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0$ –połączenie przegubowe, przez $u=0,25$; $0,5$; $0,75$ –połączenie podatne, do $u=1$ –połączenie sztywne). W przenoszeniu sił poziomych zaobserwowano zjawisko interakcji sztywności ram z węzłami podatnymi (rygiel-słup) z połaciowymi stężeniami podłużnymi, opartymi na stężeniach poprzecznych ścian szczytowych. Największą sztywność połaciową wykazały stężenia „2X” i „K” ze sztywnymi węzłami w narożach ram.

Słowa kluczowe: sztywność połaciowa, połączenia podatne, systemy stężeń, przekrycia energoaktywne.

1. Wprowadzenie

Współczesne konstrukcje hal (przemysłowych, magazynowych itp.) można przystosować do czynnego pozyskiwania energii cieplnej z promieniowania słonecznego [1,2]. Cechą charakterystyczną konstrukcji energoaktywnych jest to, że w płaszczyźnie pasów górnych elementów konstrukcyjnych przekrycia (struktur przestrzennych, płatwi, wiązarów dachowych lub dźwigarów pełnościennych) umieszcza się przegrodę przezroczystą (najlepiej szklaną dla wywołania „efektu szklarniowego”), wrażliwą na odkształcalność przekrycia w jego płaszczyźnie. W przypadku hal pełnościennych, zbudowanych z płaskich ram połączonych płatwiami i ryglami ściennymi, może występować swoiste „klawiszowanie” poszczególnych ram nośnych. Przyczyną tego jest m.in. nierównomierne obciążenie wiatrem na długości hali. Wg normy [3] obciążenie wiatrem szczytowych segmentów hal jest większe od obciążeń w części środkowej. Występuje także możliwość uwzględnienia zmiennej na długości hali intensywności obciążenia ścian bocznych, zwłaszcza dla hal długich. Taka sytuacja może doprowadzić do pęknięcia szyb pokrycia, podobnie jak w przypadku hal wiązarowo-płatwiowych [4].

W pracy [5] zbadano sztywność połaciową przekryć strukturalnych (zredukowanych i regularnych) o oczkach kwadratowych. W celu wyznaczenia umownej sztywności połaciowej samego przekrycia (bez udziału sztywności giętej słupów) zaproponowano procedurę numerycznego szacowania w/w sztywności dla przekrycia podpartego jedynie na słupach wahaczowych oraz na poprzecznych „niepodatnych” stężeniach ścian szczytowych hali. Z kolei w pracy [4] zbadano sztywność połaciową przekrycia wiązarowo-płatwiowego zaopatrzonego w różne systemy stężeń podłużnych i poprzecznych. W celu oszacowania sztywności połaciowej samego przekrycia, konstrukcję ram kratowych oparto na słupach wahaczowych i podparto (na obciążenia poziome) na „niepodatnych” stężeniach ścian

szczytowych. Wykazano, że w celu redukcji „klawiszowania” pojedynczych płaskich ustrojów poprzecznych hali (wywołującego nadmierne odkształcenia przegrody szklanej) konieczne jest wprowadzenie okapowych stężeń podłużnych.

W pracy [6] pokazano probabilistyczną optymalizację nośności i niezawodności stalowych słupów hal tradycyjnych. Wykazano, że w celu zwiększenia niezawodności słupów hal należy sprzęgać ich głowice za pomocą podłużnych stężeń połączeniowych w jeden kinematycznie dopuszczalny mechanizm zniszczenia.

W przypadku hal o konstrukcji ramowo-płatwiowej dodatkowym elementem, wpływającym na sztywność połączeniową, jest sztywność obrotowa węzła rygiel-słup. W normie [7] węzły takie podzielono na trzy grupy: a) węzły sztywne, b) węzły podatne oraz c) węzły nominalnie przegubowe. Węzeł można klasyfikować porównując jego sztywność początkową z wartościami granicznymi, jako: 1) sztywny (WS), gdy ma wystarczająco dużą sztywność obrotową, aby uzasadnione było w analizie założenie o pełnym przeniesieniu momentów zginających przez węzeł, 2) nominalnie przegubowy (WNP), gdy jest zdolny do przeniesienia sił wewnętrznych bez udziału znaczących momentów, które mogłyby niekorzystnie oddziaływać na elementy lub konstrukcję jako całość, 3) podatny (WP), gdy nie spełnia kryteriów węzła sztywnego lub węzła nominalnie przegubowego [7].

Wskaźnik sztywności połączenia rygiel-słup zmieniający się od 0 (połączenie przegubowe) do 1 (połączenie w pełni sztywne) można wyznaczyć z zależności (1) wg [8].

$$u = \frac{1}{1 + 3EK / S} \quad (1)$$

gdzie: $K=I/L$ – moment bezwładności rygla podzielony przez jego długość, S - sieczna sztywność połączenia.

W klasycznych konstrukcjach ramowych hal z węzłami podatnymi połączenia rygiel-słup istotnym elementem konstrukcyjnym są poprzeczne stężenia połączeniowe oraz pionowe stężenia podłużne. Do zadań tych stężeń należy przenoszenie sił od parcia (ssania) wiatru na ściany szczytowe oraz redukcja długości zwichrzeniowej zginanych dźwigarów pełnościennych. Z kolei stężenia połączeniowe podłużne są tradycyjnie stosowane jedynie wówczas, gdy występują pośrednie słupy obudowy hali lub istnieją znaczne miejscowe obciążenia działające prostopadle do ściany podłużnej [9]. W tradycyjnych układach ramowych, blacha fałdowa będąca przekryciem połaci dachowej jednocześnie istotnie zwiększa sztywność połączeniową przekrycia.

W przypadku konstrukcji energoaktywnych, nastawionych na pozyskiwanie energii cieplnej z promieniowania słonecznego, na płatwiach zamiast blach fałdowych umieszcza się szklaną przegrodę, wymagającą znacznej sztywności połączeniowej w celu zabezpieczenia przed pękaniem szyb.

W niniejszej pracy porównano sztywność połączeniową przekrycia hali pełnościennej z przekryciem strukturalnym [5] oraz dachem wiazarowo-płatwiowym [4] o analogicznych wymiarach gabarytowych. Dodatkowo uwzględniono wpływ sztywności obrotowej połączenia rygiel-słup na sztywność połączeniową podłużnie stężonego przekrycia ramowo-płatwiowego, przystosowanego do pozyskiwania energii cieplnej z promieniowania słonecznego.

2. Schemat statyczny hali ramowo-płatwiowej

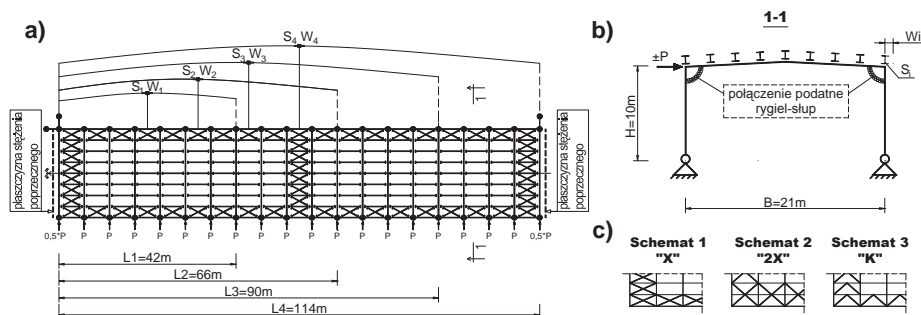
Do oszacowania umownej sztywności połączeniowej prototypowego przekrycia ramowo-płatwiowego przyjęto dwuspadową halę stalową o konstrukcji pełnościennej, zbudowaną z powtarzalnego układu płaskich ram portalowych o rozpiętości $B=21\text{m}$ i rozstawie co 6m (rys. 1, uwaga: rozpiętość i rozstaw ram odpowiada konstrukcjom analizowanym w pracach [4,5]). Elementy nośne konstrukcji zostały obliczone na siły przekrojowe, wynikające z obciążeń stałych przekrycia energoaktywnego oraz obciążeń zmiennych klimatycznych odpowiadających I strefie obciążenia wiatrem [3] i III strefie obciążenia śniegiem [10]. W celu oszacowania wpływu sztywności połączenia rygiel-słup na sztywność połączeniową przekrycia przyjęto przegubowe połączenie słupów z fundamentem. Przyjęto trzy schematy wykonania podłużnych stężeń połączeniowych. Stężenia te oparto (na siły poziome) w „niepodatnych” stężeniach ścian szczytowych. Taki

schemat statyczny pozwala na oszacowanie sztywności połączeniowej samego przekrycia (dla $u=0$) oraz z uwzględnieniem wskaźnika sztywności połączenia rygiel-słup ($0 < u < 1$), ale bez wpływu sztywności giętej połączenia słup-fundament.

2.1. Model obliczeniowy

Badania numeryczne (MES) przeprowadzono, przy użyciu programu Autodesk Robot Structural Analysis 2009, na modelach obliczeniowych wcześniej zwymiarowanej konstrukcji o rozpiętości $B=21\text{m}$ i wysokości $H=10\text{m}$. W układzie konstrukcyjnym zastosowano następujące przekroje: 1) rygle – HEB360, 2) słupy – HEB340, 3) płatwie - HEA160. Połączenie rygiel-słup rozpatrywano w pięciu wariantach sprężystego zamocowania (od $u=0$ - zamocowanie przegubowe, poprzez $u=0,25$; $0,5$, $0,75$ – węzeł podatny, do $u=1$ – węzeł w pełni sztywny). W przypadku przegubowego połączenia rygiel-słup ($u=0$) stateczność układu w przestrzeni zapewniają stężenia połączeniowe podłużne oparte na „niepodatnych” stężeniach poprzecznych ścian szczytowych. Wariant ten przeanalizowano w celach porównawczych z wynikami zamieszczonymi w pracy [4] (dla wahaczowego schematu słupów). W każdym przypadku blokowano całkowicie obrót względem osi podłużnej elementu, nadając na kierunku R_x współczynnik sztywności równy $1,0$. Względem pozostałych osi przekroju rygla (y,z) nadawano odpowiednią wartość częściowej sztywności połączenia $u=0$; $0,25$; $0,5$; $0,75$; 1 . Połączenie płatwi z ryglami oraz stężeń z elementami nośnymi konstrukcji definiowano jako nominalnie przegubowe.

Na rys. 1 pokazano schemat rozwijania długości przekrycia ramowo-płatwiowego $L_i=42, 66, 90, 114\text{m}$, przy czym długości te również odpowiadają konstrukcjom energoaktywnym analizowanym w pracach [4,5]. Do węzłów górnych ramy przyłożono porównawcze obciążenie poziome $P=20/10\text{kN}$ (dla ramy środkowej/skrajnej), które w przybliżeniu odpowiada I strefie obciążenia parciem i ssaniem wiatru hali o wysokości $\sim 10\text{m}$.



Rys. 1. Schemat konstrukcji ramowo-płatwiowej : a) rozmieszczenie „punktów pomiarowych” (W_i, S_i), b) przekrój poprzeczny, c) schematy stężeń.

2.2. Schematy stężeń

Zastosowano trzy schematy stężeń połączeniowych podłużnych, dla których szacowano przemieszczenia (W_i) oraz dodatkowe siły (S_i) w skrajnych płatwiach przekrycia (rys.1a) w zależności od wskaźnika (u) sztywności połączenia rygiel-słup. Stężenia podłużne rozmieszczono w polach przyokapowych, natomiast poprzeczne w polach skrajnych i nie rzadziej niż co ósme pole. Stężenia poprzeczne w środku długości hali zastosowano dla $L_i=90, 114\text{m}$. W celu optymalizacji konstrukcji hal o znacznej długości przekroje stężeń podzielono na strefy w zależności od wyteżenia przekroju. Jako stężenia połączeniowe zastosowano następujące schematy (rys.1c): 1) stężenia ciągnowe z prętów okrągłych max $\Phi 30$ wysokości jednego pola (stężenie „X”); 2) stężenie ciągnowe max $\Phi 30$ przez dwa pola (stężenie „2X”); 3) stężenie prętowe na „K” z kątowników równoramienne o przekrojach: LR120x12, 100x12, 80x10 (w zależności od położenia pręta w stężeniu), przenoszące siły ściskające i rozciągające (stężenie „K”).

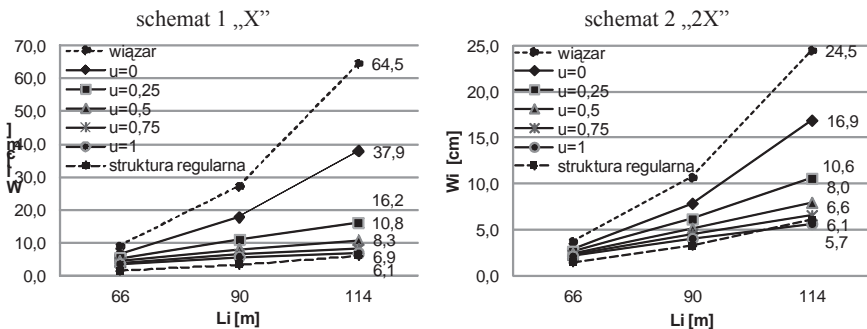
2.3. Wyniki obliczeń

W tabeli 1 zestawiono przemieszczenia poziome (W_i) oraz ekstremalne siły (S_i) w płatwiach skrajnych dla trzech schematów stężeń („X”, „2X”, „K”) w funkcji długości hali L_i . Ponadto każdy schemat rozpatrzono w pięciu wariantach sprężystego zamocowania rygiel-słup (od $u=0$ przez $u=0,25$; $0,5$; $0,75$ do $u=1$).

Tabela 1. Przemieszczenia poziome oraz ekstremalne siły w płatwiach skrajnych, w funkcji długości hali L_i , dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup.

	L_i [m]	$u=0$		$u=0,25$		$u=0,5$		$u=0,75$		$u=1$	
		W_i [cm]	S_i (-) [kN]	W_i [cm]	S_i (-) [kN]	W_i [cm]	S_i (-) [kN]	W_i [cm]	S_i (-) [kN]	W_i [cm]	S_i (-) [kN]
schemat 1 „X”	42	1,6	67,2	1,5	63,2	1,4	60,3	1,4	57,9	1,3	56,1
	66	6,6	172,0	5,4	138,7	4,6	118,7	4,1	105,5	3,7	96,1
	90	17,9	305,7	11,0	185,5	8,2	137,6	6,7	111,7	5,8	95,6
	114	37,9	460,4	16,2	190,6	10,8	123,3	8,3	92,8	6,9	75,3
schemat 2 „2X”	42	0,8	48,8	0,8	47,0	0,8	45,7	0,7	44,6	0,7	43,8
	66	3,0	122,5	2,7	110,3	2,5	101,7	2,3	95,3	2,2	90,3
	90	7,9	222,1	6,2	173,2	5,2	145,4	4,6	127,5	4,1	115,0
	114	16,9	342,9	10,6	213,2	8,0	159,6	6,6	130,4	5,7	112,1
schemat 3 „K”	42	0,6	55,7	0,6	54,0	0,6	52,7	0,5	51,8	0,5	51,0
	66	3,1	137,1	2,8	123,2	2,5	113,4	2,4	106,1	2,3	100,5
	90	8,7	236,9	6,7	181,0	5,6	150,2	4,9	130,6	4,4	117,1
	114	19,8	359,2	11,8	210,2	8,7	153,3	7,1	123,4	6,1	105,0

Na rys. 2 porównano przemieszczenia poziome W_i przekrycia ramowo-płatwiowego, w funkcji długości hali ($L_i=66, 90, 114$ m), dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0$ do $u=1$). Liniami przerywanymi pokazano wyniki wg [4,5].

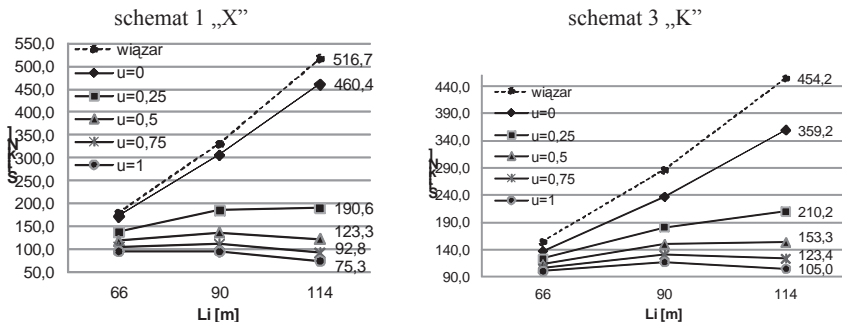


Rys. 2. Przemieszczenia w funkcji długości hali L_i dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup, dla: a) schematu 1 „X”; b) schematu 2 „2X”.

Największe wartości przemieszczeń uzyskano dla przegubowego połączenia rygiel-słup ($u=0$ – słupy wahaczowe) i są one nawet pięciokrotnie większe od przemieszczeń ramy z górnymi węzłami w pełni sztywnymi ($u=1$). Natomiast w stosunku do wyników pracy [4] uzyskano sztywność większą nawet o 40%. Ponadto przemieszczenia poziome konstrukcji pełnościennej dla $u=0$ (podobnie jak w [4]) rosną nieliniowo wraz z długością przekrycia ryglowo-płatwiowego L_i . Przyrost ten istotnie się zmniejsza wraz ze wzrostem wskaźnika sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0,25$ do $u=1$). Już dla $u \geq 0,5$ wykres przemieszczeń tylko nieznacznie odchyła się od linii prostej, sygnalizując rosnący wpływ sztywności połączenia rygiel-słup. Nie odnotowano istotnej różnicy w zachowaniu się konstrukcji pomiędzy układem stężeń wg schematu 2 i 3 -maksymalna różnica wyników wynosi tu 17% (tab.1). Najmniejszą sztywność połączeniową wykazał schemat 1 dla $u=0$ (maksymalne różnice w stosunku do schematu 3 dla $u=0$ wyniosły około 91%). Natomiast

od $u \geq 0,5$ różnice przemieszczeń są nieznaczne (rys.1, tab.1) niezależnie od schematu stężenia.

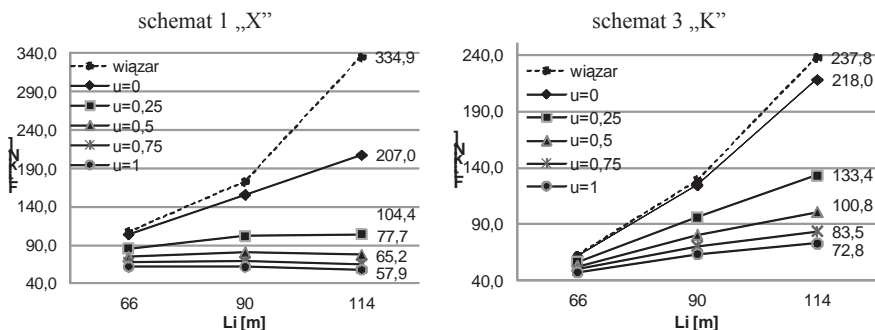
Na rys. 3 przedstawiono siły rozciągające S_i [kN] w płatwiach skrajnych w środku długości hali (por. rys.1a) dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0$ do $u=1$). Liniami przerywanymi zaznaczono odpowiednie wyniki wg [4].



Rys. 3. Siły rozciągające w płatwiach skrajnych w funkcji długości hali L_i dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup, dla: a) schematu 1 „X”; b) schematu 3 „K”.

Największe siły osiowe w płatwiach skrajnych wystąpiły dla przegubowego połączenia rygiel-słup ($u=0$). Jednocześnie są one mniejsze o około 10% dla schematu 1 „X” i około 21% mniejsze dla schematu 3 „K” niż w przypadku hal wiązarowo-płatwiowych [4]. W pozostałych przypadkach wraz ze wzrostem sztywności połączenia oraz wzrostem długości hali L_i występuje redukcja sił w płatwiach. Ten nieobserwowany w pracach [4,5] efekt „ośrodka sprężystego” ujawnił się najmocniej w schemacie 1 „X”. Na przykład dla hali długości 114m spadek wartości sił od $u=0$ do $u=1$ jest ponad sześciokrotny (dla stężenia „2X” i „K” – ponad trzykrotny).

Na rys. 4 zamieszczono wyniki ekstremalnych sił rozciągających w elementach stężeń F_i [kN], w funkcji długości hali, przy różnych wskaźnikach sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0$ do $u=1$), dla: a) schematu 1 „X”; b) schematu 3 „K”. Liniami przerywanymi zaznaczono odpowiednie wyniki wg [4].



Rys. 4. Ekstremalne siły rozciągające w elementach stężeń w funkcji długości hali L_i dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup, dla: a) schematu 1 „X”; b) schematu 3 „K”.

Największe siły w elementach stężeń uzyskano dla przegubowego ($u=0$) połączenia rygiel-słup. Są one jednak o około 40% dla schematu 1 „X” i około 10% dla schematu 3 „K” mniejsze od odpowiednich sił uzyskanych w pracy [4]. Wraz ze wzrostem wskaźnika sprężystego połączenia rygiel-słup ($u > 0$), siły w elementach stężeń ulegają redukcji. Największy spadek zanotowano dla schematu 1 „X” pomiędzy $u=0$ a $u=0,25$, zwłaszcza dla długich hal ($L_i \geq 90$ m).

3. Oszacowanie sztywności połączeniowej

Umowną sztywność połączeniową K_i przekrycia oszacowano ze wzoru (2) wg [5]:

$$K_i = \frac{qL_i}{W_i} = \frac{\sum P}{W_i} \quad (2)$$

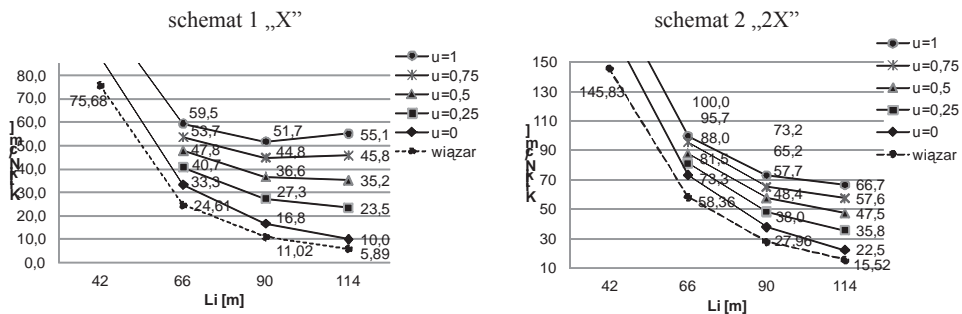
gdzie: $qL_i = \sum P$ - sumaryczne obciążenie poziome działające na konstrukcję o długości L_i ,
 W_i - maksymalne poziome przemieszczenie konstrukcji (por. rys. 1a).

W tabeli 2 zamieszczono sztywności połączeniowe przekrycia ramowo-płatwiowego (kol. 4, 6, 8, 10, 12) w funkcji długości hali L_i dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0$ przez $u=0,25$; $0,5$; $0,75$ do $u=1$) i trzech rozpatrywanych schematów stężeń (por. rys. 1c).

Tabela 2. Umowna sztywność połączeniowa przekrycia hali o długości $L_i=42, 66, 90, 114$ m.

	L_i [m]	$\sum P$ [kN]	$u=0$		$u=0,25$		$u=0,5$		$u=0,75$		$u=1$	
			W_i	K_i	W_i	K_i	W_i	K_i	W_i	K_i	W_i	K_i
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
schemat 1 "X"	42	140	1,6	87,5	1,5	93,3	1,4	100,0	1,4	100,0	1,3	107,7
	66	220	6,6	33,3	5,4	40,7	4,6	47,8	4,1	53,7	3,7	59,5
	90	300	17,9	16,8	11,0	27,3	8,2	36,6	6,7	44,8	5,8	51,7
	114	380	37,9	10,0	16,2	23,5	10,8	35,2	8,3	45,8	6,9	55,1
schemat 2 "2X"	42	140	0,8	175,0	0,8	175,0	0,8	175,0	0,7	200,0	0,7	200,0
	66	220	3,0	73,3	2,7	81,5	2,5	88,0	2,3	95,7	2,2	100,0
	90	300	7,9	38,0	6,2	48,4	5,2	57,7	4,6	65,2	4,1	73,2
	114	380	16,9	22,5	10,6	35,8	8,0	47,5	6,6	57,6	5,7	66,7
schemat 3 "K"	42	140	0,6	233,3	0,6	233,3	0,6	233,3	0,5	280,0	0,5	280,0
	66	220	3,1	71,0	2,8	78,6	2,5	88,0	2,4	91,7	2,3	95,7
	90	300	8,7	34,5	6,7	44,8	5,6	53,6	4,9	61,2	4,4	68,2
	114	380	19,8	19,2	11,8	32,2	8,7	43,7	7,1	53,5	6,1	62,3

Na rys. 5 porównano umowną sztywność połączeniową (K_i) w funkcji długości hali L_i dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup (od $u=0$ do $u=1$) ze sztywnością połączeniową dachu wiązarowo-płatwiowego [4] (linia przerywana).

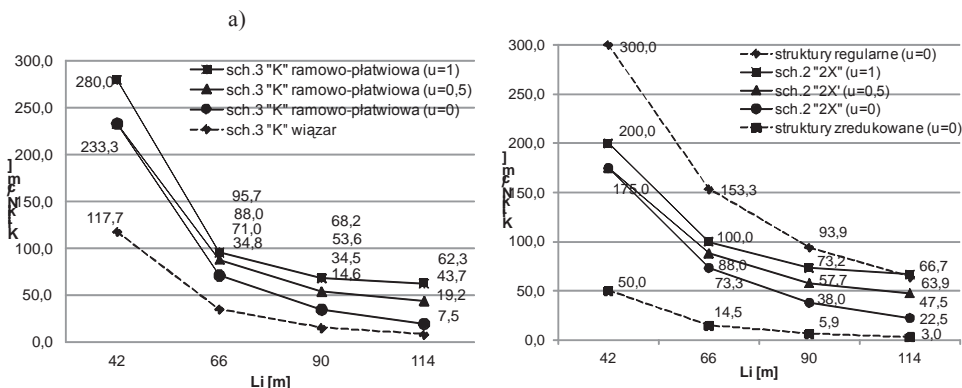


Rys. 5. Umowna sztywność połączeniowa w funkcji długości hali L_i dla różnych wskaźników sztywności połączenia rygiel-słup, dla: a) schematu 1 „X”; b) schematu 2 „2X”.

Umowna sztywność połączeniowa pełnościennej konstrukcji ramowo-płatwiowej maleje nieliniowo wraz ze wzrostem rozstawu pionowych stężeń poprzecznych hali. Dla hal o długości powyżej 90m spadek ten jest istotnie wyhamowany, a nawet dla schematu 1 „X” przy wskaźniku $u>0,75$ odnotowano łagodny wzrost sztywności połączeniowej. Wynika to z efektu „środkła sprężystego”, którego źródłem są sprężyste połączenia rygiel-słup. Efekt ten nie był obserwowany w pracach [4,5]. Schemat 1 „X” wykazał najmniejszą sztywność połączeniową dla każdej z badanych długości konstrukcji. Maksymalna różnica sztywności

połaciowej dla schematu 1 „X” i schematu 2 „2X” wynosi nawet 125% (dla $L_i=114\text{m}$ oraz $u=0$). Największe wartości sztywności połaciowej, niezależnie od długości konstrukcji, występują w przypadku sztywnego połączenia słup-rygiel.

Na rys. 6a porównano sztywność połaciową konstrukcji ramowo-płatwiowej ($u=0; 0,5; 1$) ze sztywnością analogicznej konstrukcji wiązarowo-płatwiowej [4]. Z kolei na rys. 6b porównano sztywność połaciową konstrukcji ramowo-płatwiowej ($u=0; 0,5; 1$) ze sztywnością struktur regularnych i zredukowanych [5].



Rys. 6. Porównanie sztywności połaciowej konstrukcji ramowo-płatwiowej z a) wiązarowo-płatwiową, b) ze strukturą regularną i zredukowaną.

Z porównania wykresów na rysunku 6a wynika, że konstrukcja ramowo-płatwiowa (dla $u=0$ i stężenia według schematu 3 „K”) charakteryzuje się większą sztywnością połaciową niż analogiczne przekrycie wiązarowo-płatwiowe. Podobną tendencję wykazały również pozostałe schematy stężeń („X” i „2X”). Przy zwiększeniu stopnia sprężystego połączenia rygiel-słup (od $u=0,5$ do $u=1$) umowna sztywność połaciowa konstrukcji ramowo-płatwiowej zmierza (dla dłuższych hal) do sztywności struktury regularnej (rys. 6b). Pozwala to na zastosowanie tej klasy hal z węzłami podatnymi do przekształcenia w konstrukcje energoaktywne przystosowane do absorbowania energii cieplnej z promieniowania słonecznego.

4. Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań wynika, że zachodzi wpływ sztywności obrotowej połączenia rygiel-słup na sztywność połaciową podłużnie stężonego przekrycia ramowo-płatwiowego. Wpływ ten rośnie wraz z długością hali. We wszystkich badanych wielkościach (przemieszczenia, siły) zaobserwowano korzystny wpływ zwiększania wskaźnika sprężystego połączenia rygiel-słup. Jest to istotne zwłaszcza w przypadku konstrukcji energoaktywnych, gdzie na płatach zamiast blach fałdowych umieszcza się szklaną przegrodę, wymagającą znacznej sztywności połaciowej. Duża sztywność przekrycia zabezpiecza konstrukcje energoaktywne przed pękaniem szyb [4,5].

Z punktu widzenia maksymalnej sztywności połaciowej oraz w celu wyrównania poziomego obciążenia poszczególnych słupów hal o pełnościennej konstrukcji ramowej, najbardziej korzystne jest zastosowanie stężeń połaciowych poprzecznych i podłużnych typu „2X” lub typu „K”. Zastosowanie jednocześnie okapowych stężeń podłużnych oraz połączeń rygiel-słup o wskaźniku utwierdzenia $u \geq 0,75$ pozwala na osiąganie wysokiej sztywności połaciowej (porównywalnej ze strukturami regularnymi) zwłaszcza dla hal długich.

Wraz z długością hali maleje wpływ okapowych stężeń podłużnych oraz rośnie wpływ sztywności połączenia rygiel-słup. W tym przypadku zadaniem stężeń podłużnych jest zapobieganie przed „klawiszowaniem” poprzecznych układów nośnych i zwiększanie niezawodności „przestrzennego” mechanizmu zniszczenia hali [6].

W przypadku przegubowego połączenia rygiel-słup uzyskano większą sztywność połaciową niż dla analogicznej konstrukcji wiązarowo-płatwiowej [4].

Literatura

- 1 Kowal Z., Szychowski A. Budowlana struktura przestrzenna do pozyskiwania energii cieplnej. Opis patentowy nr 166877. UP RP Warszawa 1995.
- 2 Kowal Z., Szychowski A. Budowlany dach wiązarowo-płatwiowy do pozyskiwania energii cieplnej. Opis patentowy nr 182933. UP RP Warszawa 2002.
- 3 PN-EN 1991-1-4:2008. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
- 4 Kowal Z., Otwinowska K., Szychowski A. Sztywność połączeniowa hal wiązarowo-płatwiowych przystosowanych do pozyskiwania energii z promieniowania słonecznego. ZNPR nr 283, Z59 (3/2012/II) 193- 200.
- 5 Kowal Z., Piotrowski R., Szychowski A. Sztywność połączeniowa struktur prętowych o oczkach kwadratowych, ZNPR nr 276, Z58 (3/2011/II) 249- 256.
- 6 Kowal Z. Probabilistyczna optymalizacja nośności słupów konstrukcji hal konwencjonalnych, ZNPR nr 283, Z59 (3/2012/II) 185- 192.
- 7 PN-EN 1993-1-8:2005 + AC:2005. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: projektowanie węzłów.
- 8 Bijak R., Szychowski A. Długości wybojczy słupów ram w świetle norm. 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz KN PZITB. Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa, 141-148.
- 9 Biegus A. Stalowe budynki halowe. Arkady, Warszawa 2006.
- 10 PN-EN 1991-1-3:2005. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

The influence of rotational flexibility of beam-column connection on roof plane rigidity of energy-active cover of frame-purlin hall

Karolina Brzezińska, Andrzej Szychowski¹

¹ *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: k.brzezinska@tu.kielce.pl, aszychow@tu.kielce.pl*

Abstract: The paper analyses the influence of the rotational flexibility of beam-column connection on the roof plane rigidity of the longitudinally braced frame-purlin cover of the solid wall hall. The cover is adapted to obtain thermal energy from solar radiation. The roof cover is then provided in the form of a transparent glass barrier which requires considerable roof plane rigidity. The analysis aimed to compare the roof plane rigidity of the frame-purlin cover to those of space structures and truss-purlin covers, depending on the type of longitudinal bracing and rotational rigidity of the beam-column connection. The investigations were conducted for three types of roof plane bracing and different rigidity indexes of the beam-column connection (from $u=0$ – pin connection, through $u=0.25$; 0.5 ; 0.75 – semi-rigid connection, to $u=1$ – rigid connection). In the transfer of horizontal forces, the interaction of the rigidity of frames with flexible nodes (beam-column) with longitudinal roof plane bracings supported by lateral bracings of gable walls was observed. The highest roof plane rigidity was demonstrated by 2X-shaped and K-shaped braces with rigid nodes at frame corners.

Keywords: roof plane rigidity, semi-rigid connections, bracing systems, energy-active covers

Analiza modalna stalowego zbiornika walcowego z dachem stałym przy różnym poziomie wypełnienia

Daniel Burkacki¹, Michał Wójcik², Robert Jankowski³

¹ *Katedra Konstrukcji Metalowych i Zarządzania w Budownictwie, Wydział Inżynierii Łądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: daniel.burkacki@op.pl*

² *Katedra Budownictwa i Inżynierii Materiałowej, Wydział Inżynierii Łądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: mwojcik@pg.gda.pl*

³ *Katedra Konstrukcji Metalowych i Zarządzania w Budownictwie, Wydział Inżynierii Łądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: jankowr@pg.gda.pl*

Streszczenie: W branżach technicznych, takich jak przemysł chemiczny czy naftowy, stalowe zbiorniki walcowe są często wykorzystywane do magazynowania produktów płynnych. Z tego względu ich bezpieczeństwo i niezawodność to kluczowe aspekty, ponieważ ewentualne uszkodzenie konstrukcji może prowadzić do poważnych konsekwencji, a w skrajnych przypadkach nawet do katastrofy ekologicznej. Celem niniejszego referatu jest przedstawienie wyników badań numerycznych obejmujących szereg analiz modalnych dla modelu rzeczywistego zbiornika zlokalizowanego na terenie Polski. Badania przeprowadzone zostały w środowisku Abaqus. Celem wykonanych analiz było wyznaczenie wartości dominujących częstotliwości drgań własnych oraz odpowiadających im postaci drgań przy różnym poziomie wypełnienia substancją magazynowaną (zbiornik pusty, częściowo wypełniony oraz zbiornik całkowicie wypełniony). Wyniki badań wskazują, iż zwiększanie poziomu wypełnienia powoduje gwałtowny spadek częstotliwości drgań własnych, co może mieć istotne znaczenie dla odporności dynamicznej zbiorników poddanych wstrząsom górniczym lub wymuszeniom sejsmicznym.

Słowa kluczowe: badania numeryczne, analiza modalna, stalowy zbiornik walcowy, dach stały.

1. Wstęp

Stalowe zbiorniki walcowe są jednymi z najczęściej wykorzystywanych konstrukcji do magazynowania produktów przemysłu chemicznego i naftowego (zob. [1,2]). Każda awaria obiektu może prowadzić do znaczących strat materialnych, co wiąże się również z przerwami w użytkowaniu obiektu. Uszkodzenia mogą być w rezultacie bardzo niekorzystne i nieść za sobą poważne konsekwencje w postaci zanieczyszczenia środowiska naturalnego czy, w skrajnych przypadkach, spowodować katastrofę ekologiczną. Na bezpieczeństwo konstrukcji w istotny sposób wpływa również odporność na ekstremalne obciążenie dynamiczne, które związane są z takimi zjawiskami jak wstrząsy górnicze oraz trzęsienia ziemi [3]. Należy podkreślić fakt, że te oddziaływanie są jednymi z najmniej przewidywalnych, które mogą prowadzić do znaczących uszkodzeń zbiorników stalowych. Przy projektowaniu zbiorników na terenie Polski nie uwzględnia się obciążeń wyjątkowych związanych ze zjawiskami sejsmicznymi, a w zakresie zagadnień związanych ze wstrząsami górniczymi występują jedynie ogólne wytyczne projektowe [4,5]. Co prawda, trzęsienia ziemi nie są częstym zjawiskiem obserwowanym w naszym kraju, niemniej jednak mogą one prowadzić do poważnych uszkodzeń konstrukcji budowlanych. Przykładami, które można przytoczyć z najbliższej przeszłości są dwa trzęsienia ziemi z roku 2004 (północno-wschodnia Polska – 21.09.2004 [6], Podhale – 30.11.2004 [7]). W aspekcie wstrząsów górniczych należy wspomnieć o takich rejonach jak Legnicko-Głogowski Okręg Miedziowy, Górnośląskie Zagłębie Węglowe czy okolice kopalni Bełchatów, gdzie występuje intensywna eksploatacja górnicza. W tych częściach Polski

zjawiska te są częste i również mogą zagrażać bezpieczeństwu obiektów znajdujących się w zakresie ich wpływów [8].

Badania związane z oddziaływaniem trzęsień ziemi oraz wstrząsów górniczych na stalowe zbiorniki nie były w Polsce dotychczas intensywnie prowadzone. W dotychczasowej literaturze zajmującej się tego typu zagadnieniami swoją uwagę skupiono głównie na badaniach doświadczalnych (zob. np. [9,10]). Ze względu na trudności w prowadzeniu badań na obiektach rzeczywistych, analizy wykonane były na modelach doświadczalnych przy zastosowaniu stołu sejsmicznego. Testy, na podstawie których wyznaczone zostały parametry dynamiczne modeli zbiorników z dachem stałym wykazały, że zwiększenie poziomu wypełnienia obiektów powoduje gwałtowny spadek częstotliwości drgań własnych oraz znaczny wzrost wartości współczynników tłumienia drgań [9]. Inne badania eksperymentalne w tej tematyce dotyczyły odporności modeli na wstrząsy górnicze i trzęsienia ziemi [10]. W tym przypadku stwierdzono, że wzrost wypełnienia zbiornika prowadzi początkowo do spadku wartości ekstremalnych przyspieszeń, lecz po przekroczeniu pewnego poziomu cieczy ta prawidłowość uległa odwróceniu. Z drugiej strony, brak jest badań numerycznych potwierdzających wnioski wyciągnięte na podstawie testów wykonanych na stole sejsmicznym dla relatywnie małych modeli doświadczalnych.

Celem niniejszego referatu jest przedstawienie wyników badań numerycznych, które dotyczą odporności walcowych zbiorników stalowych na wstrząsy górnicze i trzęsienia ziemi mogące wystąpić w Polsce. Na tym etapie analizy skupiono się na określeniu wpływu poziomu wypełnienia substancją magazynowaną na wartość dominujących częstotliwości i odpowiadających im postaci drgań własnych rzeczywistego zbiornika. Badania przeprowadzone zostały dla modelu numerycznego konstrukcji z wykorzystaniem MES w środowisku Abaqus.

2. Model numeryczny

Przedmiotem badań przedstawionych w niniejszym referacie jest numeryczny model rzeczywistego zbiornika zlokalizowanego w północnej Polsce. Obiekt ten ma pojemność 32.000 m^3 , a ponadto charakteryzuje się średnicą równą 50 m oraz całkowitą wysokością wynoszącą 23,33 m. Blacha dna zbiornika ma grubość 16 mm, natomiast grubość płaszcza zmienia się od 8 do 22 mm. Zbiornik wyposażony jest w dach stały, którego konstrukcja nośna składa się z następujących profili stalowych: IPE360 (elementy radialne), C100, C120, C140 (elementy obwodowe), L65x6, L80x8, L100x8 (elementy stężenia wiatrowego). Ponadto dach pokryty jest poszyciem w postaci blachy o grubości 5 mm. Zbiornik wykonany jest ze stali charakteryzującej się modułem Young'a $E=210 \text{ GPa}$, współczynnikiem Poisson'a $\nu=0,3$ oraz gęstością $\rho_s=7850 \text{ kg/m}^3$.

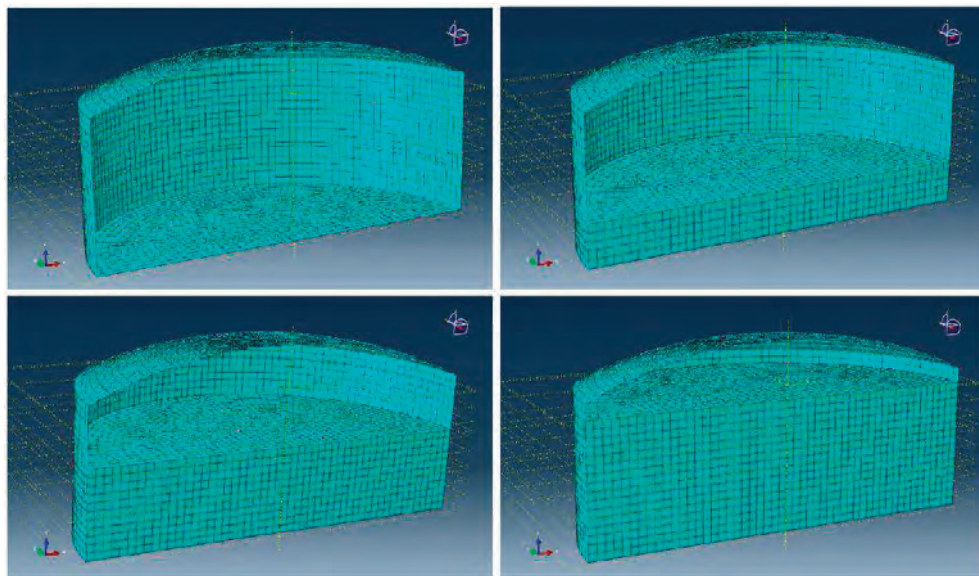
Do wygenerowania modelu MES zbiornika wykorzystano standardowe elementy występujące w środowisku Abaqus [11] w postaci 8-węzłowych elementów powłokowych typu QUAD (części stalowe zbiornika) oraz 20-węzłowych elementów bryłowych typu HEX (ciecz). Założono pełne utwierdzenie modelu zbiornika w podłożu gruntowym oraz uwzględniono interakcję pomiędzy płaszczem zbiornika a wypełniającą konstrukcję benzyną (zgodnie z faktycznym wykorzystaniem obiektu rzeczywistego) za pomocą powierzchni kontaktu (kontakt typu „hard” – zob. [12]). Zastosowany został model cieczy wg Virella'iego i innych [13]. Przeprowadzony został proces zagęszczania siatki, tak aby otrzymać optymalny podział układu na elementy skończone.

W przedstawionych badaniach rozpatrzono cztery warianty wypełnienia obiektu benzyną:

- 1) zbiornik pusty,
- 2) zbiornik wypełniony do 1/3 dopuszczalnej wysokości – 5,4 m słupa cieczy,
- 3) zbiornik wypełniony do 2/3 dopuszczalnej wysokości – 10,8 m słupa cieczy,
- 4) zbiornik wypełniony do poziomu dopuszczalnego wypełnienia – 16,2 m słupa cieczy.

Model numeryczny zbiornika pustego składał się z 9509 węzłów oraz 7366 elementów. W przypadku modelu zbiornika wypełnionego benzyną do 1/3 dopuszczalnej wysokości liczba węzłów wynosiła 28693, zaś liczba elementów 13361. Z kolei, model numeryczny zbiornika wypełnionego do 2/3 składał się z 68160 węzłów oraz 20555

elementów. Wreszcie, dla modelu zbiornika wypełnionego benzyną do poziomu dopuszczalnego wypełnienia liczba węzłów wynosiła 93125, a liczba elementów 26550. Model numeryczny zbiornika dla różnych wariantów wypełnienia przedstawiono na Rys 1.

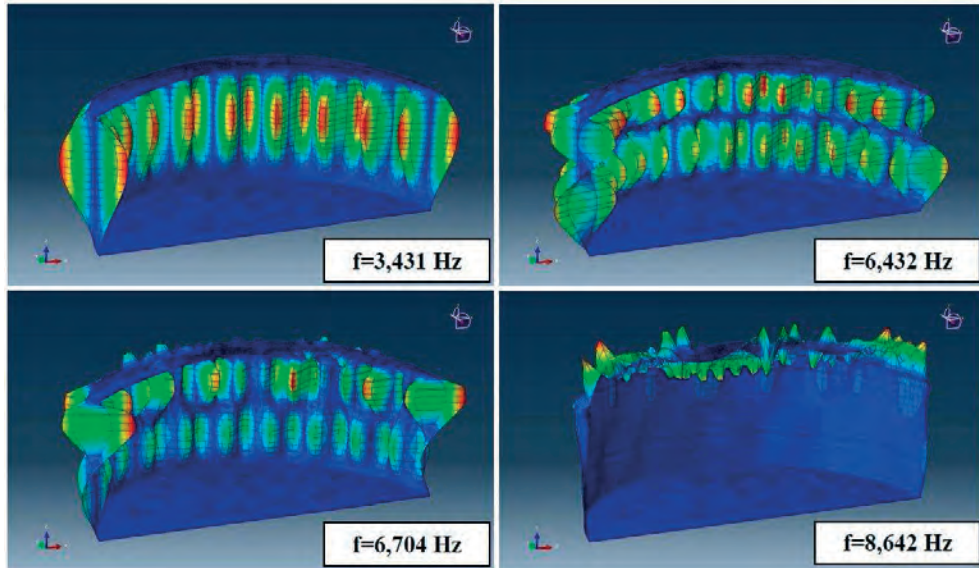


Rys. 1. Model numeryczny zbiornika – warianty wypełnienia substancją magazynowaną

3. Analiza modalna

Dla każdego z analizowanych przypadków wypełnienia zbiornika benzyną przeprowadzona została analiza modalna w celu wyznaczenia dominujących częstotliwości i odpowiadających im postaci drgań własnych układu konstrukcja-ciecz. Do wyznaczenia tych parametrów zastosowano metodę Lanczosa (zob. [14]).

W wyniku przeprowadzonych analiz modalnych dotyczących określenia podstawowych parametrów modelu numerycznego z zastosowaniem MES walcowego stalowego zbiornika otrzymano szereg częstotliwości i postaci drgań. Przykładowe rezultaty, uwzględniające falowanie wypełniającej zbiornik cieczy, zaprezentowane zostały na Rys. 2-5. Wyniki te pokazują, iż w przypadku zbiornika pustego (zob. Rys. 2), pierwsze trzy postacie drgań własnych dotyczą drgań płaszcza zbiornika, zaś kolejna, czwarta forma obejmuje drania dachu konstrukcji. Zupełnie inna sytuacja ma miejsce, gdy model zbiornika wypełniono cieczą (zob. Rys. 3-5). W przypadkach tych, kolejne postacie drgań własnych wyraźnie wskazują na dominujące działanie związane z falowaniem benzyny oraz pokazują interakcję pomiędzy konstrukcją a wypełniającą ją cieczą. Wyniki przedstawione na Rys. 2-5 pokazują ponadto jednoznacznie, że wzrost poziomu wypełnienia prowadzi do znaczącego spadku wartości częstotliwości drgań własnych konstrukcji. Porównując wyniki dla czterech przypadków wypełnienia można zauważyć, że w przypadku pierwszej dominującej częstotliwości drgań własnych, wartość tego parametru zmniejsza się o 64,7%, 79,5% oraz 83,8% poprzez wzrost wypełnienia cieczą odpowiednio do 5,4 m, 10,8 m oraz do 16,2 m (maksymalne dopuszczalne wypełnienie zbiornika). Z kolei, dla drugiej częstotliwości spadek wynosił odpowiednio 79,3%, 86,1%, 88,5% w analogicznych przypadkach obliczeniowych. Podobne wyniki uzyskano dla trzeciej i czwartej częstotliwości drgań własnych, dla których spadek wyniósł odpowiednio 78,2%, 84,1%, 87,7% oraz 81,4%, 87,3%, 90,4% przy zwiększaniu wypełnienia substancją magazynowaną.



Rys. 2. Dominujące postacie drgań własnych – zbiornik pusty

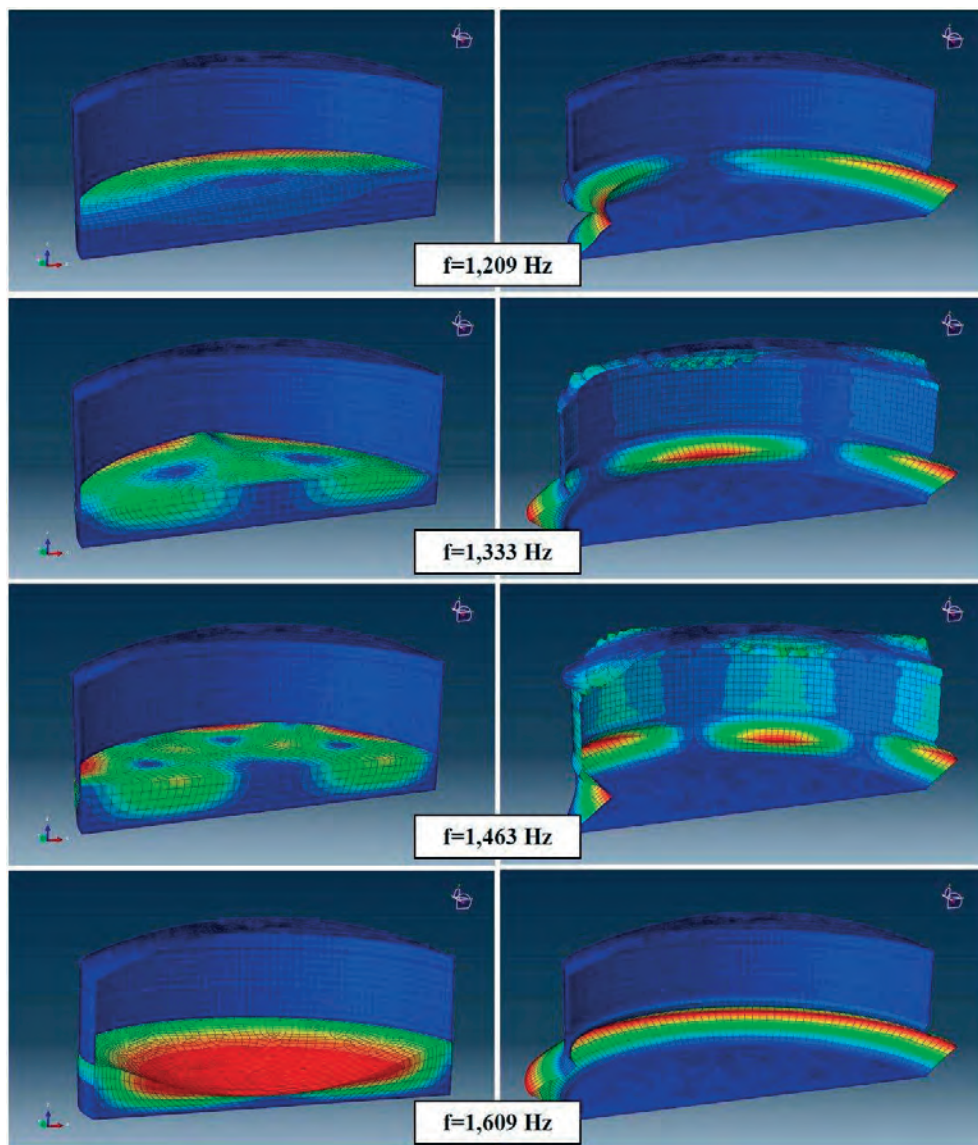
4. Wnioski

W niniejszym referacie przedstawiono wyniki analiz modalnych przeprowadzonych dla modelu numerycznego zbiornika stalowego z dachem stałym przy różnym poziomie wypełnienia substancją magazynowaną (benzyną). Wyniki badań jednoznacznie wskazują, iż poziom wypełnienia ma zasadniczy wpływ na parametry dynamiczne analizowanego zbiornika. Zwiększenie poziomu wypełnienia skutkuje znacznym spadkiem wartości częstotliwości drgań własnych, co jest istotnym aspektem z punktu widzenia odporności dynamicznej tego typu obiektów budowlanych poddanych takim oddziaływaniom jak wstrząsy górnicze czy sejsmiczne. Otrzymane wyniki w pełni potwierdzają rezultaty uzyskane na podstawie badań eksperymentalnych wykonanych na stole sejsmicznym dla zeskalowanego modelu doświadczalnego zbiornika (por. [9]).

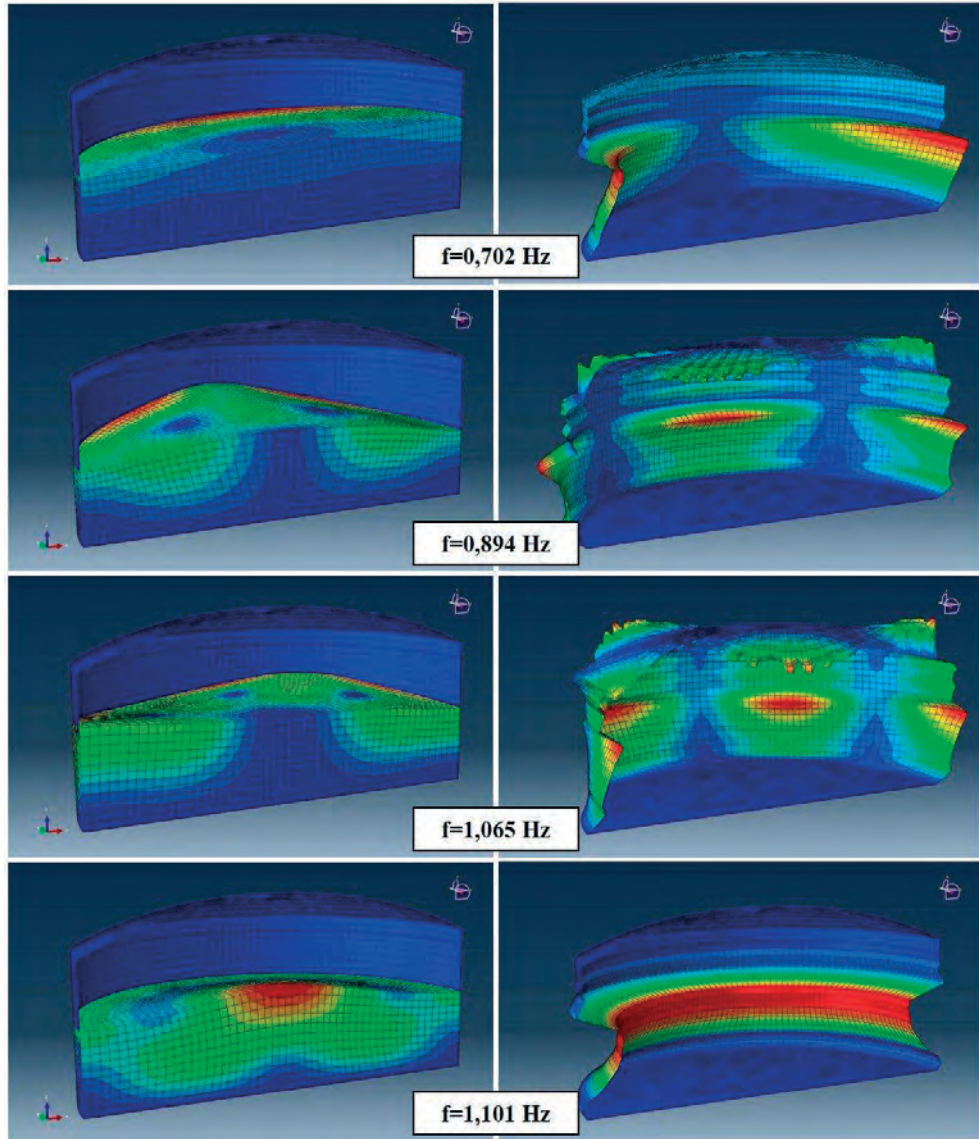
W kolejnym etapie badań planowane jest przeprowadzenie kompleksowej analizy numerycznej modeli zbiorników z wykorzystaniem MES poddanych wymuszeniom dynamicznym w postaci wstrząsów górniczych oraz trzęsień ziemi, które mogą wystąpić na terenie Polski.

Podziękowania

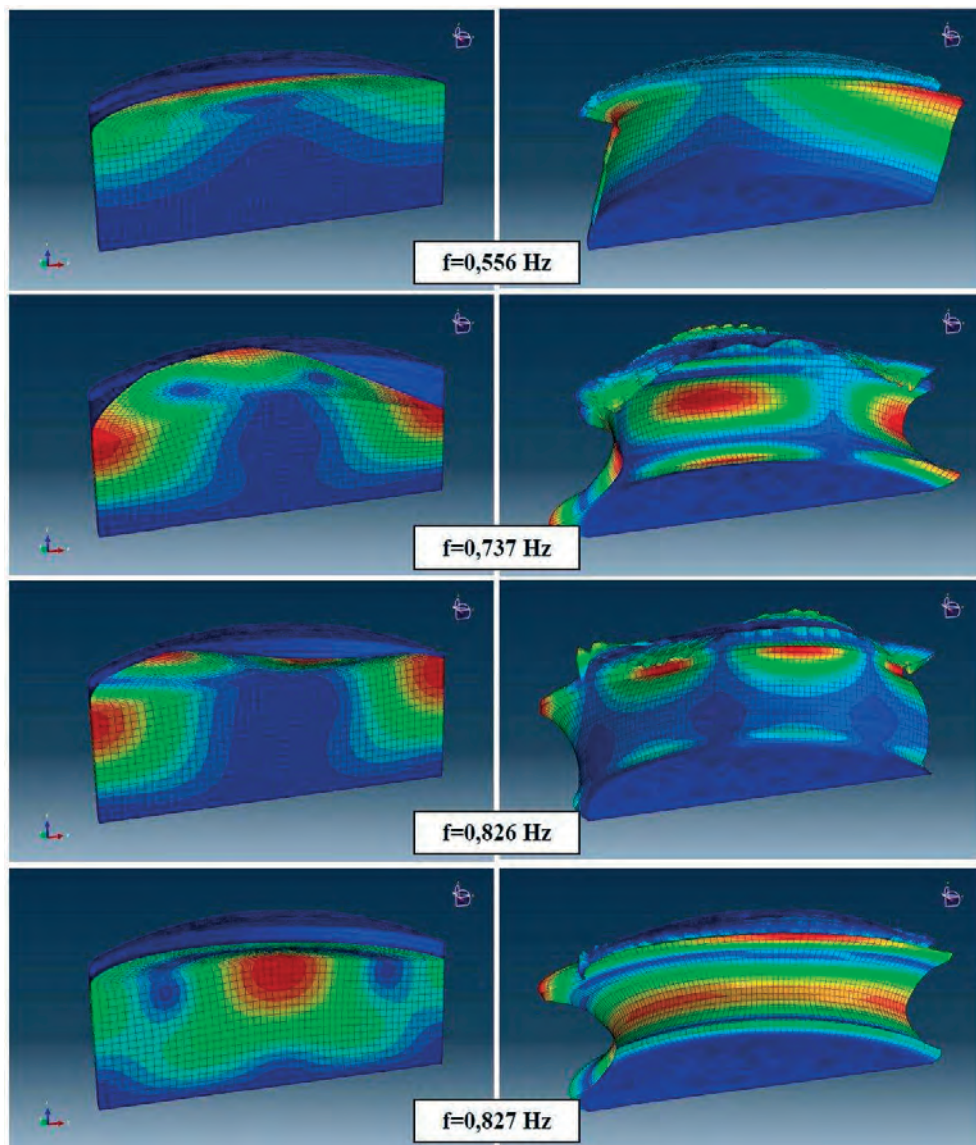
Praca naukowa finansowana ze środków Narodowego Centrum Nauki jako projekt badawczy nr N N506 121240. Autorzy pragną wyrazić swoje podziękowanie panu prof. Jerzemu Ziółko oraz panu dr. Aleksandrowi Perlińskiemu za wszelkie uwagi i sugestie dotyczące numerycznego modelowania zbiorników stalowych.



Rys. 3. Dominujące postacie drgań własnych – zbiornik wypełniony benzyną do wysokości 5,4 m (lewa strona: falowanie cieczy, prawa strona: drgania zbiornika)



Rys. 4. Dominujące postaci drgań własnych – zbiornik wypełniony benzyną do wysokości 10,8 m (lewa strona: falowanie cieczy, prawa strona: drgania zbiornika)



Rys. 5. Dominujące postacie drgań własnych – zbiornik wypełniony benzyną do wysokości 16,2 m (lewa strona: falowanie cieczy, prawa strona: drgania zbiornika)

Literatura

- 1 Ziółko J. Zbiorniki metalowe na ciecze i gazy. Arkady, Warszawa, 1986.
- 2 Magnucki K. Wytrzymałość i optymalizacja zbiorników cienkościennych. PWN, Warszawa, 1998.
- 3 De Angelis M., Giannini R., Paolacci F. Experimental investigation on the seismic response of a steel liquid storage tank equipped with floating roof by shaking table tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39 (2010) 377-396.
- 4 Instrukcja ITB 364/2007: Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2007.

- 5 Kwiatek J. (red.) Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice, 1997.
- 6 Zembaty Z., Cholewicki A., Jankowski R., Szulc J. Trzęsienia ziemi 21 września 2004 r. w Polsce północno-wschodniej oraz ich wpływ na obiekty budowlane. Inżynieria i Budownictwo 1 (2005) 3-9.
- 7 Zembaty Z., Jankowski R., Cholewicki A., Szulc J. Trzęsienie ziemi 30 listopada 2004 r. na Podhalu oraz jego wpływ na obiekty budowlane. Inżynieria i Budownictwo 9 (2005) 507-511.
- 8 Tatara T. Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2012.
- 9 Burkacki D., Jankowski R. Badania eksperymentalne parametrów dynamicznych modeli zbiorników stalowych na stole sejsmicznym. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej 59 (2012) 341-348.
- 10 Burkacki D., Jankowski R. Badania eksperymentalne modelu zbiornika stalowego poddanego wstrząsam górniczym i sejsmicznym. XIII Sympozjum „Wpływy Sejsmiczne i Parasejsmiczne na Budowlę” [CD-ROM], s.1-15, Kraków, 22-23 Listopad 2012.
- 11 ABAQUS/CAE version 6.11 User's Manual. Dassault Systèmes, 2011.
- 12 Virella J.C., Prato C.A., Godoy L.A. Linear and nonlinear 2D finite elements analysis of sloshing modes and pressures in rectangular tanks subject to horizontal harmonic motions. Journal of Sound and Vibration 312 (2008) 442-460.
- 13 Virella J.C., Godoy L.A., Suárez L.E., Mander J.B. Influence of the roof on the natural periods of empty steel tanks. Engineering Structures 25 (2003) 877-887.
- 14 Chopra A.K. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, USA, 1995.

The modal analysis of cylindrical steel tank with self-supported roof filled with different level of liquid

Daniel Burkacki¹, Michał Wójcik², Robert Jankowski³

¹ Department of Metal Structures and Construction Management, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: daniel.burkacki@op.pl

² Department of Building and Material Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: mwojcik@pg.gda.pl

³ Department of Metal Structures and Construction Management, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: jankowr@pg.gda.pl

Abstract: In technical branches, such as chemical or petroleum industries, cylindrical steel tanks are essential structures used for storage of liquid products. Therefore, their safety and reliability is essential, because any failure might have dangerous consequences, in extreme cases may even lead to an environmental disaster. The aim of the presented paper is to show the results of the modal analysis concerning the cylindrical steel tank with self-supported roof which has been constructed in northern Poland. The investigation was carried out with the use of the FEM commercial computer program Abaqus. The values of natural frequencies, as well as the natural modes, for different levels of liquid filling (empty tank, partly filled and tank fully filled) were determined in the study. The results of the study clearly indicate that the increase in the liquid level leads to the substantial decrease in the natural frequencies of the structure.

Keywords: numerical study, modal analysis, cylindrical steel tank, self-supported roof.

Współczynniki częściowe w ocenie nośności przekroju elementów konstrukcji stalowych

Marian Giżejowski, Zbigniew Stachura¹

¹ Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: m.gizejowski@il.pw.edu.pl, z.stachura@il.pw.edu.pl

Streszczenie: Przedstawiono zagadnienia oceny bezpieczeństwa elementów konstrukcji stalowych projektowanych metodą stanów granicznych wg Eurokodów Konstrukcyjnych PN-EN i norm krajowych PN-B. Przeprowadzono dyskusję sposobu przyjęcia wartości współczynników częściowych do nośności na podstawie analizy porównawczej nośności przekroju elementów stropów o konstrukcji stalowej, gdy jedynymi składnikami kombinacji oddziaływań są obciążenie stałe oraz obciążenie zmienne użytkowe. Sformułowano wnioski do normalizacji i propozycję przyjęcia współczynników częściowych do nośności przekroju.

Słowa kluczowe: elementy stalowe, nośność przekroju, współczynniki częściowe.

1. Wprowadzenie

Eurokody konstrukcyjne, wdrożone do krajowej normalizacji projektowania konstrukcji stalowych, wykorzystują metodę stanów granicznych w ujęciu półprobabilistycznym, często nazywaną metodą współczynników częściowych. Model niezawodnościowy, służący do kalibracji współczynników częściowych, został ujęty w tzw. eurokodzie źródłowym EN 1990, normie dedykowanej podstawom projektowania. Eurokod krajowy PN-EN 1990 [1] został zaopatrzony w Załącznik krajowy, w którym zdefiniowano wartości współczynników do oddziaływań oraz do kombinacji oddziaływań, a także sposób przyjęcia kombinacji oddziaływań.

Podobnie jak w eurokodzie podstawowym, eurokody dedykowane projektowaniu konstrukcji z konkretnych materiałów zostały wdrożone wraz z Załącznikami krajowymi, które odniosły się m.in. do przyjęcia w eurokodach krajowych wartości współczynników częściowych do nośności przekroju oraz nośności elementów. Przyjęto generalną zasadę pozostawienia wartości współczynników częściowych do nośności tak jak w eurokodach źródłowych, a więc w przypadku konstrukcji stalowych - współczynnika $\gamma_M = \gamma_{M0} = 1,0$ do wyznaczania obliczeniowej nośności przekroju oraz współczynnika $\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,0$ do wyznaczania obliczeniowej nośności elementu narażonego niestateczność ogólną. W normie PN-EN 1993-1-1 [2] nie podano sposobu przyjęcia wartości współczynnika częściowego do obliczeniowej nośności konstrukcji $\gamma_M = \gamma_{M,ult}$, gdy projektowanie odbywa się na podstawie analizy zaawansowanej (ścieżki równowagi i na podstawie nośności konstrukcji odpowiadającej punktowi granicznemu na tej ścieżce).

W normach krajowych PN-90/B-03200 [3] wraz z towarzyszącymi dotyczącymi obciążeń [4, 5], korzysta się z innych reguł niż ujęte w Eurokodach Konstrukcyjnych. W wypadku konstrukcji stalowych nie stosuje się współczynników częściowych do nośności przekroju lub elementu. Używa się współczynnika γ , odnoszącego się do samego materiału w celu określenia wytrzymałości obliczeniowej stali f_d , niezależnie od klasy przekroju i typu elementu. Wartość współczynnika materiałowego uzależniono od specyfikowanej w normach hutniczych gwarantowanej wartości granicy plastyczności stali f_y .

Propozycje rozróżnienia wartości współczynników częściowych i ich reinterpretacji przedstawione zostały w pracy Giżejowskiego [6]. Współczynniki γ_{M0} i γ_{M1} odniesiono odpowiednio do nośności przekrojów o ściankach krępych klasy 1 i 2 oraz do przekrojów o ściankach smukłych klasy 4, co umożliwiło zunifikowane podejście do oceny współczynnika częściowego do nośności elementów narażonych na niestateczność ogólną. W niniejszej pracy przeprowadzono dyskusję sposobu przyjęcia wartości współczynników

częściowych do nośności przekroju na podstawie analizy porównawczej bezpieczeństwa elementów konstrukcji stropów stalowych, gdy jedynymi składnikami kombinacji oddziaływań są obciążenia stałe oraz zmienne użytkowe. Porównując nośności przekrojów obliczonych wg norm [2] i [3], reinterpretowane współczynniki częściowe wynoszą:

- przypadku elementów zginanych

$$\gamma_M = \frac{M_{c,Rk,EN}}{M_{c,Rk,PN}} \cdot \frac{\gamma_s \cdot (\gamma_{G,PN} + \gamma_{Q,PN} \cdot \psi)}{(\gamma_{G,EN} + \gamma_{Q,EN} \cdot \psi)} \quad (1)$$

- przypadku elementów ściskanych

$$\gamma_M = \frac{N_{c,Rk,EN}}{N_{c,Rk,PN}} \cdot \frac{\gamma_s \cdot (\gamma_{G,PN} + \gamma_{Q,PN} \cdot \psi)}{(\gamma_{G,EN} + \gamma_{Q,EN} \cdot \psi)} \quad (2)$$

gdzie: γ_M – reinterpretowany współczynnik częściowy do nośności przekroju,
 $M_{c,Rk,EN}$, $N_{c,Rk,EN}$; $M_{c,Rk,PN}$, $N_{c,Rk,PN}$ – nośność charakterystyczna przekroju odpowiednio wg norm PN-EN oraz PN-B,

$\gamma_{G,EN}$, $\gamma_{Q,EN}$ – współczynniki oddziaływań wg normy PN-EN,

$\gamma_{G,PN}$, $\gamma_{Q,PN}$ – współczynniki obciążeń wg normy PN-B,

ψ – parametr opisujący stosunek nominalnej wartości obciążenia zmiennego Q do obciążenia stałego G ($= Q/G$).

2. Założenia przyjęte w przeprowadzonych analizach

2.1. Przekroje

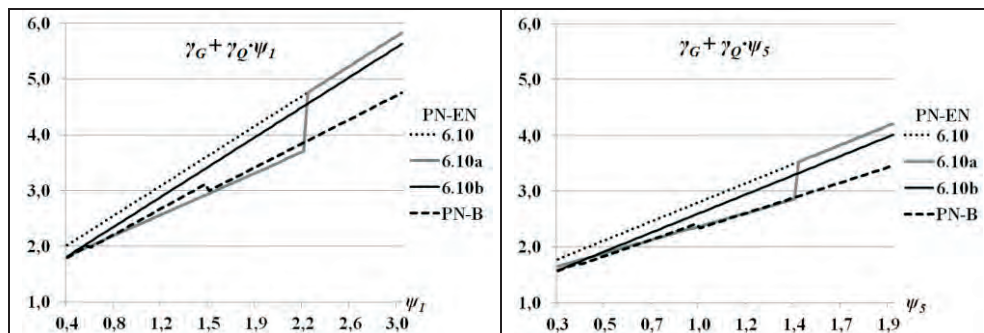
W przeprowadzonej analizie zostały wzięte pod uwagę przekroje dwuteowe walcowane i spawane oraz przekroje skrzynkowe spawane, których wymiary podano w Tabelcy 1. Każdy przekrój przeanalizowano w trzech wariantach gatunku stali: S235, S355 oraz S450.

Tabela 1. Przekroje przyjęte w analizie.

Nr	Rodzaj elementu	h_w [mm]	t_w [mm]	b_f [mm]	t_f [mm]
1		1800	10	400	20
2	Błachownica	1800	10	400	10
3	o przekroju	600	10	400	20
4	dwuteowym	600	10	400	10
5	Kształtownik IPE 240	220,4	6,2	120	9,8
6	Kształtownik HEA 240	206	7,5	240	12
7		1800	10	400	20
8	Błachownica	1800	10	400	10
9	o przekroju	600	10	400	20
10	skrzynkowym	600	10	400	10

2.2. Zakres rozpatrywanych wartości kombinacji oddziaływań

W obciążeniach stałych przyjęto typowe warstwy wykończeniowe stropu o różnych wariantach grubości płyty żelbetowej w zakresie od 80 do 160 mm. Obciążenie zmienne analizowano w zakresie od 1,5 do 10,0 kN/m². Kombinacje obliczeniowe tych oddziaływań przyjęto wg norm [1] i [4]. W kombinacjach uwzględniono trzy zakresy zmienności oddziaływań zmiennych, w zależności od wartości obciążeń użytkowych wg [4], a także zmianę kategorii powierzchni wg [1]. Na Rysunku 1 przedstawiono wykresy przedstawiające porównanie mnożników sił wewnętrznych od obciążeń obliczeniowych otrzymanych z kombinacji wg norm PN-EN [1] oraz normy PN-B [4] dla dwóch skrajnych wartości przedziału zmienności ψ , odpowiadającego obciążeniu stałemu dla najcieńszej (ψ_1) i najgrubszej (ψ_5) żelbetowej płyty stropowej uwzględnionej w analizie.

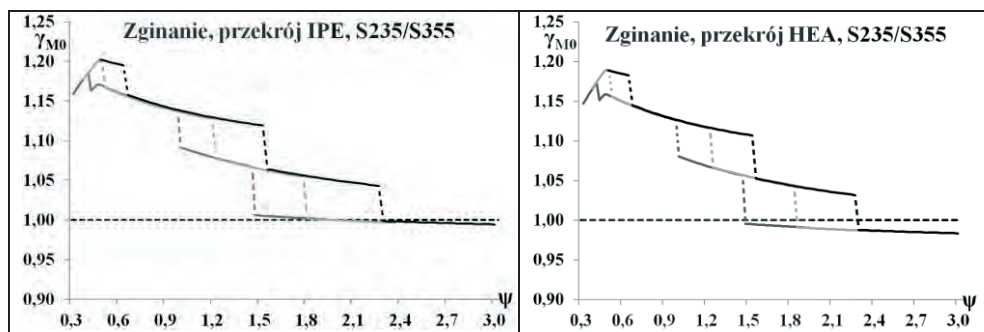


Rys. 1. Wykresy mnożników sił wewnętrznych dotyczące obliczeniowej kombinacji oddziaływań.

3. Wyniki analiz dotyczących nośności przekroju zginanych belek walcowanych

3.1. Belki ze stali z grupy S235 i S355

Wyniki przeprowadzonej analizy porównawczej przedstawiono na Rysunku 2 w postaci wykresów współczynnika częściowego $\gamma_M = \gamma_{M0}$ w zależności od parametru ψ dla przekrojów klasy 1 i 2 drugorzędnych belek stropów stalowych z dwuteownika IPE lub HEA. Wartości tego współczynnika, zastosowane w PN-EN zapewniłyby uzyskanie tego samego stopnia wykorzystania nośności przekroju wg pakietów norm PN-EN oraz PN-B. Górna linia na wykresach odpowiada najmniejszej wartości obciążenia stałego, dolna zaś największej wartości obciążenia stałego. Parametr ψ o wartości około 1,5 odpowiada w przybliżeniu obciążeniu zmiennemu o wartości 5 kN/m² w przypadku stropu najlżejszego, o wartości 1,0 zaś odpowiada w przybliżeniu temu samemu obciążeniu, ale w przypadku stropu najcięższego.

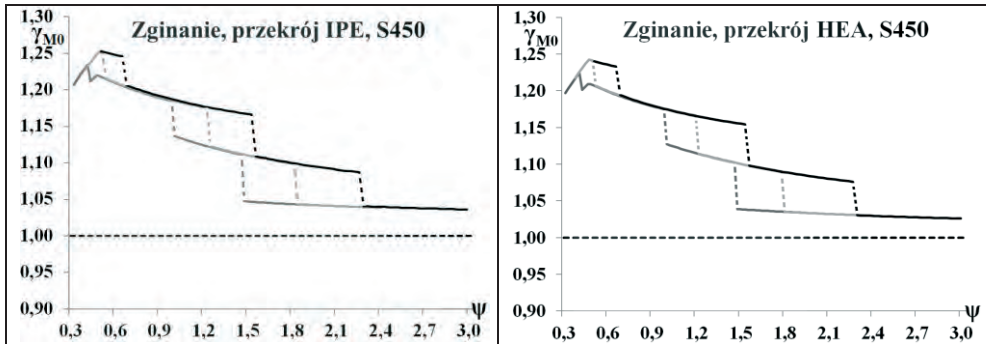
Rys. 2. Wartości współczynnika częściowego γ_{M0} dotyczące belek walcowanych wykonanych ze stali S235/S355.

Współczynnik γ_{M0} osiąga najwyższe wartości w zakresie małych wartości parametru ψ , na poziomie wartość 1,2 w przypadku stropów o najmniejszym ciężarze stałym oraz 1,15 w przypadku stropów o największym ciężarze stałym. Wartości współczynnika częściowego γ_{M0} maleją wraz ze wzrostem parametru ψ . W obszarze odpowiadającym dużym wartościom parametru ψ następuje wyrównanie poziomu wykorzystania nośności przekroju wg PN-EN i PN-B. Obniżenie wartości γ_{M0} dla przekroju dwuteownika HEA w stosunku do IPE wynika z mniejszego współczynnika rezerwy plastycznej tego przekroju w porównaniu z przekrojem IPE.

3.2. Belki ze stali z grupy S450

Na Rysunku 3 przedstawiono wyniki analizy dotyczącej, podobnie jak w 3.1, belek wykonanych z dwuteowników IPE oraz HEA. Tendencja przebiegu wykresów współczyn-

nika γ_{M0} w zależności od parametru ψ jest podobna jak dla stali S235/S355, przy czym występuje nieznaczny wzrost wartości częściowego współczynnika do nośności przekroju.



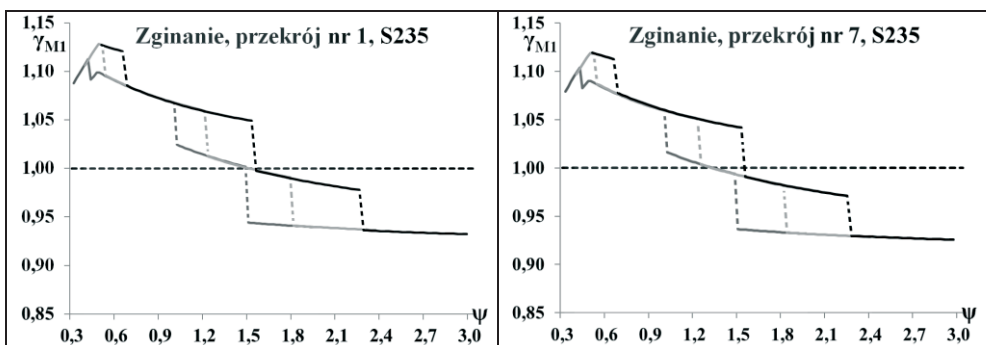
Rys. 3. Wartości współczynnika częściowego γ_{M0} dotyczące belek walcowanych wykonanych ze stali S450.

Wzrost wartości γ_{M0} na Rysunku 3 w porównaniu z wartościami tego współczynnika do pokazanymi na Rysunku 2 wynika ze zwiększonej wartości współczynnika materiałowego γ_s w normie [3] dla gatunków stali powyżej S355.

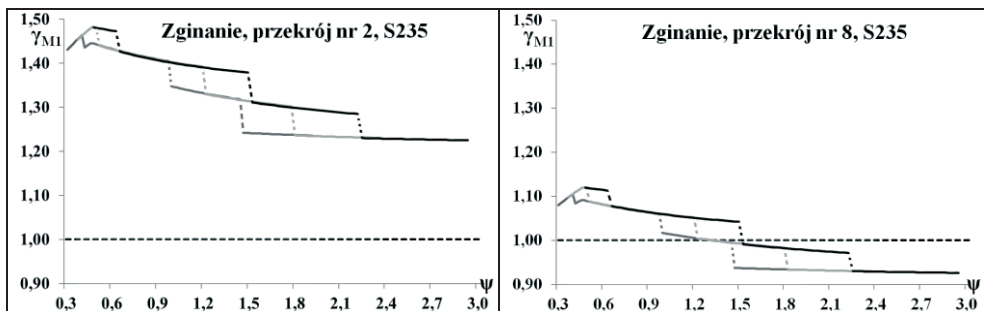
4. Wyniki analiz dotyczących nośności przekroju zginanych blachownic spawanych

4.1. Blachownice ze stali z grupy S235

Analizie poddano blachownice spawane o przekroju dwuteowym i skrzynkowym (por. Tablica 1). Na Rysunku 4 przedstawiono wyniki analizy dotyczące blachownic o przekrojach dwuteowych i skrzynkowych o krępych pasach (klasy niższej niż 4), na Rysunku 5 zaś blachownice z pasami smukłymi (klasy 4). Zaobserwowano obniżenie wartości współczynnika częściowego γ_{M1} do określenia nośności przekroju blachownic w stosunku do wartości γ_{M0} do nośności przekroju belek walcowanych w sytuacji, gdy blachownice są o pasach krępych. Odwrotna sytuacja występuje w blachownicach o smukłych środnikach i pasach (ścianki klasy 4), gdy pas ulega niestateczności jako pierwszy. Występuje w tym wypadku wzrost wartości współczynnika częściowego γ_{M1} w stosunku do wartości współczynnika γ_{M0} do nośności przekroju belek walcowanych. Jest on wynikiem tego, że w normie PN-B [3] obowiązuje rygorystyczna reguła stanu krytycznego ścianki podpieranej i związanej z nią ograniczonej redystrybucji naprężeń w stanie nadkrytycznym ścianek podpierających.



Rys. 4. Wartości współczynnika częściowego γ_{M1} dotyczące przekrojów nr 1 i 7 blachownic zginanych.

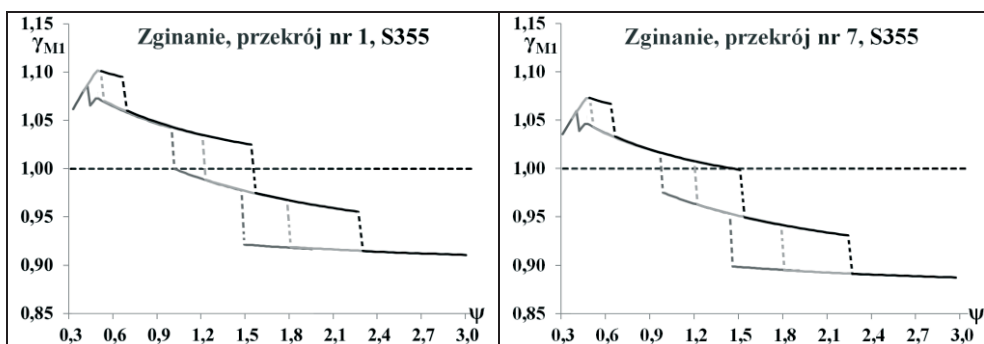


Rys. 5. Wartości współczynnika częściowego γ_{M1} dotyczące przekrojów nr 2 i 8 blachownic zginanych.

Postępowanie jest analogiczne jak stosowanie reguły ograniczonej plastyczności przy redystrybucji momentów w analizie konstrukcji prętowych metodą przegubów plastycznych, gdy układy złożone z elementów o przekrojach różnej klasy projektowane są z uwzględnieniem rezerwy plastycznej (por. Giżejowski [7]). W wypadku nadkrytycznego zachowania się ścianek przekroju, zasada ograniczenia redystrybucji prowadzi do uwzględnienia stanu krytycznego niestateczności miejscowej w ściankach podpieranych, co z kolei ogranicza (a w sytuacjach ekstremalnych nawet eliminuje) możliwość nadkrytycznej redystrybucji naprężeń w ściankach podpierających. Norma PN-EN [2] dopuszcza natomiast nadkrytyczną redystrybucję naprężeń zarówno dla ścianek podpieranych jak i podpierających, niezależnie od tego, która ze ścianek ulega niestateczności jako pierwsza.

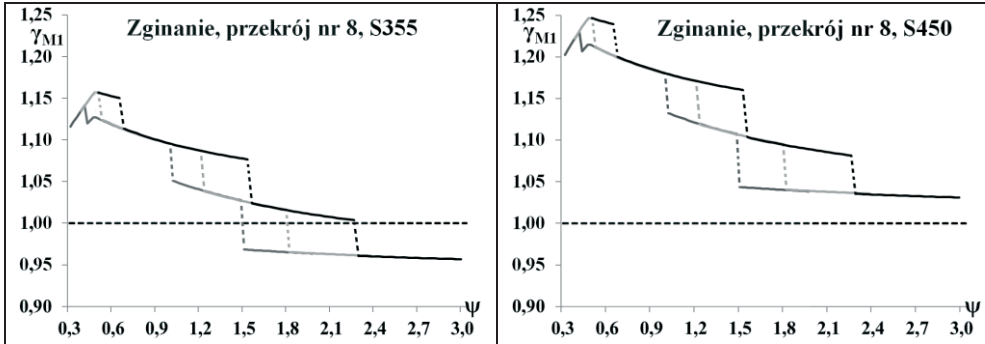
4.2. Blachownice ze stali z grup S355 i S450

Na Rysunku 6 przedstawiono wyniki dotyczące blachownic dwuteowych i skrzynkowych ze stali S355, o przekrojach ze średnikiem klasy 4 i o krępym pasach. Zaobserwować można obniżenie wartości współczynnika częściowego w stosunku do przekrojów analogicznych blachownic wykonanych ze stali S235, a więc wartość współczynnika γ_{M1} w blachownicach klasy 4 ze stali grup S235, S275 i S355 zależy od wartości granicy plastyczności i nie jest stała, jak w przypadku przekrojów klasy 1 i 2 (por. 3). Tendencja odwrotna występuje w blachownicach o przekroju z pasami i średnikiem klasy 4, tzn. w elementach o przekrojach nr 2 i 4 (por. Tablica 1). Zastosowanie stali S450 w blachownicy o przekroju nr 2 skutkuje tym, że wartość współczynnika częściowego γ_{M1} osiąga poziom 2,0 w zakresie obciążeń użytkowych do 5 kN/m². Potwierdza to ogólnie przyjętą zasadę, aby w konstrukcjach stalowych na blachownice o przekroju klasy 4 nie stosować stali o podwyższonej wytrzymałości.



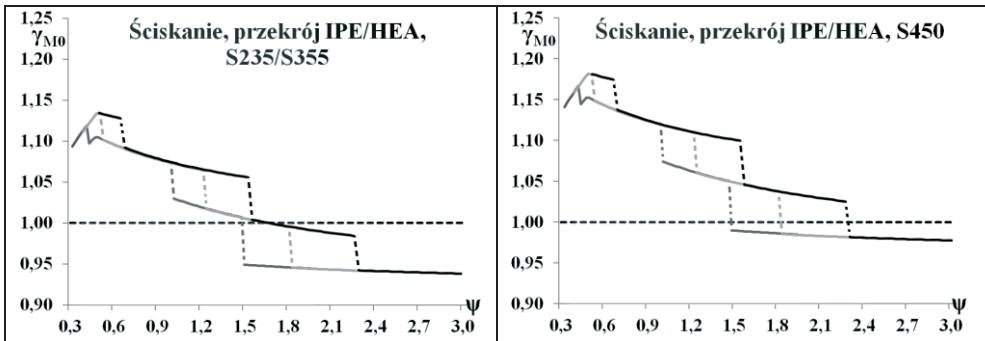
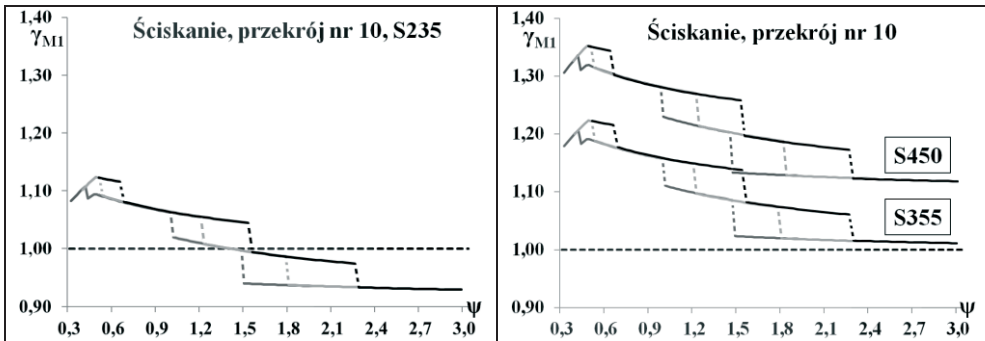
Rys. 6. Wartości współczynnika częściowego γ_{M1} zginanych blachownic o przekrojach nr 1 i 7.

Wyniki analizy dotyczące blachownic o przekroju skrzynkowym nr 8 przedstawiono na Rysunku 7 w wariancie dla stali S355 i S450.

Rys. 7. Wartości współczynnika częściowego γ_{M1} zginanej blachownicy o przekroju nr 8.

5. Wyniki analiz dotyczących nośności przekroju słupów osiowo ściskanych

Analizie poddano te same przekroje, które rozpatrywano w przypadku elementów zginanych. Wynikowe wartości współczynnika częściowego do nośności przekroju ściskanych elementów walcowanych przedstawiono na Rysunku 8.

Rys. 8. Wartości współczynnika częściowego γ_{M0} dotyczące przekrojów walcowanych.Rys. 9. Wartości współczynnika częściowego γ_{M1} ściskanej blachownicy skrzynkowej o przekroju nr 10.

Wyniki dotyczące ściskanych elementów walcowanych są zbliżone do tych, które dotyczą belek (por. Rysunki 2 i 3), a nieznaczne obniżenie wartości współczynnika częściowego w wypadku ściskania w stosunku do zginania wynika z tego, że w przekrojach ściskanych nie występuje plastyczna redystrybucja naprężeń.

Wyniki dotyczące dwuteowego przekroju blachownicowego nr 4 ze stali S235 są w wypadku osiowego ściskania niemal identyczne jak w wypadku przekroju nr 2 przy

zginaniu – Rysunek 5. Rezultaty dla przekrojów nr 3 i 9, niezależnie od gatunku stali, są w przybliżeniu takie same jak dla przekroju nr 1 ze stali S235 – Rysunek 4.

6. Wnioski

W pracy rozpatrzono zagadnienia obliczeniowej nośności przekroju elementów wchodzących w skład prostych układów konstrukcyjnych, jakimi są statycznie wyznaczalne układy stropów stalowych. Założono, że elementy konstrukcji nie doznają niestateczności ogólnej, a więc ocena ich bezpieczeństwa sprowadza się jedynie do oceny nośności ich przekrojów. Ponadto, w elementach rozpatrywanych układów nie występuje dystrybucja/redystrybucja sił przekrojowych między elementami, a więc porównanie ich bezpieczeństwa można dokonać metodami analitycznymi.

Celem pracy było porównanie wykorzystania nośności przekroju elementów wg pakietu eurokodów PN-EN oraz norm krajowych PN-B. Wyprowadzono zależności analityczne na współczynniki częściowe do nośności przekroju elementów projektowanych wg norm PN-EN przy założeniu, że współczynniki częściowe do nośności wg tych norm powinny zapewnić poziom bezpieczeństwa nie mniejszy niż wg zastępowanych norm krajowych PN-B. Ponadto założono, że techniczne i technologiczne warunki krajowe w branży konstrukcji stalowych nie uległy zmianie od czasu ustanowienia normy [3] i odpowiadają tym, które powinny być uwzględnione przy opracowaniu Załącznika krajowego do eurokodu stalowego [2].

Wyniki analiz przedstawiono na wykresach obrazujących zmienność współczynników częściowych do nośności γ_M (γ_{MO} w odniesieniu do przekroju klasy 1 lub 2 oraz γ_{MI} w odniesieniu do przekroju klasy 4). Charakterystyczną cechą wszystkich powyższych wykresów jest, w wypadku konstrukcji o najmniejszym obciążeniu stałym, początkowy wzrost wartości współczynnika częściowego do wartości maksymalnej wraz ze wzrostem wartości parametru ψ (decyduje dominacja obciążenia stałego i wybór kombinacji wg wzoru 6.10a wg [1]). Kombinacji wg wzoru 6.10b (por. eurokod [1]) odpowiada na wykresach linia górna. Skoki na wykresach odpowiadają zmianom współczynnika obciążenia odpowiadającego składnikowi zmiennemu, w zależności od przedziału w jakim znajduje się obciążenie zmienne użytkowe (zgodnie z normą [4]). W większości przypadków projektowanych stropów stalowych, wartości obciążeń zmiennych nie przekraczają 5 kN/m^2 (co odpowiada w przybliżeniu parametrowi $\psi = 1,5$ dla stropów o najmniejszym ciężarze stałym oraz $\psi = 1,0$ dla stropów o największym ciężarze stałym), w związku z tym najczęściej stosowany realny przedział zmienności parametru ψ można oszacować w przedziale od 0,5 do 1,5.

Dla realnego przedziału zmienności ψ widać, że zaproponowane w normie [2] wartości współczynników częściowych do nośności dają przy sprawdzaniu nośności przekroju mniejszy poziom bezpieczeństwa niż przyjęty w normie [3] o co najmniej $5 \div 10\%$. W przypadku zastosowania stali o granicy plastyczności powyżej 355 N/mm^2 , poziom bezpieczeństwa obniża się jeszcze bardziej.

Inaczej sytuacja wygląda w przypadku dużych obciążeń zmiennych, powyżej 5 kN/m^2 . Norma [2] wykazuje poziom bezpieczeństwa podobny do dotychczasowej normy [3], a w niektórych sytuacjach większy o $5 \div 10\%$.

W normie [3] przyjęto regułę projektowania elementów o przekroju klasy 4 w stanie nadkrytycznym ograniczonym, w którym stan krytyczny ścianek podpieranych ogranicza możliwość redystrybucji naprężeń w ściankach podpierających. W normie [2] nośność przekroju wyznacza się w pełnym stanie nadkrytycznym obu typów ścianek. W przypadku przekrojów ze środnikiem i pasem w klasie 4 wyraźnie widać, że aby zachować ten sam poziom bezpieczeństwa konstrukcji projektowanych wg obu porównywanych norm, w Załączniku krajowym do eurokodu [2] należałoby zastosować w przypadku stali S235 współczynnik częściowy w niektórych przypadkach nawet o 25% wyższy niż przyjęty obecnie w [2]. W przypadku przekrojów skrzynkowych ze stali S235 stopień wykorzystania nośności przekroju wg [3] utrzymuje się na podobnym poziomie jak w eurokodie stalowym [2], zarówno przy ściskaniu jak i zginaniu. Należy również zwrócić uwagę na fakt, iż stosowanie przekrojów klasy 4 ze stali o podwyższonej wytrzymałości jest mniej uzasadnione, o czym projektanci na ogół wiedzą. Jest to szczególnie istotne w przekrojach o ściankach podpieranych klasy 4, gdyż projektowanie wg eurokodu [2], przy zachowaniu

poziomu bezpieczeństwa jak w normie [3], elementów o tego typu przekrojach pociągałoby konieczność zastosowania współczynnika γ_{M1} o znacznych wartościach.

Aby przybliżyć stopień wykorzystania nośności wg [2] do dotychczasowo przyjmowanego w normie [3], można zasugerować zróżnicowanie wartości współczynnika częściowego γ_M w zależności od parametru ψ . Zdaniem autorów wartości współczynnika częściowego do nośności przekroju można byłoby uzależnić od trzech granicznych wartości parametru ψ odpowiadających poziomom obciążenia użytkowego, przy których następuje wg [5] zmiana wartości współczynnika obciążenia. Propozycję przedstawiono w Tablicy 2.

Tablica 2. Propozycja wartości współczynnika częściowego do nośności przekroju.

Parametr ψ	Częściowy współczynnik γ_M do nośności przekroju		
	γ_{M0} w wypadku przekrojów klasy 1, 2	γ_{M1} w wypadku przekrojów klasy 4	
		Przekroje z krępyimi ściankami podpieranymi lub ze wszystkimi ściankami podpierającymi	Przekroje ze smukłymi ściankami podpieranymi
$\psi \leq 0,6$	1,10	1,10	1,20
$0,6 < \psi \leq 1,5$	1,05	1,05	1,15
$\psi > 1,5$	1,00	1,00	1,10

Literatura

- 1 PN-EN 1990. Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji.
- 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 PN-82/B-02000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- 5 PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- 6 Giżejowski M., O eurokodowych współczynnikach częściowych w projektowaniu prętowych konstrukcji stalowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6/2012, 319-325.
- 7 Giżejowski M., O metodach modelowania, analizy i weryfikacji w projektowaniu konstrukcji stalowych w ujęciu eurokodów. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 10/2012, 545-549.

Partial factors for cross-section resistance of elements in steel structures

Marian Giżejowski, Zbigniew Stachura¹

¹ Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail: m.gizejowski@il.pw.edu.pl, z.stachura@il.pw.edu.pl

Abstract: Issues related to safety requirements for steel elements subjected to different stress resultants in reference to limit states design philosophy according to Structural Eurocodes PN-EN and national codes PN-B are dealt with in the paper. The calibration of partial cross-section resistance factors is discussed on the basis of elements of steel floor structures where the permanent load component and the live load component of variable actions are the only components of load combinations. Final conclusions for their practical application in the codification process are formulated and values of partial factors for cross section resistance are proposed.

Keywords: steel elements, cross-section resistance, partial factors.

Energoaktywne segmenty dylatacyjne hal z przekryciem strukturalnym

Zbigniew Kowal, Rafał Piotrowski¹

¹ *Katedra Mechaniki Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych,
Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska,
e-mail: zbigko@tu.kielce.pl, rafalp@tu.kielce.pl*

Streszczenie: W pracy pokazano wyniki opracowania ekonomicznej koncepcji energoaktywnych segmentów dylatacyjnych wielkopowierzchniowych hal, w których: 1) zastosowano przekrycia strukturalne, 2) zmniejszono wpływy termiczne na siły i przemieszczenia do konwencjonalnych wielkości normowych [1], 3) zachowano nośność i niezawodność powyżej zalecanej w klasie RC2 [2], 4) dobrano schemat statyczny hali tak, aby awaryjne wpływy termiczne nie wpływały na niezawodność segmentów dylatacyjnych hali. Ten efekt uzyskano przez rozdzielenie belkowych i przechyłowych kinematycznie dopuszczalnych mechanizmów zniszczenia wydzielonych energoaktywnych segmentów dylatacyjnych hali.

Słowa kluczowe: energoaktywne segmenty hal, struktury metalowe.

1. Wprowadzenie

Przedstawiono koncepcję budowy energoaktywnych segmentów dylatacyjnych wielkopowierzchniowych hal przystosowanych do pozyskiwania energii cieplnej (EC) z promieniowania słonecznego i transportu EC za pośrednictwem ogrzanego powietrza do miejsc jej użytkowania lub do gruntowych magazynów EC. Konstrukcja segmentów, zawierająca absorbery, została przekryta strukturą opartą na słupach. Wnętrze struktury pełni również funkcję kanałów transportu ogrzanego powietrza do odbiorników oraz magazynów EC. Po oddaniu ciepła powietrze wraca do obiegu lub jest usuwane na zewnątrz [3,4].

W koncepcji podziału geometrii hali na segmenty dylatacyjne wykorzystano następujące założenia: 1) swobodne wydłużenie termiczne Δ , po długości energoaktywnego segmentu dylatacyjnego hali powinno być mniejsze od normowego wydłużenia segmentu dylatacyjnego w halach konwencjonalnych z ostożowym podłużnym stężeniem słupów w środku długości hali, 2) średnia wysokość powierzchni Polski n.p.m. wynosi 173m. Maksymalna temperatura powietrza w cieniu [1] wynosi $T_{max}(H) = -0,0053H + 38^{\circ}\text{C} \approx 37^{\circ}\text{C}$. Temperatura ciemnego pokrycia hali na stronie południowo-zachodniej jest większa o $T_s = 42^{\circ}\text{C}$. Łącznie temperatura obudowy może osiągnąć $T_{tot} = T_{max} + T_s = 37 + 42 = 79^{\circ}\text{C}$. W ziemi temperatura powietrza osiąga $T_{min}(H) \approx -31,6^{\circ}\text{C}$, 3) założono, że awaryjna temperatura konstrukcji zawierającej absorbery w segmencie dylatacyjnym nie przekroczy $+100^{\circ}\text{C}$, 4) zastosowane zostanie automatyczne włączanie transportu ogrzanego powietrza do magazynów EC za pomocą wentylatorów ssąco - tłoczących przy osiągnięciu umownej temperatury nagrzewanego powietrza rzędu $+21^{\circ}\text{C}$, 5) niezawodność wydzielonego segmentu dylatacyjnego hali spełni wymagania niezawodności klasy RC2 [2], określonego wskaźnikiem niezawodności $t = \beta = 3,8$, 6) konstrukcja segmentu dylatacyjnego hali złożona z geometrycznie niezmiennych segmentów montażowych spełni wymagania optymalizacji czasu i kosztów montażu konstrukcji.

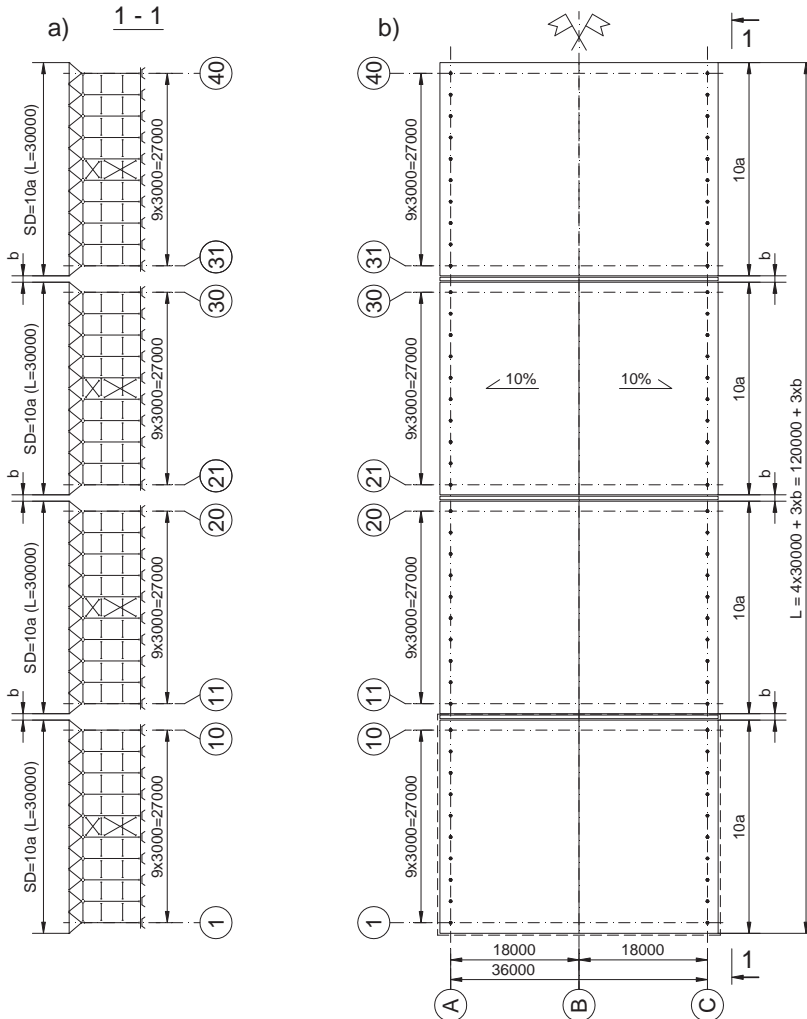
2. Hale przekryte strukturą regularną

Na rysunku 1 oraz 2 pokazano przykładową koncepcję podziału energoaktywnej hali przekrytej strukturą regularną o module $a = 3\text{m}$, na segmenty dylatacyjne. Halę długości $L_a = 120\text{m} + 3b$, rozpiętości $L = 36\text{m}$, przekryto strukturą regularną ze spadkiem połaci

$\operatorname{tg}\alpha = 10\%$ ($\alpha = 5^{\circ}43'$) (rys.2a).

W przedstawionej hali przekrytej strukturą złożoną z energoaktywnych segmentów dylatacyjnych, zastosowano rurowy transport ogrzanego powietrza z przestrzeni konstrukcyjnej przekrycia do odbiorników i gruntowych magazynów energii cieplnej (rys.2a). Hala podzielona na 4 segmenty dylatacyjne długości $L_d = 30\text{m}$ (rys.1). W środku ścian podłużnych (rys.1a) każdego segmentu dylatacyjnego, umieszczono stężenia ostożkowe (główne) umożliwiając symetryczne wydłużenie segmentu pod wpływem temperatury. Słupy dano w odstępach modułowych $a = 3\text{m}$, zgodnie z rozmieszczeniem węzłów dolnych struktury. Rygle ścian podłużnych korzystnie rozmieszczono w odstępach modułowych skorelowanych z modułem obudowy.

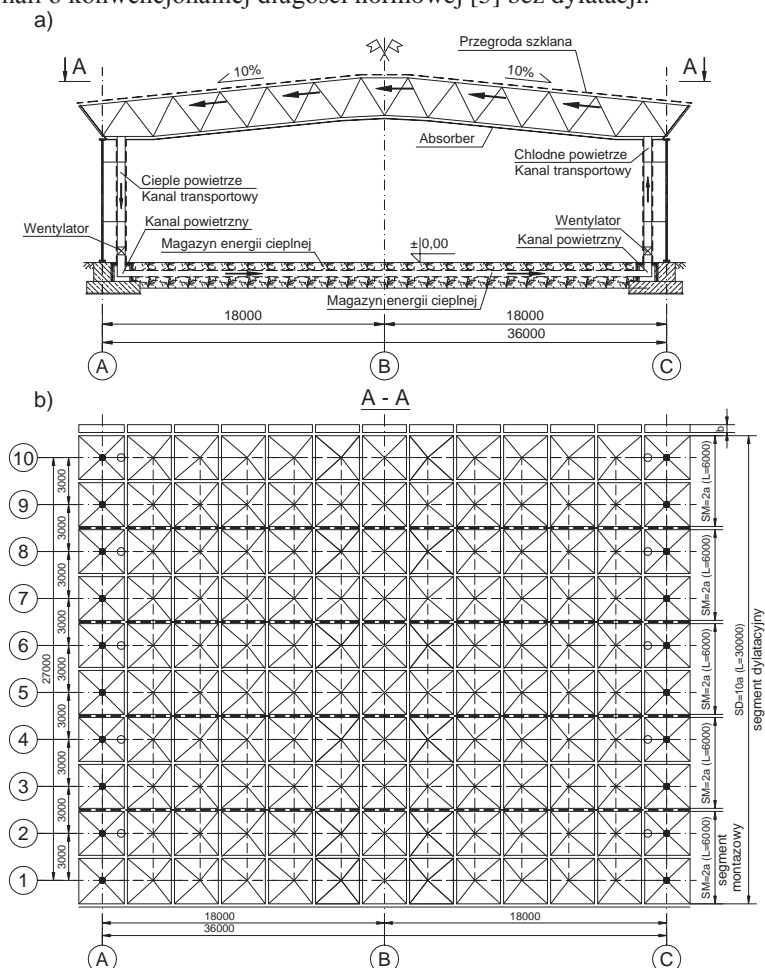
Korelacja modułowa połączi z modułem rozmieszczenia słupów ukryta jest w rzucie poziomym przekrycia. Przy 10% nachyleniu połaci i parzystej liczbie oczek, w rachubę wchodzi wydłużenie δ modułu a_1 wzdłuż spadku połaci $a_1 = a + \delta$, o 15mm ($a_1 = 3,015\text{m}$).



Rys. 1. Podział hali przekrytej strukturą regularną na segmenty dylatacyjne: a) rozmieszczenie słupów, b) rzut segmentów dylatacyjnych.

Każdy energoaktywny segment dylatacyjny złożono z 5 geometrycznie niezmiennych segmentów montażowych szerokości 2 oczek ($2a = 6\text{m}$) (rys.2b). Segmenty montażowe składane są na poziomym terenie z elementów wysyłkowych postaci odwróconych piramid prętowych w piramidowo bocznym systemie montażowym. Przygotowany segment montażowy podnoszony jest dźwigiem i osadzany na 4 słupach ścian podłużnych, stycznie do sąsiednich segmentów montażowych. Pasy górne łączone są śrubami. Następnie łączone są sąsiadujące węzły dolne prętami dolnymi.

Długość $L_d = 10a = 30\text{m}$ (rys.2b) segmentu dylatacyjnego przyjęto na podstawie oszacowania niezawodności minimalnych krytycznych zbiorów (MKZ) występujących w kinematycznie dopuszczalnych mechanizmach zniszczenia (KDMZ). Swobodne wydłużenie segmentu struktury wzdłuż hali, w przypadku awaryjnej różnicy temperatury $\Delta T = +100^\circ\text{C}$ wynosi: $\Delta L = 0,5L_d\Delta T\alpha_r = 18\text{mm}$ i jest mniejsze aniżeli swobodne wydłużenie normowe hali o konwencjonalnej długości normowej [5] bez dylatacji.



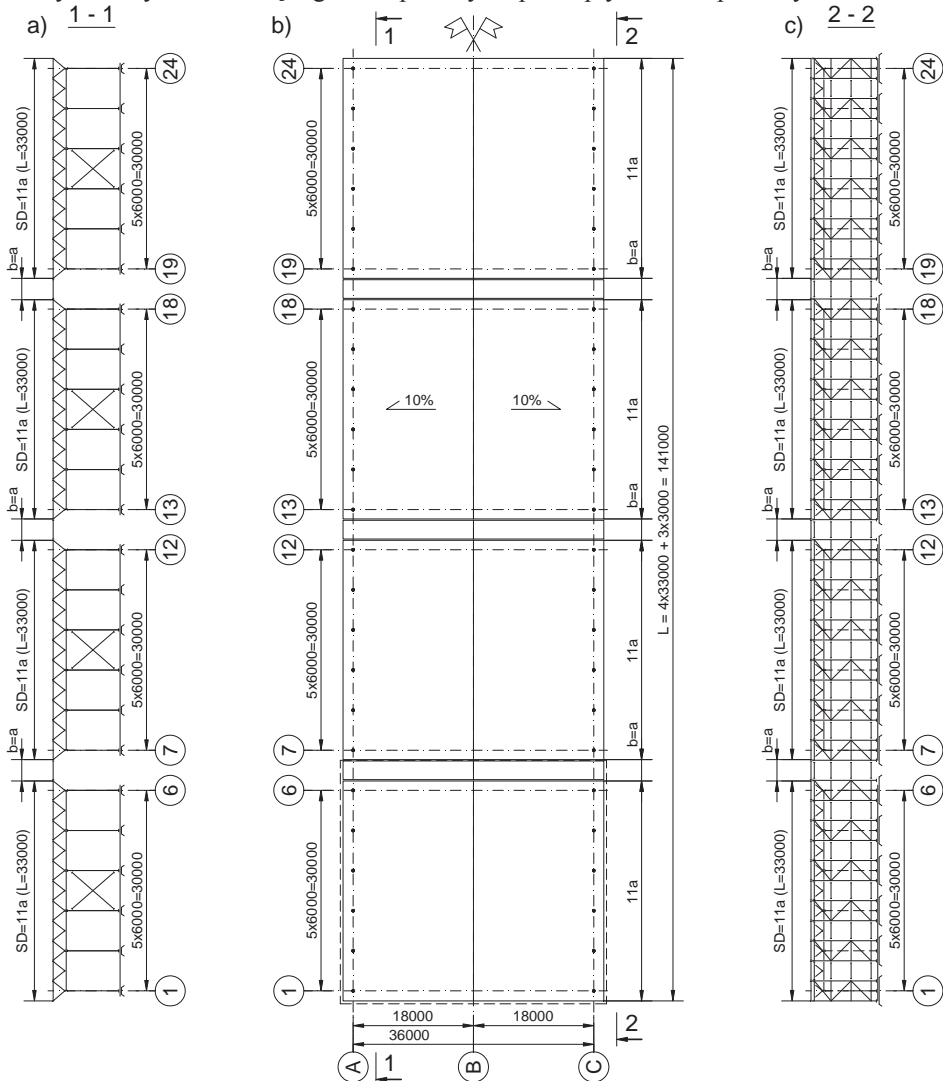
Rys. 2. Wydzielony segment dylatacyjny hali przekrytej strukturą regularną: a) przekrój poprzeczny hali, b) podział segmentu dylatacyjnego na segmenty montażowe.

3. Hale przekryte strukturą zredukowaną

Na rysunkach 3 i 4 pokazano koncepcję podziału energoaktywnej hali o module $a = 3\text{m}$, długości $L_a = 132\text{m} + 3(b = a)$, na 4 segmenty dylatacyjne długości $L_d = 33\text{m}$,

oparte na 6 słupach każdy (rys.4b). Hala przekryta strukturą zredukowaną jest racjonalnie podparta co 6m (w co drugim oczku pełnym) na słupach ścian podłużnych.

W omawianej hali pokazano dwie koncepcje transportu ograniczonego powietrza ze struktury do magazynów energii cieplnej. Rury służące do tłoczenia ciepłego powietrza, w zależności od sposobu podparcia, można lokalizować: przy słupach jednogałęziowych (rys.3a,4a) lub transportować wewnątrz słupów trójgałęziowych (rys.3c,4a). W przypadku podparcia konstrukcji przekrycia na słupach jednogałęziowych (rys.3a) zastosowano stężenia ostożkowe w środku długości segmentów montażowych - umożliwiając symetryczne wydłużanie się segmentu przekrycia pod wpływem temperatury.



Rys. 3. Podział hali przekrytej strukturą regularną na segmenty dylatacyjne: a) rozmieszczenie słupów jednogałęziowych, b) rzut segmentów dylatacyjnych, c) rozmieszczenie słupów trójgałęziowych.

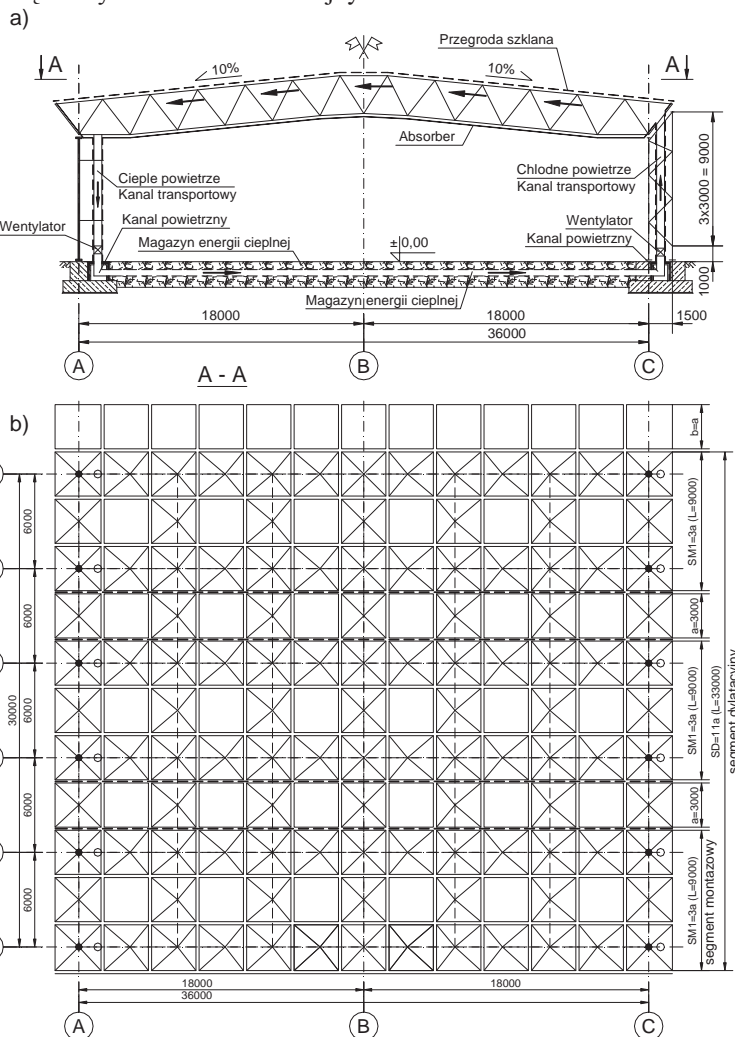
Na rysunku 4b pokazano rzut segmentu dylatacyjnego z podziałem na geometrycznie niezmiennie 3 segmenty montażowe o szerokości $3a$ ($3a = 9m$) uzupełnione dwiema wstawkami szerokości a z odrębnych piramid i ramek prętowych.

W koncepcji pokazanej na rysunku 3a, występuje 6 słupów skojarzonych z 6 silnie rozciąganyimi pasami dolnymi przekrycia hali. Pasy te wchodzi w skład najbardziej

wyższych kinematycznie dopuszczalnych mechanizmów zniszczenia hali (KDMZ). Z punktu widzenia niezawodności w przykładzie pokazanym na rysunku 3a sprzęgnięto 6 pasów dolnych. Ponadto sprzężonych strukturą zostało również 6 słupów. Ta liczba sprzężonych pasów i słupów zgodnie z pracami [6,7,8] jest wystarczająca do zapewnienia nośności i wskaźnika niezawodności zgodnie z zaleceniami norm [2,9] ($t > 3,8$).

Dotrzymanie modułowego podziału geometrycznego powierzchni mało nachylonej połaci dachowej hali jest możliwe w drodze zastosowania podziału geometrycznego wzdłuż połaci dachowej $a_1 = a + \delta$. Niewielkie odchylenie, wynoszące $\delta = 15\text{mm}$ przy 10% nachyleniu połaci dla $a = 3\text{m}$ można wykorzystać do kompensacji termicznych przemieszczeń absorberów i obudowy zwłaszcza szklanej, wrażliwej na uszkodzenia (rys.4a)

lub zgubić sumę odchyłek $\Sigma\delta$ w oczku skrajnym.



Rys. 4. Wydzielony segment dylatacyjny hali przekrytej strukturą zredukowaną: a) przekrój poprzeczny hali, b) podział segmentu dylatacyjnego na segmenty montażowe.

4. Nośność i niezawodność segmentów dylatacyjnych konstrukcji energoaktywnych

Nośność i niezawodność segmentów dylatacyjnych oszacowano za pośrednictwem analizy kinematycznie dopuszczalnych mechanizmów zniszczenia (KDMZ). W koncepcji segmentów dylatacyjnych hali przekrytej strukturą regularną (rys. 1 i 2) wybrano do analizy: 1) najmniejsze przechyłowe KDMZ składające się z 10 słupów sprzężonych strukturą regularną przekrycia oraz 2) 12 belkowych KDMZ przekrycia każdy składający się z 10 rozciąganych prętów pasów dolnych oraz 13 KDMZ, każdy złożony z 11 ściskanych pasów górnych również sprzężonych prętami struktury regularnej.

W przypadku przekrycia hali strukturą z co drugim oczkiem pustym (rys. 3 i 4) występują: 1) przechyłowe KDMZ składające się z 6 słupów sprzężonych strukturą przekrycia oraz 2) 12 belkowych KDMZ przekryć składające się z 6 międzywęzłowych rozciąganych prętów dolnych również sprzężonych prętami struktury zredukowanej. Pozostałe KDMZ zawierają większą liczbę prętów.

Oczekiwany na podstawie obliczeń i wymiarowania elementów wg normy [2] wskaźnik niezawodności elementów konstrukcji wynosi: $t_1 > 3,8$, oczekiwana niezawodność [10] wynosi: $p_1 = 0,999\ 927\ 652$, awaryjność: $q_1 = 1 - p_1 = 0,000\ 072\ 348$.

Kwantyl nośności (odpowiednik nośności obliczeniowej) elementów sprawczych wyznacza się ze wzoru (1) [6]:

$$N_{ik} = E(N_i) - tD(N_i) = E(N_i)[1 - tv_i] \quad (1)$$

gdzie: $v_i = D(N_i)/E(N_i)$ – współczynnik zmienności nośności, $E(N_i)$ – nośność oczekiwana (średnia), $D(N_i)$ - odchylenie standardowe nośności pojedynczego elementu.

Kwantyl N_k nośności n „jednakowych” elementów sprawczych sprzężonych w jednym KDMZ oszacowano z wzoru (2) [6]:

$$N_k = nE(N_i) - tn^{0.5}D(N_i) = nE(N_i)[1 - tn^{0.5}D(N_i)/nE(N_i)] = nE(N_i)[1 - tv_i/n^{0.5}] \quad (2)$$

W minimalnym geometrycznie niezmiennym segmencie montażowym występują dwa pasy dolne. Zniszczenie jednego pasa wywołuje KDMZ. Im mniejsza liczba elementów n w minimalnym krytycznym zbiorze (MKZ) stowarzyszonych z KDMZ tym większą należy zachować ostrożność statystyczną. Wskazane jest sprzęganie w jednym KDMZ powyżej 4 elementów. Zwiększenie nośności elementów w MKZ stowarzyszonym z KDMZ możemy oszacować ze wzoru (3) [6]:

$$s = N_k/nN_{ik} = [1 - tv_i/n^{0.5}]/[1 - tv_i] \quad (3)$$

Przykład 1. W przypadku sprzężenia $n = 10$ słupów lub elementów pasów o współczynniku $v_1 = 0,06$ w jednym KDMZ zwiększenie ich nośności ponad oczekiwane na podstawie obowiązujących norm wynosi:

$$N_k/nN_{ik} = [1 - 3,8v_1 / 3,162]/[1 - 3,8v_1] = [1 - 0,0721]/[1 - 0,228] = 0,9279 / 0,772 = \mathbf{1,202}$$

Wniosek 1. W przypadku bardzo dobrego wykonania konstrukcji (współczynnik zmienności $v_1 = 0,06$) zwiększenie nośności 10 elementów sprzężonych w MKZ elementów wynosi: $N_k/nN_{ik} = 1,202$. Takie zwiększenie (powyżej zaleceń normowych [2]) nośności kompensuje zmniejszenie nośności wywołane wirtualnym szeregowym połączeniem wszystkich elementów występujących w analizowanej konstrukcji [8].

Przykład 2. W przypadku gorszego wykonania $v_1 = 0,10$ analizowanej konstrukcji współczynnik zwiększenia nośności 10 sprzężonych elementów wynosi:

$$N_k/nN_{ik} = [1 - 3,8v_1 / 3,162]/[1 - 3,8v_1] = [1 - 0,1202]/[1 - 0,38] = 0,88 / 0,62 = \mathbf{1,42}$$

Wniosek 2. Sprzęganie równoległe wielu elementów w jednym KDMZ daje również podobny efekt jak podano we wniosku 1.

Nośność i niezawodność najmniejszych KDMZ występujących w koncepcjach energoaktywnych segmentów dylatacyjnych przekrytych strukturą zredukowaną z co drugim oczkiem pustym występują KDMZ o liczebności $n = 6$ elementów sprzężonych w jednym KDMZ. W tym przypadku zwiększenie nośności dla $v_1 = 0,06$ wynosi:

$$N_k/nN_{ik} = [1 - 3,8v_1 / 2,4495] / [1 - 3,8v_1] = 0,9069 / 0,772 = \mathbf{1,175}$$

Zwiększenie nośności **6** elementów sprzężonych w MKZ elementów wynosi: $N_k/nN_{ik} = \mathbf{1,175}$. Takie zwiększenie nośności (powyżej zaleceń normowych [2]) również kompensuje zmniejszenie nośności wywołane wirtualnym szeregowym połączeniem wszystkich elementów występujących w analizowanej konstrukcji.

W przypadku wykonania elementów konstrukcji gorszej jakości np. o współczynniku $v_1 = \mathbf{0,09}$ uzyskuje się również pozytywny wynik.

W tablicy 1 zamieszczono współczynniki zwiększenia nośności w przypadku sprzężenia od $n = 2$ do $n = 16$ elementów w jednym MKZ.

Tabela 1. Oczekiwane zwiększenie nośności KDMZ zawierającego od 2 do 16 elementów

Lp.	v_1	n=2	n=3	n=4	n=5	n=6	n=7	n=8	n=9	n=12	n=16
1	0,06	1,087	1,125	1,148	1,163	1,175	1,184	1,191	1,197	1,210	1,222
2	0,07	1,106	1,153	1,181	1,200	1,214	1,225	1,234	1,242	1,258	1,272
3	0,08	1,128	1,185	1,218	1,241	1,259	1,272	1,282	1,291	1,311	1,328
4	0,09	1,152	1,220	1,260	1,287	1,308	1,323	1,336	1,347	1,370	1,390
5	0,10	1,180	1,259	1,307	1,339	1,363	1,383	1,396	1,409	1,436	1,460

5. Podsumowanie.

W pracy zwrócono uwagę na ważność zagadnienia sprzęgania elementów sprawczych w KDMZ konstrukcji metalowych hal zawierających większą liczbę elementów sprawczych. Konstrukcje hal charakteryzują się dużą powierzchnią ścian i przekryć dachowych nadającą się do zagospodarowania w celu pozyskiwania energii cieplnej i elektrycznej z promieniowania słonecznego. Wiąże się z tym zwiększenie obciążenia termicznego konstrukcji i kosztów wykonania konstrukcji. Z analizy związanych z tym zagadnień wynikała możliwość zredukowania obciążenia termicznego do poziomu obciążeń konstrukcji konwencjonalnych w drodze podziału konstrukcji na energoaktywne segmenty dylatacyjne. W realizacji tej idei wzięto też pod uwagę możliwość takiego sprzęgania elementów konstrukcji, który pozwala na wymiarowanie elementów konstrukcji na podstawie norm, bez konieczności [8] wyrównywania nośności i niezawodności konstrukcji zawierających dużą liczbę statycznie wyznaczalnych elementów sprawczych, w których zachodzą połączenia szeregowo z punktu widzenia niezawodności.

Konstrukcje hal przekrytych strukturami dają się korzystnie podzielić na energoaktywne segmenty dylatacyjne, w których dostateczna liczba elementów sprawczych daje się sprzęgać w KDMZ zwiększając nośność i niezawodność konstrukcji powyżej oczekiwań [2] normowych.

Literatura

- 1 PN-EN 1991-1-5:2005, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
- 2 PN-EN 1990:2004, Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- 3 Kowal Z., Szychowski A., Energoaktywne struktury przestrzenne. Inżynieria i Budownictwo 1 (1993), s. 3-5.
- 4 Kowal Z., Piotrowski R., Szychowski A., Przystosowanie hal przekrytych strukturą do pozyskiwania energii z promieniowania słonecznego. ZNPR nr 283, Z. 59 (2/2012/II), s. 431-438.
- 5 PN-90/B-03200, Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 6 Kowal Z., Probabilistyczna optymalizacja nośności słupów konstrukcji hal konwencjonalnych. ZNPR nr 283, Z. 59 (2/2012/II), s. 185-192.
- 7 Kowal Z., Probabilistic Optimisation of the Bearing Capacity of Conventional Hall Coverings. Probabilistyczna optymalizacja nośności konstrukcji przekryć hal konwencjonalnych. Structure and Environment, nr. 3 (2011), s. 10-19.
- 8 Kowal Z., On Adjusting the Load Bearing Capacity of Decisive Members to Reliability Classes of Statically Determinate Complex Structures. Archives of Civil Engineering, LIX, 1, 2013, s.132-142.

- 9 PN-EN 1993-1-1:2006, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
10 Tablice statystyczne rozkładu normalnego.

Energy-active expansion segments of halls with structural covers

Zbigniew Kowal, Rafał Piotrowski¹

¹ *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods,
Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,
e-mail: zbigko@tu.kielce.pl, rafalp@tu.kielce.pl*

Abstract: The paper presents the results of developing a concept of economical energy-active expansion segments for large-volume halls, in which: 1) structural coverings were used, 2) thermal impacts on forces and displacements were reduced to conventional values stated in the code [1], 3) load bearing capacity and reliability, greater than those recommended for RC2 class structures, were maintained [2], 4) the static scheme was selected in such a way so that failure-causing thermal impacts would not affect the reliability of the hall expansion segments. The effect was obtained by detaching the beam kinematically admissible failure mechanism from the tilt kinematically admissible failure mechanism of separate energy-active expansion segments of the hall.

Keywords: energy-active hall segments, steel structures.

Nośność na zginanie w pożarze rozwiniętym stalowych belek ze środkiem z blachy profilowanej

Mariusz Maślak¹, Krzysztof Kuchta¹, Marcin Łukacz²

¹ Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl, kkuchta@pk.edu.pl

² Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, Studia Doktoranckie, e-mail: marcinlukacz@gmail.com

Streszczenie: Zaprezentowano algorytm szacowania nośności na zginanie stalowej belki z profilowanym środkiem uogólniony na przypadek pożaru rozwiniętego. Proponuje się aby stan graniczny nośności ogniowej determinował interakcyjny warunek dwukierunkowego zginania, w którym zginanie względem osi słabej wynika z oddziaływania tak zwanego strumienia ścinania. Wpływ ten, zwykle pomijany w tradycyjnych modelach obliczeniowych odnoszonych do podstawowej sytuacji projektowej, w przypadku pożaru może nabierać znaczenia na skutek postępującej wraz z narastaniem temperatury pasów redukcji granicy plastyczności stali, z której je wykonano. Uwzględnia się przy tym zależność od temperatury materiału odpowiednich współczynników globalnej niestateczności, w szczególności współczynnika zwichrzenia i współczynnika wybożenia pasa ściskanego z płaszczyzny dźwigara.

Słowa kluczowe: nośność, stateczność, zginanie, profilowany środek, pożar rozwinięty, odporność ogniowa.

1. Wprowadzenie

W modelach obliczeniowych stosowanych do opisu zachowania się pod obciążeniem stalowych belek z profilowanym środkiem z reguły zakłada się, że naprężenia normalne przenoszone są w całości przez pasy, środek natomiast zapewnia przeniesienie jedynie naprężeń stycznych. Udział środka w przenoszeniu zginania jest zanedbywalny ze względu na stosunkowo małą sztywność podłużną mierzoną w kierunku osi belki i występowanie tak zwanego „efektu akordeonu”. Adekwatność takiego założenia była weryfikowana przez autorów pracy [1]. Już w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku zauważono jednak, że zginanie tego typu belek nie jest zginaniem płaskim, towarzyszy mu bowiem na ogół skręcanie połączone z deformacją w kierunku poprzecznym do płaszczyzny obciążenia. Przyczyną takiego zachowania jest zespół oddziaływań kojarzony z tak zwanym strumieniem ścinania [2] (Rys. 1). W tradycyjnym podejściu normowym [3] wpływ ten uwzględnia się jedynie pośrednio, przez specyfikację współczynnika wybożenia pasa ściskanego z płaszczyzny zginania. Analizie podlega bowiem jedynie zginanie jednokierunkowe. Jeśli przyjąć oznaczenia osi układu współrzędnych jak na Rys. 1, gdzie oś x jest zgodna z kierunkiem osi podłużnej, to uogólnione na przypadek pożaru warunki graniczne określone dla całej belki mają postać:

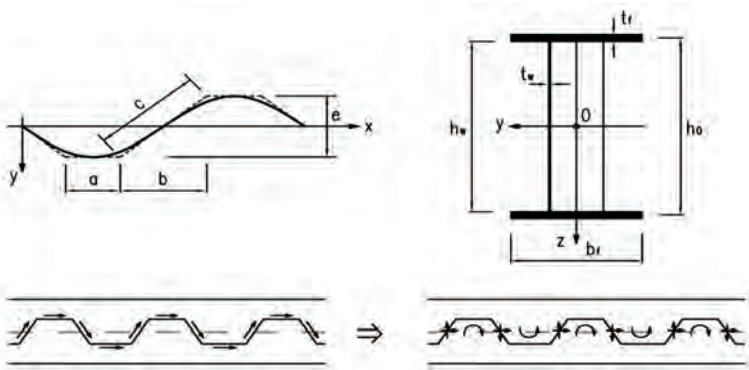
$$\rho_1(\Theta_a) = \frac{M_y}{\chi_{LT,\Theta} M_{R_{x,d,\Theta}}} = \frac{\gamma_{M,\bar{f}_i} M_y}{\chi_{LT,\Theta} b_f t_f h_0 k_{y,\Theta} f_y} \leq 1 \quad (1)$$

oraz:

$$\rho_2(\Theta_a) = \frac{M_y}{\chi_{z,\Theta} M_{R_{x,d,\Theta}}} = \frac{\gamma_{M,\bar{f}_i} M_y}{\chi_{z,\Theta} b_f t_f h_0 k_{y,\Theta} f_y} \leq 1 \quad (2)$$

Pierwszy z nich gwarantuje, że nie nastąpi zwichrzenie belki a także uplastycznienie

przekroju poprzecznego pasów (przy założeniu że przekrój ten spełnia warunki określone dla przekrojów klasy 1 lub 2), drugi natomiast zabezpiecza przed ewentualnym wybočeniem giętym pasa ściskanego względem osi z. Wartość $h_0 = h_w + t_f$ definiuje ramię działania pary sił zginającej belkę, a współczynnik $k_{y,\Theta}$ wyraża określony w temperaturze Θ_a stopień redukcji granicy plastyczności stali, z której wykonano pas [4]. W obliczeniach prowadzonych dla wyjątkowej sytuacji pożaru przyjmuje się ponadto, że $\gamma_{M,\text{fi}} = 1,0$. Zwróćmy uwagę, że taka ujednoczona wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa znosi rozróżnienie pomiędzy współczynnikami γ_{M0} i γ_{M1} stosowanymi odpowiednio w zależnościach (1) i (2) w podstawowej sytuacji obliczeniowej. Miarodajną w ocenie poziomu bezpieczeństwa jest wartość większa $\rho(\Theta_a) = \max[\rho_1(\Theta_a), \rho_2(\Theta_a)]$.



Rys. 1. Belka rozpatrywana w pracy, u góry - kierunki i zwroty osi układu współrzędnych, na dole - siły tworzące strumień ścinania.

Zaletą takiego podejścia jest prostota, trzeba jednak postawić pytanie czy tego typu uproszczenie będzie dawało wiarygodne i bezpieczne oszacowania nośności belki także w warunkach pożaru, gdy narastającą temperaturę pasów należy skojarzyć ze znaczącym osłabieniem ich nośności wskutek nieuniknionej redukcji granicy plastyczności stali. Jakościowa i ilościowa ocena wpływu przestrzennej postaci zginania na wynikową nośność belki stanowi cel niniejszych rozważań. Do szczegółowej analizy wybrano podejście proponowane w pracy [5], w którym przestrzenne efekty zginania wyrażone są poprzez specyfikację zastępczego obciążenia $p_t = p_{ty}$, przyłożonego do obu pasów na kierunku y (indeks t wiąże się w tym przypadku z angielskim słowem transversal) i zależnego od rozkładu siły poprzecznej V_z generowanej w płaszczyźnie zginania belki. Zwróćmy uwagę, że jeżeli na pas ściskany działa obciążenie $p_t = p_{ty}$ to równocześnie do pasa rozciąganego przyłożone jest obciążenie przeciwne $p_t = -p_{ty}$. W ujęciu globalnym zatem obciążenia te się równoważą, generują jednak moment skręcający belkę. W konsekwencji warunek graniczny ograniczający naprężenia normalne w pasie ściskanym i uogólniony na przypadek pożaru wyraża interakcję dwukierunkowego zginania z możliwością zwirchzenia belki:

$$\rho_3(\Theta_a) = \frac{M_y}{\chi_{LT,\Theta} M_{Ry,d,\Theta}} + \frac{M_z^{\text{fl}}}{M_{Rz,d,\Theta}} \leq 1 \quad \text{gdzie} \quad M_{Rz,d,\Theta} = \frac{t_f b_f^2 k_{y,\Theta} f_y}{6 \gamma_{M,\text{fi}}} \quad (3)$$

Identyczny moment M_z^{fl} generowany jest w obu pasach rozpatrywanej belki, ma jednak przeciwne znaki (górny indeks w zastosowanym oznaczeniu wiąże się ze słowem flange). Trzeba przy tym zastrzec, że rozpatrywany jest przypadek, w którym potencjalne odkształcenia generowane przez rozszerzalność termiczną stali mają pełną swobodę realizacji. Belka może się bez przeszkód wydłużać ponieważ założono swobodę przesuwu na jednej z podpór. Jakikolwiek ograniczenie takiej swobody skutkuje indukowaniem się w czasie pożaru dodatkowej siły osiowej, co w efekcie sprowadza powyższy warunek do warunku bardziej złożonego, opisującego dwukierunkowe zginanie ze ściskaniem z możliwością ewentualnego wyboczenia również w płaszczyźnie zginania belki.

Początkowo narastająca ze wzrostem temperatury stali siła ściskająca, rozpychająca podpory belki, w konsekwencji wyraźnego przyrostu ugięcia staje się w efekcie siłą rozciągającą, ściągającą więzy. Jest to tak zwany efekt ciągną opisany przez jednego z autorów niniejszych rozważań w pracy [6]. Szczegółowa analiza takiego zachowania belki z oczywistych względów wykracza poza zakres tego opracowania.

2. Zginanie pasa ściskanego względem słabej osi belki

W pracy [5] podaje się, że ściśle wyrażenie opisujące rozkład poprzecznych momentów zginających pas ściskany $M_z^{fl}(x)$ udaje się uzyskać jedynie w przypadkach swobodnego podparcia belki ze środkiem profilowanym sinusoidalnie i jej obciążenia równomiernie rozłożonym obciążeniem p_z lub ewentualnie dwoma podporowymi momentami M_y , co sprowadza się do stałej wartości tego momentu na całej długości belki. Parametr n jest przy tym miarą liczby fałd wykształtowanych w środku natomiast wielkość $e_0 = e/2$ (Rys. 1) oznacza amplitudę tych fałd. Ponadto L jest rozpiętością belki. Po uwzględnieniu warunków brzegowych w pierwszym przypadku otrzymuje się:

$$M_z^{fl}(x) = \frac{p_z L^2 e_0}{2\pi h_0} \left\{ \left[1 - 2 \frac{x}{L} \right] \cos\left(2\pi n \frac{x}{L} \right) + \frac{2}{2\pi n} \sin\left(2\pi n \frac{x}{L} \right) + \left[\cos(2\pi n) - \frac{2}{2\pi n} \sin(2\pi n) + 1 \right] \frac{x}{L} - 1 \right\} \quad (4)$$

w drugim natomiast:

$$M_z^{fl}(x) = \frac{M_y e_0}{2\pi h_0} \left\{ 2 \left[\cos\left(2\pi n \frac{x}{L} \right) + [1 - \cos(2\pi n)] \frac{x}{L} - 1 \right] \right\} \quad (5)$$

W innych praktycznie ważnych przypadkach, w tym: innego rodzaju wyprofilowania środka, odmiennego obciążenia zewnętrznego lub nietypowych warunków brzegowych, stosuje się rozwiązanie przybliżone polegające na specyfikacji zastępczego obciążenia poprzecznego $p_t = p_{ty}$. Zgodnie z zależnością wyprowadzoną w pracy [7] zachodzi:

$$p_t = p_{ty} = \frac{2}{h_0} \left[V_z \frac{de^*}{dx} + e^* \frac{dV_z}{dx} \right] \quad (6)$$

gdzie w każdym punkcie belki $V_z = V_z(x)$ jest miarą siły poprzecznej określonej w płaszczyźnie zginania, natomiast $e^* = e^*(x)$ miarą odległości w kierunku poprzecznym powierzchni środkowej środka od podłużnej osi belki ($\max|e^*| = e_0$). Zauważmy, że różniczka de^*/dx zeruje się na odcinkach, na których powierzchnia środkowa środka przebiega równoległe do osi belki (wtedy $e^*(x) = const$). Z drugiej strony różniczka dV_z/dx jest równa zero wszędzie tam gdzie zachodzi $V_z(x) = const$. Poza tym w punktach nieciągłości mimośrodu e^* (na przykład w przypadku fałdy prostokątnej) należy założyć dodatkowe siły skupione o wartościach:

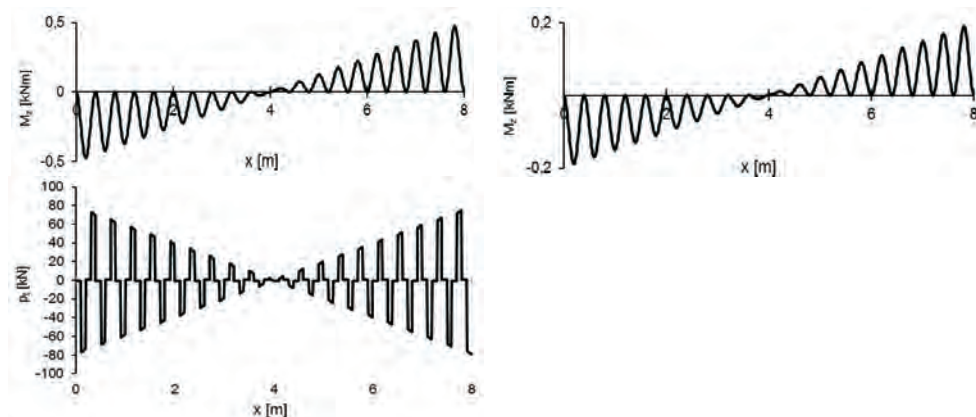
$$p_t = p_{ty} = \frac{2}{h_0} V_z \Delta e^* \quad (7)$$

Analogicznie, w punktach nieciągłości wykresu siły poprzecznej zakłada się siły skupione o wartościach:

$$p_t = p_{ty} = \frac{2}{h_0} e^* \Delta V_z \quad (8)$$

Zastępcza siła p_{ty} generuje poprzeczny moment zginający pas $M_z^{fl}(x)$, którego rozkład na długości belki ustala się zgodnie z klasycznymi zasadami statyki. Na Rys. 2 pokazano dwa rozkłady takiego momentu uzyskane dla belki o rozpiętości 8 m i wysokości przekroju 500 mm, równomiernie obciążonej siłą o wartości 5 kN/m. Dla lepszej

przejrzystości wykresu przyjęto, że na długości przęsła znajduje się $n = 20$ fałd. Rozkład widoczny po lewej stronie rysunku dotyczy belki z fałdą trapezoidalną o głębokości profilu równej 100 mm. Otrzymano go po wyspecyfikowaniu na mocy zależności (6) zastępczego obciążenia poprzecznego $p_{fy} = p_{fy}(x)$ o rozkładzie pokazanym poniżej. Ważne jest aby obciążenie to odpowiadało całkowitej liczbie fałd, co nie zawsze jest łatwe do spełnienia. Rozkład przedstawiony po prawej stronie rysunku wiąże się natomiast z belką o fałdzie sinusoidalnej, dla której $e_0 = 20$ mm, co oznacza że $e = 40$ mm. Uzyskano go bezpośrednio z formuły (4).



Rys. 2 Zginanie pasa ściskanego względem słabej osi belki w belce swobodnie podpartej i równomiernie obciążonej. Z lewej - przypadek fałdy trapezoidalnej (wykres momentu zginającego uzyskany dzięki specyfikacji zastępczego, poprzecznego obciążenia poziomego o rozkładzie pokazanym poniżej), z prawej – przypadek fałdy sinusoidalnej (wykres momentu zginającego uzyskany bezpośrednio z formuły (4)).

3. Zwichrzenie belki w warunkach pożaru

Do jakościowej i ilościowej analizy przebiegu zależności $\rho_3 = \rho_3(\Theta_a)$, opisaną nierównością (3), potrzeba jeszcze szczegółowej specyfikacji funkcji $\chi_{LT,\Theta} = \chi_{LT}(\Theta_a)$ kwantyfikującej realną podatność belki na zwichrzenie. Podatność ta będzie narastać ze wzrostem temperatury stali. Zagadnienie to było już przedmiotem wstępnej analizy prezentowanej przez autorów niniejszej publikacji w pracy [8]. Po uogólnieniu na przypadek pożaru klasycznego podejścia obliczeniowego [4] zachodzi:

$$\chi_{LT,\Theta} = \left(\Phi_{LT,\Theta} + \sqrt{\Phi_{LT,\Theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\Theta}^2} \right)^{-1} \quad (9)$$

gdzie:

$$\Phi_{LT,\Theta} = 0,5 \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\Theta} + \bar{\lambda}_{LT,\Theta}^2 \right] \quad \text{przy czym} \quad \alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (10)$$

ponadto:

$$\bar{\lambda}_{LT,\Theta} = \sqrt{M_{p,\Theta} / M_{cr,\Theta}} \quad (11)$$

Zwróćmy uwagę, że równanie definiujące czynnik $\Phi_{LT,\Theta}$ jest znacząco różne od tego, które definiuje analogiczny czynnik Φ_{LT} specyfikowany dla temperatury pokojowej (w podstawowej sytuacji projektowej). Wielkość $M_{p,\Theta}$ jest miarą plastycznej nośności przekroju przenoszącego zginanie, czyli:

$$M_{p,\Theta} = b_f t_f h_0 k_{y,\Theta} f_y \quad (12)$$

Do wyznaczenia wartości krytycznego momentu $M_{cr,\Theta}$ uogólniono na przypadek pożaru typową formułę stosowaną dla tego typu belek przy założeniu podstawowej sytuacji projektowej. Jest ona miarodajna przede wszystkim dla belek z trapezoidalnym kształtem fałdy, może być jednak stosowana do belek z fałdą sinusoidalną przy zachowaniu warunku równoważności porównywanych fałd (Rys. 1). Z rozważań prezentowanych w pracy [9], po skojarzeniu ich z wyjątkową sytuacją pożaru, wynika że (dolny indeks c odnosi się do belki z profilowanym środkiem $c = corrugated$, brak tego indeksu oznacza, że nie ma jakościowej różnicy w stosunku do analogicznej wielkości specyfikowanej dla belki ze środkiem płaskim):

$$M_{cr,\Theta} = \frac{\pi}{L} \sqrt{k_{E,\Theta} E_a I_{z,c} G_{c,\Theta} J_c} \sqrt{1 + W_\Theta^2} \quad (13)$$

przy czym:

- $G_{c,\Theta}$ - jest modulem sprężystości przy ścinaniu – zgodnie z sugestią autorów pracy [10] założono, że (zaniedbano przy tym nieznaczną zmienność współczynnika Poissona ν w temperaturze pożarowej):

$$G_{c,\Theta} = \frac{a+b}{a+c} G_\Theta, \quad \text{gdzie } G_\Theta = \frac{k_{E,\Theta} E_a}{2(1+\nu)} \quad \text{oraz } \nu = 0,3 \quad (14)$$

- $I_{z,c}$ - jest głównym centralnym momentem bezwładności względem osi z:

$$I_{z,c} = \frac{t_f b_f (2t_f b_f^3 + t_w h_w b_f^2 + 12d^2 t_w h_w)}{6(2t_f b_f + t_w h_w)} \quad (15)$$

- J_c - jest stałą skręcania swobodnego:

$$J_c = \frac{1}{3} (2b_f t_f^3 + h_w t_w^3) \quad (16)$$

- $C_{w,c}$ - jest stałą skręcania skrępowanego:

$$C_{w,c} = \frac{h_w^2 t_f b_f (6t_f b_f^3 + t_w h_w b_f^2 + 12d^2 t_w h_w)}{24(6t_f b_f + t_w h_w)} \quad (17)$$

- W_Θ - jest współczynnikiem uwzględniającym efekt spaczenia:

$$W_\Theta = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{k_{E,\Theta} E_{a,20} C_{w,c}}{G_{c,\Theta} J_c}} \quad (18)$$

4. Wyboczenie pasa ściskanego z płaszczyzny belki

Współczynnik wyboczeniowy dla pasa ściskanego $\chi_{z,\Theta}$, stosowany w formule (2) do wyznaczenia wartości czynnika $\rho_2 = \rho_2(\Theta_a)$, wylicza się z zależności [4]:

$$\chi_{z,\Theta} = \left(\Phi_{z,\Theta} + \sqrt{\Phi_{z,\Theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\Theta}^2} \right)^{-1} \quad (19)$$

w której:

$$\Phi_{z,\Theta} = 0,5 \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{z,\Theta} + \bar{\lambda}_{z,\Theta}^2 \right] \quad \text{gdzie} \quad \alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (20)$$

Zauważmy że, podobnie jak w przypadku zależności (10), formuła (20) różni się znacząco od tej, którą stosuje się do wyznaczenia analogicznego czynnika Φ_z w

temperaturze pokojowej. Przyjmując, że dla zadanych warunków podparcia zachodzi $L_{cr} = L$ mamy:

$$\bar{\lambda}_{z,\Theta} = \frac{L}{i_z \lambda_{1,\Theta}} = \frac{\lambda_z}{\lambda_{1,\Theta}} \quad \text{przy czym:} \quad \lambda_{1,\Theta} = \pi \sqrt{\frac{E_{a,\Theta}}{f_{y,\Theta}}} = \pi \sqrt{\frac{k_{E,\Theta}}{k_{y,\Theta}}} \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = \sqrt{\frac{k_{E,\Theta}}{k_{y,\Theta}}} \lambda_1 \quad (21)$$

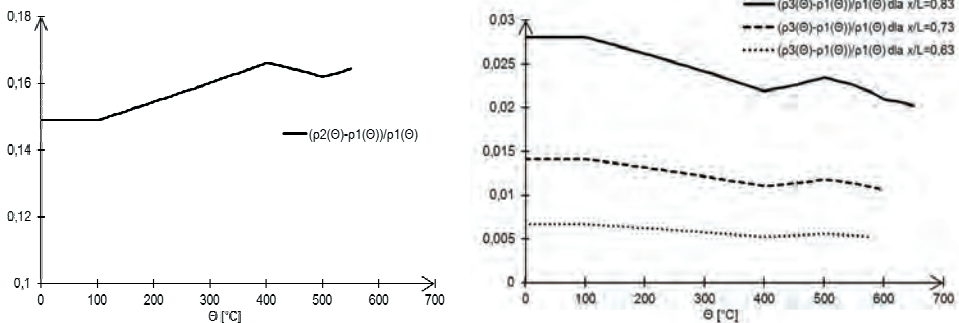
co ostatecznie daje:

$$\bar{\lambda}_{z,\Theta} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}}} = \frac{2\sqrt{3}L}{\pi b_f} \sqrt{\frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}}} \sqrt{\frac{f_y}{E_a}} \quad (22)$$

Smukłości λ_1 i λ_z odnoszą się do podstawowej sytuacji projektowej i temperatury pokojowej. Wyznacza się je w sposób tradycyjny. Współczynniki redukcyjne dla modułu sprężystości podłużnej $k_{E,\Theta}$ zebrano w [4].

5. Podsumowanie i wnioski

Wyniki otrzymane dla analizowanej na Rys. 2 belki z faldą sinusoidalną zestawiono na Rys. 3 w kontekście względnego przyrostu wyętwienia uzyskanego przy zastosowaniu kryterium stanu granicznego opisanego formułą (2) (po lewej) i formułą (3) (po prawej). Łatwo zauważyć, że normowe oszacowanie bazujące na czynniku ρ_2 i formule (2) jest znacznie bardziej ostrożne w stosunku do tego, które wynika z zastosowania czynnika ρ_3 i warunku (3). Pierwsze z nich dało bowiem około 16% przyrostu wyętwienia w relacji do czynnika ρ_1 , podczas gdy w drugim przypadku przyrost ten nie przekraczał 3%. Kryterium normowe trzeba zatem uznać za bezpieczne, choć wydaje się przeszacowane. Z drugiej strony warto zaznaczyć, że rozkład siły poprzecznej w belce swobodnie podpartej obciążonej w sposób równomierny jest tego typu, że generuje poprzeczne zastępcze obciążenie poziome o znikomych wartościach mierzonych w środku rozpiętości, przez co efektywny moment M_z^{fl} jest również odpowiednio mniejszy. Z tego względu w przekroju odpowiadającym $x/L = 0,5$ nie obserwuje się żadnego względnego przyrostu wyętwienia, co wynika bezpośrednio z Rys. 2. Znacząco istotniejszy efekt drugorzędowego zginania poprzecznego towarzyszyć będzie zatem sytuacji, w której siła poprzeczna w środku rozpiętości nie będzie zanikać.



Rys. 3 Względny przyrost wyętwienia belki w stosunku do tego, które określone było czynnikiem ρ_1 , z lewej – uzyskany po wykorzystaniu jako miarodajnego czynnika ρ_2 , z prawej – otrzymany w efekcie zastosowania proponowanej przez autorów formuły (3) i czynnika ρ_3 .

Kryterium nośności na zginanie nie jest jedynym warunkiem determinującym odporność ogniową pasów belki analizowanej w niniejszej pracy. Równie ważne jest sprawdzenie czy nie zagraża lokalna niestętność pasa ściskanego eksponowanego

ogniowo. Zagadnieniu temu należy poświęcić odrębne opracowanie. W tym miejscu zauważmy jedynie, że w ostatnim czasie zostały na tym polu opracowane odpowiednie modele analityczne, poddane krytycznej ocenie między innymi w pracach [11] i [12]. Jak dotąd nie uwzględniają one jednak scenariusza pożaru rozwiniętego.

6. Literatura

- 1 Elgaaly M., Seshadri A., Hamilton R.W., Bending strength of steel beams with corrugated webs, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123(6), 1997, str. 772-782,
- 2 Lindner J., Zur Bemessung von Trapezstegträgern, *Der Stahlbau*, 61(10), 1992, str. 311-318,
- 3 PN-EN 1993-1-5, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-5: Blachownice,
- 4 PN-EN 1993-1-2, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji na wypadek pożaru,
- 5 Abbas H.H., Sause R., Driver R.G., Simplified analysis of flange transverse bending of corrugated web I-girders under in-plane moment and shear, *Engineering Structures*, 29, 2007, str. 2816-2824,
- 6 Maślak M., Siła osiowa w belce z ograniczoną możliwością termicznego wydłużenia w wyjątkowej sytuacji pożaru, *Inżynieria i Budownictwo*, 7/2009, str. 406-408,
- 7 Abbas H.H., Sause R., Driver R.G., Behaviour of corrugated web I-girders under in-plane loads, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 132(8), 2006, str. 806-814,
- 8 Maślak M., Łukacz M., Normowa ocena nośności stalowych belek z falistym środkiem uogólniona na przypadek pożaru, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, 276, 2011, Seria „Budownictwo i Inżynieria Środowiska”, zeszyt 58 (3/11/II), str. 271-278,
- 9 Jiho Moon, Jong-Won Yi, Byung H. Choi, Hak Eun Lee, Lateral - torsional buckling of I girder with corrugated web under uniform bending, *Thin-Walled Structures*, 47, 2009, str. 21-30,
- 10 Samanta A., Mukhopadhyay M., Finite element static and dynamic analyses of folded plates, *Engineering Structures*, 21, 1999, str. 227-287,
- 11 Kuchta K., Niestateczność ściskanych pasów blachownic o faliście wyprofilowanych środkach, *Materiały XII Międzynarodowej Konferencji Naukowo – Technicznej „Konstrukcje Metalowe”*, ICMS, Wrocław, 2011, str. 162-171,
- 12 Pasternak H., Kubieniec G., Flange buckling of sinusoidally corrugated girders, *Materiały XII Międzynarodowej Konferencji Naukowo – Technicznej „Konstrukcje Metalowe”*, ICMS, Wrocław, 2011, str. 182-191.

Bending resistance of steel beams with corrugated web under fully developed fire

Mariusz Maślak¹, Krzysztof Kuchta¹, Marcin Łukacz¹

¹ *Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl, e-mail: kkuchta@pk.edu.pl*

³ *Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, PhD student, e-mail: marcinlukacz@gmail.com*

Abstract: More accurate design algorithm helpful in bending resistance evaluation of steel beams with corrugated web exposed to fully developed fire is presented and discussed in detail. The condition of fire resistance limit state is proposed to be determined by the interactive formula based on the consideration of biaxial bending in which the transverse out-of-plane bending phenomenon is the spatial effect of in-plane shear. Such an influence, usually neglected in formal models dealing with the persistent design situation, can become more significant under fire conditions, when the steel yield point decreases as a consequence of the flanges temperature growth. Dependence between the material temperature and the global instability factors is considered in the methodology proposed by the authors, especially with relation to the assessment of the adequate values of lateral –

torsional buckling coefficient as well as of flexural transverse buckling coefficient specified for the compressed flange. The conclusive safety condition should be supplemented by the additional interactive component in which the influence of the axial compression force is expressed, in the case when such internal force is induced in a considered beam as a result of thermal strains constraintment.

Keywords: resistance, stability, bending, corrugated web, fully developed fire, fire resistance.

Relacja moment – obrót w warunkach pożaru dla stalowego węzła rygiel – słup o znanej podatności

Mariusz Maślak¹, Małgorzata Snela²

¹ Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl

² Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: m.snela@pollub.pl

Streszczenie: Zaprezentowano uproszczony sposób tworzenia krzywych moment – obrót charakteryzujących podatność stalowego węzła rygiel – słup w pożarze rozwiniętym. Kształt poszukiwanej krzywej zmienia się z narastaniem temperatury elementów tworzących węzeł. Krzywą odniesienia jest analogiczna relacja określona w podstawowej sytuacji projektowej, przy pomocy klasycznej metody składnikowej. W pracy proponuje się zastąpienie tej relacji alternatywnymi formułami wynikającymi z zastosowania modelu Richarda – Abbotta lub z wykorzystania podejścia rekomendowanego w PN-EN 1993-1-8. W celu transformacji do warunków pożaru formułę początkową aproksymuje się łamaną, którą następnie przekształca się do postaci wynikowej, zależnej od założonej temperatury elementów stalowych. Dokonuje się tego stosując współczynniki $k_{y,\Theta}$ i $k_{E,\Theta}$ będące miarą względnej redukcji odpowiednio granicy plastyczności i modułu sprężystości podłużnej stali. W efekcie otrzymuje się pęk charakterystyk opisujących podatność badanego węzła, z których każda odpowiada innej założonej temperaturze materiału.

Słowa kluczowe: pożar, temperatura, podatność, obrót, węzeł, rygiel, słup.

1. Wprowadzenie

W klasycznych rozważaniach dotyczących szacowania odporności ogniowej stalowych ustrojów ramowych z reguły pomija się efekt malejącej z rosnącą temperaturą elementów sztywności węzłów. W pożarze rozwiniętym węzły, które dla podstawowej sytuacji projektowej były kształtowane jako nominalnie sztywne na skutek intensywnego nagrzewania stają się węzłami coraz bardziej podatnymi, co w znaczący sposób wpływa nie tylko na redystrybucję sił wewnętrznych ale również na efektywną stateczność konstrukcji nośnej. Oczywiście węzły modelowane jako w pełni przegubowe pozostają węzłami przegubowymi przez cały czas pożaru. Pewną próbę ilościowego oszacowania tego efektu pod kątem oceny jego wpływu na miarodajną temperaturę krytyczną ustroju, która może być traktowana jako obiektywna miara bezpieczeństwa w przypadku analizy odporności ogniowej konstrukcji stalowych, podjęli autorzy niniejszego opracowania w pracach [1,2]. Wykazano tam, że jego zupełne pominięcie w rozważaniach prowadzi do niebezpiecznych przeszacowań realnego poziomu bezpieczeństwa. Uwzględnienie zmieniającej się w czasie pożaru podatności węzła wymaga jednak skojarzenia charakteryzującej tę podatność relacji moment – obrót z temperaturą wchodzących w jego skład elementów stalowych. Poszukuje się zatem opracowanego dla danego węzła pęku miarodajnych charakterystyk, z których każda odpowiada innej założonej temperaturze stali. Z uwagi na to, że pojedyncza charakterystyka tego typu przypisana jest do jednoznacznie określonej stałej wartości temperatury otrzymane relacje moment – obrót nazywa się relacjami izotermicznymi. Będą one najbardziej wiarygodne jeśli zostaną wyznaczone doświadczalnie. Jak dotąd eksperymenty na tym polu, raportowane w literaturze przedmiotu [3, 4] i przeprowadzane w pełnej skali, są jeszcze bardzo nieliczne i ograniczone do wybranych typów węzłów. Dlatego tak ważne wydaje się opracowanie algorytmu postępowania pozwalającego na wyznaczenie poszukiwanych charakterystyk na podstawie znanej a priori analogicznej charakterystyki opisującej zachowanie się badanego węzła w podstawowej sytuacji

obliczeniowej, bez uwzględniania wpływów termicznych. Parametry tej charakterystyki wyznacza się z reguły w oparciu o algorytm klasycznej metody składnikowej. Celem niniejszej pracy jest przedstawienie kolejnych kroków prowadzących do uzyskania poszukiwanych krzywych.

2. Relacja moment – obrót w podstawowej sytuacji obliczeniowej

Zastosowanie podejścia opartego na metodzie składnikowej pozwala na oszacowanie początkowej sztywności $S_{1,20}$ oraz skojarzonego z tą sztywnością granicznego obrotu węzła $\phi_{1,20}^y$ z zależności (dolny indeks 20 należy wiązać z temperaturą elementów łączonych w rozpatrywanym węźle na poziomie $20^{\circ}C$, co w założeniu autorów odpowiada temperaturze pokojowej):

$$S_{1,20} = S_{1,ini} = \frac{E_{20}z^2}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}} \quad \phi_{1,20}^y = \frac{M_{1,20}^y}{S_{1,20}} \quad (1)$$

w których E_{20} jest modułem sprężystości podłużnej stali, natomiast z ramieniem efektywnego momentu zginającego węzeł. Moment $M_{1,20}^y$ jest przy tym granicznym momentem plastycznym wyznaczonym dla sztywności $S_{1,20}$. Współczynniki k_i są tu miarą podatności i-tego składnika węzła, w tym w szczególności: ścinanego średnika słupa, ściskanych – średnika słupa, pasa i średnika rygla, zginanego pasa słupa i blachy czołowej rygla, rozciąganych – średnika słupa, średnika rygla i śrub w połączeniu doczołowym rygla ze słupem. Podatność poszczególnych składników modelują zastępcze sprężyny, których wynikowy rozstaw determinuje wielkość z . Sztywność początkowa nie wystarcza jednak do pełnego opisu zachowania się węzła pod obciążeniem. Pożądane jest utworzenie charakterystyki odtwarzającej potencjalne sprężysto – plastyczne zachowanie węzła. Przyjmuje się wtedy, że zmiana kąta nachylenia tej charakterystyki względem osi poziomej na wykresie moment – obrót następuje każdorazowo po osiągnięciu granicy plastyczności w kolejnej sprężynie modelującej wpływ kolejnego składnika węzła. W efekcie następujących po sobie uplastycznień, po uplastycznieniu $s+1$ składnika węzła, zachodzi (Rys. 1):

$$\phi_{s,20}^y = \frac{M_{s,20}^y}{S_{s,20}} \quad \text{oraz} \quad \bar{\phi}_{s+1,20}^y = \phi_{s+1,20}^y - \phi_{s,20}^y \quad (2)$$

co daje:

$$\bar{S}_{s+1,20} = \frac{M_{s+1,20}^y - M_{s,20}^y}{\bar{\phi}_{s+1,20}^y} \Rightarrow \bar{\phi}_{s+1,20}^y = \frac{M_{s+1,20}^y - M_{s,20}^y}{\bar{S}_{s+1,20}} \quad (3)$$

a zatem:

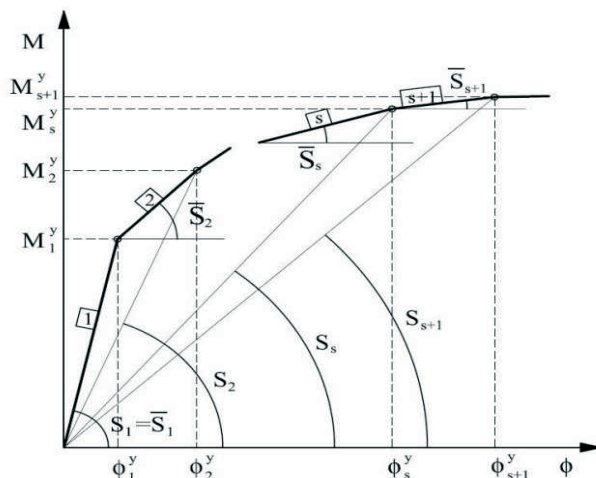
$$S_{s+1,20} = \frac{M_{s+1,20}^y}{\phi_{s+1,20}^y} = \frac{M_{s+1,20}^y}{\phi_{s,20}^y + \bar{\phi}_{s+1,20}^y} \quad (4)$$

W rezultacie, przy $s = 1, \dots, n$, formuły (1) przekształcają się do postaci:

$$\bar{S}_{s+1} = \frac{E_{20}z^2}{\left(\sum_{i=1}^s \frac{1}{k_i^{pl}} + \sum_{i=s+1}^n \frac{1}{k_i^{el}} \right)} \quad (5)$$

$$\bar{\phi}_{s+1,20}^y = \frac{(M_{s+1,20}^y - M_{s,20}^y)}{E_{20}z^2} \left(\sum_{i=1}^s \frac{1}{k_i^{pl}} + \sum_{i=s+1}^n \frac{1}{k_i^{el}} \right) \quad (6)$$

Zręby takiego rekurencyjnego podejścia podano w pracach [5, 6].



Rys. 1. Zależność moment – obrót określona dla węzła w podstawowej sytuacji obliczeniowej.

3. Transformacja zależności moment – obrót do wyjątkowej sytuacji obliczeniowej pożaru rozwiniętego

W pożarze rozwiniętym na skutek ekspozycji ogniowej redukcji ulega zarówno granica plastyczności stali jak i określony dla tego materiału moduł sprężystości podłużnej. Stopień tej redukcji wyrażają współczynniki zaczerpnięte z normy PN-EN 1993-1-2 [7], odpowiednio $k_{y,\Theta}$ i $k_{E,\Theta}$. Uogólnienie podejścia opisanego zależnościami (1) do (6) daje zatem:

$$S_{1,\Theta} = \frac{k_{E,\Theta} E_{20} z^2}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}} = k_{E,\Theta} S_{1,20} \quad \text{czyli również} \quad S_{s,\Theta} = k_{E,\Theta} S_{s,20} \quad (7)$$

Ponadto, jeśli siła w pojedynczej zastępczej sprężynie wynosi $F_{i,\Theta}$, a po sprowadzeniu całego złożonego układu sprężyn do pary sił, ściskającej i rozciągającej, wartość ta zamienia się na $F_{r,\Theta}$, to zachodzi:

$$M_{\Theta} = F_{r,\Theta} z = k_{y,\Theta} M_{20} \quad \text{oraz} \quad F_{i,\Theta}^y = k_{y,\Theta} F_{i,20}^y \quad (8)$$

a zatem także:

$$M_{s,\Theta}^y = k_{y,\Theta} M_{s,20}^y \quad (9)$$

Stąd:

$$\phi_{1,\Theta}^y = \frac{M_{1,\Theta}^y}{S_{1,\Theta}} = \frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}} \phi_{1,20}^y \quad \text{i} \quad \phi_{s,\Theta}^y = \frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}} \phi_{s,20}^y \quad \text{więc} \quad \bar{\phi}_{s+1,\Theta}^y = \phi_{s+1,\Theta}^y - \phi_{s,\Theta}^y \quad (10)$$

W konsekwencji:

$$\bar{S}_{s+1,\Theta} = \frac{M_{s+1,\Theta}^y - M_{s,\Theta}^y}{\bar{\phi}_{s+1,\Theta}^y} \Rightarrow \bar{\phi}_{s+1,\Theta}^y = \frac{M_{s+1,\Theta}^y - M_{s,\Theta}^y}{\bar{S}_{s+1,\Theta}} \quad (11)$$

$$S_{s+1,\Theta} = \frac{M_{s+1,\Theta}^y}{\phi_{s+1,\Theta}^y} = \frac{k_{y,\Theta} M_{s+1,20}^y}{\phi_{s,\Theta}^y + \bar{\phi}_{s+1,\Theta}^y} \quad \text{oraz} \quad S_{s+1,\Theta} = k_{E,\Theta} S_{s+1,20} \quad (12)$$

Czyli:

$$\bar{S}_{s+1,\Theta} = \frac{k_{E,\Theta} E_{20} z^2}{\left(\sum_{i=1}^s \frac{1}{k_i^{pl}} + \sum_{i=s+1}^n \frac{1}{k_i^{el}} \right)} = k_{E,\Theta} \bar{S}_{s+1,20} \quad (13)$$

$$\bar{\phi}_{s+1,\Theta}^y = \frac{k_{y,\Theta} (M_{s+1,20}^y - M_{s,20}^y)}{k_{E,\Theta} E_{20} z^2} \left(\sum_{i=1}^s \frac{1}{k_i^{pl}} + \sum_{i=s+1}^n \frac{1}{k_i^{el}} \right) \quad (14)$$

Jak widać, zmiana sztywności węzła w warunkach pożaru jest proporcjonalna do stopnia redukcji modułu sprężystości podłużnej stali. Z drugiej strony przenoszony moment zginający maleje proporcjonalnie do redukcji granicy plastyczności materiału. W efekcie powyższych zależności obrót w węźle zależy od wzajemnego stosunku obu wyżej wymienionych współczynników redukcyjnych.

4. Relacja pomiędzy siłą i przemieszczeniem w pożarze

Ustalenie parametrów opisujących podatność pojedynczego składnika węzła w warunkach pożaru, czyli równocześnie parametrów zastępczej sprężyny modelującej jego oddziaływanie w globalnym bilansie oddziaływań, musi uwzględniać sprężysto – plastyczny charakter pracy. Z tego względu dla i -tego składnika węzła zakłada się dwuliniową zależność siła – przemieszczenie (Rys. 2). Pozwala to rozróżnić sztywność:

$$K_{i,\Theta}^{el} = k_{E,\Theta} K_{i,20}^{el} \quad (15)$$

adekwatną do pracy w zakresie sprężystym, gdy $F^* < F_{i,\Theta}^y$, oraz sztywność:

$$K_{i,\Theta}^{pl} = k_{E,\Theta} K_{i,20}^{pl} \quad (16)$$

stosowaną do opisu odpowiedzi sprężyny w zakresie pozasprężystym, gdy $F^{**} \geq F_{i,\Theta}^y$. W pierwszym przypadku zachodzi:

$$\Delta_{i,\Theta}(F^*) = \Delta_{i,\Theta}^* = \frac{F^*}{K_{i,\Theta}^{el}} = \frac{F^*}{k_{E,\Theta} K_{i,20}^{el}} = \frac{1}{k_{E,\Theta}} \Delta_{i,20}(F^*) \quad (17)$$

przy czym:

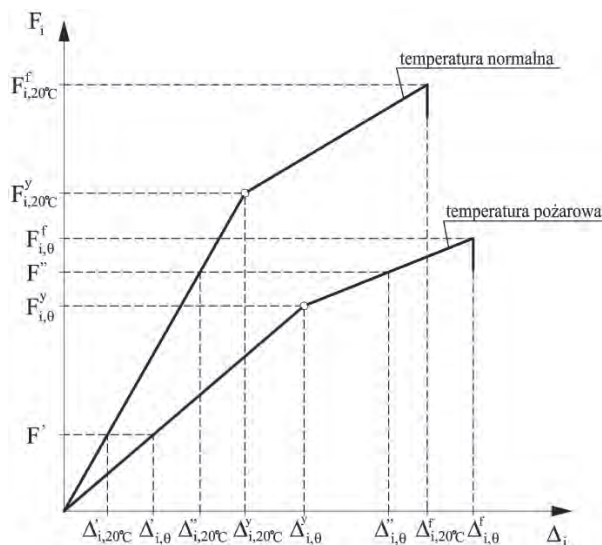
$$\Delta_{i,\Theta}^y = \frac{F_{i,\Theta}^y}{K_{i,\Theta}^{el}} = \frac{k_{y,\Theta}}{k_{E,\Theta}} \Delta_{i,20}^y \quad (18)$$

w drugim natomiast:

$$\Delta_{i,\Theta}(F^{**}) = \Delta_{i,\Theta}^{**} = \Delta_{i,\Theta}^y + \frac{1}{k_{E,\Theta}} \frac{F^{**} - F_{i,\Theta}^y}{K_{i,20}^{pl}} = \Delta_{i,\Theta}^y + \frac{1}{k_{E,\Theta}} \frac{\Delta_{i,20}^f - \Delta_{i,20}^y}{F_{i,20}^f - F_{i,20}^y} (F^{**} - F_{i,\Theta}^y) \quad (19)$$

Łatwo zauważyć, że przyrost przemieszczenia pod zadaną siłą jest w warunkach pożaru odwrotnie proporcjonalny do stopnia redukcji modułu sprężystości podłużnej. Trzeba również zwrócić uwagę na to, że zmianie ulega granica definiująca sprężysty zakres

pracy badanego składnika węzła. Zależy ona bowiem od wzajemnego stosunku obydwu zdefiniowanych wcześniej współczynników redukcyjnych. Górny indeks f w zależności (19) należy kojarzyć ze zniszczeniem elementu (failure).



Rys. 2 Zależność siła – przemieszczenie w podstawowej sytuacji projektowej i w warunkach pożaru.

5. Wykorzystanie zastępczych nieliniowych charakterystyk moment - obrót

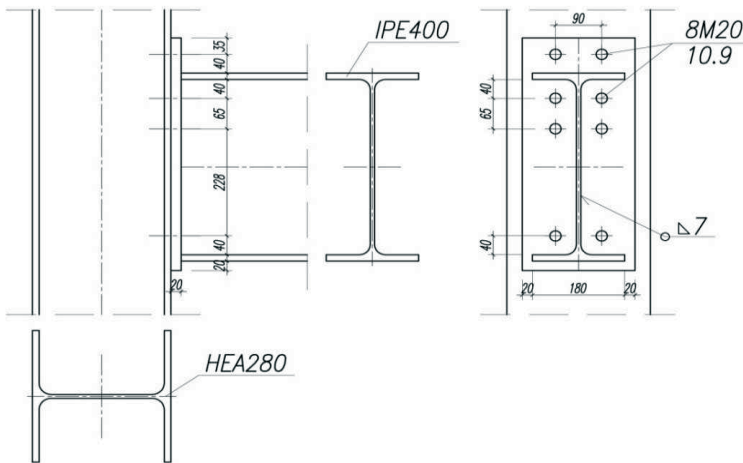
W zaprezentowanym powyżej podejściu punktem wyjścia do tworzenia charakterystyk moment – obrót specyfikowanych dla sytuacji pożaru była analogiczna charakterystyka opracowana dla tego samego węzła przy założeniu podstawowej sytuacji obliczeniowej. Ta charakterystyka odniesienia miała kształt łamanej, w której skokowe zmiany kąta nachylenia do osi poziomej wykresu moment – obrót wynikały z kolejno następującego uplastyczniania kolejnych składników węzła. Taki tok obliczeń, postulujący szczegółową obserwację zachowania się poszczególnych składników węzła przy narastającej temperaturze łączonych elementów, pod kątem badania czy pracują nadal w zakresie sprężystym, wydaje się żmudny i pracochłonny. Z tego względu autorzy niniejszej pracy sugerują posłużenie się na tym polu inną krzywą odniesienia, wynikającą z zastosowania odpowiedniego modelu formalnego, opisującego w sposób uproszczony zachowanie się węzła pod obciążeniem. Spośród wielu dostępnych do szczegółowej analizy wybrano klasyczny model Richarda – Abbotta, dla którego zależność moment – obrót opisana jest formułą [8]:

$$\phi = \frac{M}{S_{j,ini} \left[1 - \left(\frac{M}{M_{j,R}} \right)^c \right]^{1/c}} \quad (20)$$

gdzie: $c = 1,216$ gdy $\log(\phi) \leq -2,81$ i $c = 1,73 \log(\phi) + 6,077$ gdy $\log(\phi) > -2,81$. Wielkość $M_{j,R}$ jest miarą nośności węzła natomiast \bar{M} działającym na ten węzeł momentem zginającym. W celach porównawczych, zastosowano podejście normowe, postulowane w przepisach PN-EN 1993-1-8 [9], dla którego zachodzi:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_{i=1}^n k_i} \quad (21)$$

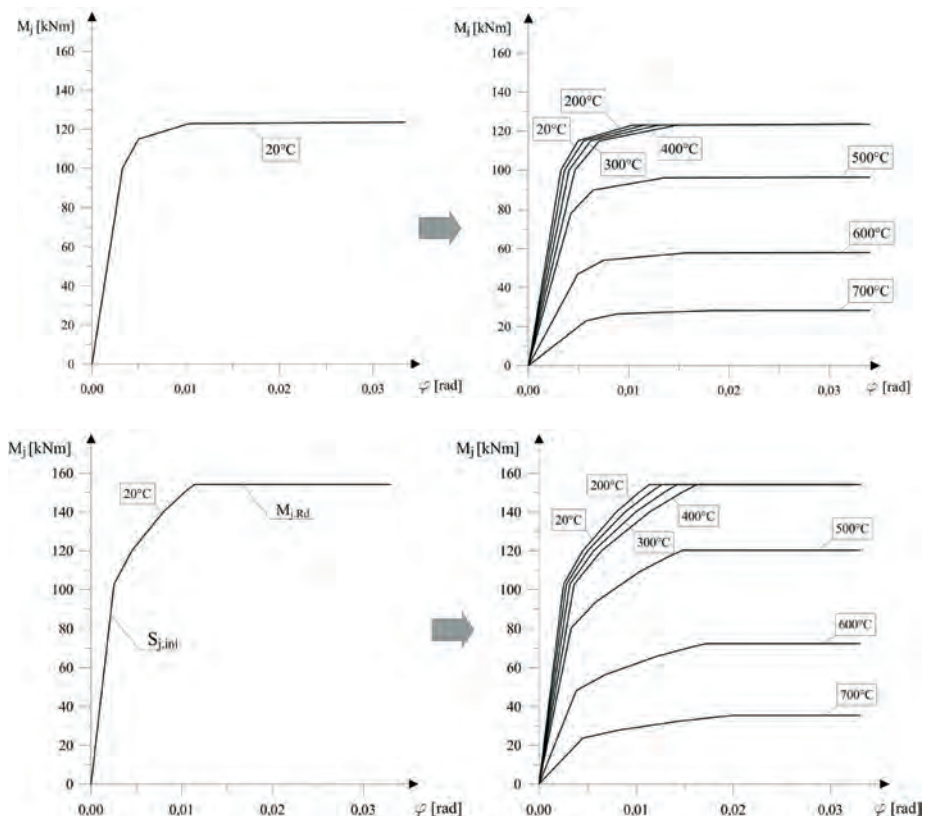
przy czym w przypadku węzła na śruby, z blachą czołową, który rozpatruje się w przykładzie prezentowanym poniżej mamy: $\mu = 1,0$ gdy $M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3}M_{j,Rd}$ oraz $\mu = \left(\frac{1,5M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7}$ gdy $\frac{2}{3}M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$. Symbole $M_{j,Ed}$ i $M_{j,Rd}$ oznaczają wartości obliczeniowe odpowiednio momentu zginającego węzeł i nośności węzła.



Rys. 3 Charakterystyka węzła rygiel – słup, dla którego specyfikowano zależności moment – obrót kojarzone z narastającą temperaturą elementów.

Proponuje się wyznaczenie sztywności początkowej węzła w podstawowej sytuacji obliczeniowej poprzez analizę możliwych mechanizmów zniszczenia, zgodnie z kanonami klasycznej metody składnikowej. W punkcie, w którym na wykresie moment – obrót prosta wyznaczona przez tę sztywność przetnie krzywą odniesienia dokonuje się korekty sztywności zmieniając kąt nachylenia tworzonej łamanej. Po tej zmianie da ona następny punkt przecięcia, co wymusi kolejną korektę sztywności. W ten sposób, sterując przyrostami obrotu węzła, w kolejnych krokach dokonuje się odpowiedniej korekty jego sztywności, tak aby utworzona łamana aproksymowała od dołu początkową krzywą moment – obrót wyznaczoną z przyjętego a priori modelu formalnego. Łamana ta jest w konsekwencji traktowana jako łamana odniesienia, prezentowana wcześniej na Rys. 1 niniejszej pracy, może więc być transformowana na przypadek pożaru rozwiniętego, tak jak to opisano w rozdziale 3. Dalszy tok postępowania jest analogiczny do tego, który został przedstawiony powyżej.

Proponowany algorytm obliczeniowy został zweryfikowany na przykładzie węzła prezentowanego na Rys. 3. Na Rys. 4 w górnej parze pokazano charakterystyki uzyskane dla poszczególnych wartości temperatury elementów stalowych przy założeniu modelu Richarda – Abbotta, w dolnej parze natomiast analogiczne charakterystyki wynikające z wykorzystania podejścia rekomendowanego w przepisach PN-EN 1993-1-8.



Rys. 4 Charakterystyki moment – obrót uzyskane dla warunków pożaru przy założeniu jako krzywej odniesienia relacji wynikającej z zastosowania modelu Richarda – Abbotta (u góry) i podejścia rekomendowanego w przepisach PN-EN 1993-1-8 (na dole). Z lewej – krzywa odniesienia, z prawej - uzyskane charakterystyki podatności węzła.

6. Uwagi końcowe

Jak widać zastosowanie podejścia proponowanego przez autorów i wykorzystanie jako krzywych odniesienia uproszczonych charakterystyk moment – obrót wynikających z przyjęcia do analizy odpowiedniego modelu formalnego pozwala na skuteczne wyprowadzenie analogicznych relacji kojarzonych z wyjątkową sytuacją obliczeniową pożaru rozwinętego. Wiarygodność tak otrzymanych zależności jest w oczywisty sposób warunkowana wiarygodnością charakterystyki wybranej do opisu zachowania się węzła w podstawowej sytuacji obliczeniowej. Zwróćmy uwagę na istotne różnice ilościowe pomiędzy charakterystykami pokazanymi na Rys. 4. W obydwu przypadkach widać jednak, że podatność węzła narasta w małym stopniu przy temperaturze elementów nie przekraczającej 400°C . W takiej temperaturze maleje co prawda moduł sprężystości podłużnej stali, nie zaznacza się jednak jeszcze żadna redukcja jej granicy plastyczności. W temperaturze wyższej, gdy stal ulega już znacznemu osłabieniu, przyrost podatności węzła jest wyraźnie szybszy. Porównanie krzywych otrzymanych dla sytuacji pożaru z początkową krzywą odniesienia pozwala na ocenę istotności wpływu zmiany sztywności węzła, na ogół pomijanego w rozważaniach, na wynikowe oszacowanie odporności ogniowej ramy. Trzeba jednak wyraźnie zaznaczyć, że proponowana metodyka obliczeń jest jedynie podejściem uproszczonym. Na obecnym etapie badań można już bowiem pokusić się o odpowiednie uogólnienie klasycznej metody składnikowej, w którym poszczególne potencjalne schematy zniszczenia będą rozpatrywane z uwzględnieniem

specyfikacji warunków pożarowych. Szczegółowe omówienie tej tematyki to jednak zadanie na osobne opracowanie, znacznie bardziej obszerne i złożone.

Literatura

- 1 Maślak M., Snela M. Temperatura krytyczna ramy stalowej z malejącą w pożarze sztywnością węzłów, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, Nr 283, 2012, Seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska, zeszyt 59 (3/12/II), str. 241-248.
- 2 Maślak M., Snela M. Influence of increasing joint flexibility on critical temperature of steel frame in fire, *Zbiriak Naukowych Prac Ukraińskiego Instytutu Stalowych Konstrukcji imieni W. M. Szimanowskiego*, Wipusk 9/2012, Wydawnictwo "Stal", Kijów, Ukraina, str. 204-217.
- 3 Al-Jabri K.S., Davison J.B., Burgess I.W. Performance of beam-to-column joints in fire – a review. *Fire Safety Journal*, 43, 2008.
- 4 Maślak M., Litwin – Snela M. Podatność stalowego węzła belka – słup w temperaturze pożarowej, *Inżynieria i Budownictwo*, 8/2010, str. 441-445.
- 5 Simões da Silva L., Giraõ Coelho A. A ductility model for steel connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 57, (2001), 45-70.
- 6 Simões da Silva L., Santiago A., Vila Real P. A component model for the behavior of steel joints at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, 57, (2001), 1169-1195
- 7 PN-EN 1993-1-2 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-2. Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji na wypadek pożaru.
- 8 Bródka J., Kozłowski A. (red.). Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych, tom 1, Polskie Wydawnictwa Techniczne, Rzeszów, 2009.
- 9 PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-8. Projektowanie węzłów.

Moment – rotation dependence under fire conditions for steel beam-to-column joint with known flexibility

Mariusz Maślak¹, Małgorzata Snela²

¹ *Department of Building Materials and Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: mmaslak@pk.edu.pl*

² *Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ma.snela@gmail.com*

Abstract: Simplified methodology helpful in a reliable specification of moment - rotation dependences characterizing the steel beam-to-column joint flexibility under fully developed fire conditions is presented and discussed in detail. The shape of identified dependences changes with the temperature increase of the members connected in the considered joint. The analogous relation, known a priori and determined for examined joint being under persistent design situation, is adopted as the reference dependence specified on the basis of the classical component approach. In the presented paper the alternative calculation technique, recommended by the authors in this field, deals with the replacement of such reference relation by another one resulted from the use of Richard – Abbott formal model. Furthermore, the additional approach, taken from the standard PN-EN 1993-1-8, is examined for comparative purposes. To transform such input dependence, related to the room member temperature, into the case of fully developed fire scenario it is firstly approximated by suitable segmental curve and afterwards the relative reduction ratios referring to the steel elasticity modulus as well as to the steel yield point, the joint is made of, are taken into consideration. As a result, a number of the requested relations is obtained, differentiated dependently on the assumed member temperature.

Keywords: fire, temperature, flexibility, rotation, joint, beam, column.

Wpływ osiadania fundamentu na wybraną konstrukcję masztu

Monika Matuszkiewicz¹

¹ *Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Inżynierii Lądowej, Środowiska i Geodezji, Politechnika Koszalińska, e-mail: m.mat@wilsig.tu.koszalin.pl*

Streszczenie: W pracy, na przykładzie pewnej realnej konstrukcji masztu o trzonie kratowym, przeprowadzono analizę wpływu osiadania fundamentu centralnego masztu na stan sił i przemieszczeń w maszcie. Obliczenia przeprowadzono dla stanu wstępnego sprzężenia i obciążenia konstrukcji wiatrem. Na podstawie uzyskanych wyników obliczeń statycznych sformułowano pewne uwagi i wnioski końcowe, które mogą znaleźć zastosowanie w praktycznym projektowaniu masztów.

Słowa kluczowe: maszt z odciągami, trzon kratowy, osiadanie fundamentu

1. Wprowadzenie

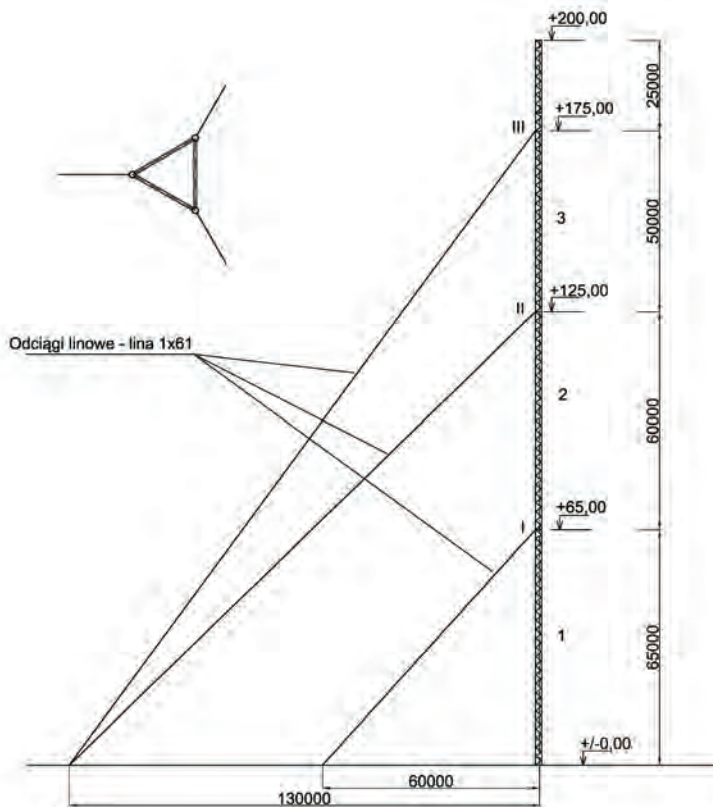
Zgodnie z zaleceniami normy [1], w uzasadnionych przypadkach należy uwzględnić w projektowaniu masztów oddziaływania spowodowane osiadaniami fundamentów. Oddziaływania te mogą mieć znaczenie w sytuacjach, gdy osiadanie podstawy trzonu masztu i fundamentów odciągów jest zróżnicowane. Ma to często miejsce, gdy projektuje się masywne, skrzyniowe fundamenty pod odciaży, których ciężar niweluje wypadkową siłę wyrwywającą od zakotwionych lin.

Osiadanie jest wynikiem między innymi procesów konsolidacyjnych zachodzących w gruncie pod wpływem zewnętrznego obciążenia. W gruntach niespoistych proces osiadania pod wpływem ciężaru własnego konstrukcji praktycznie przebiega w czasie budowy i z końcem budowy osiąga wartość końcową. Uregulowanie zatem odpowiednich (założonych na etapie projektowania) sił wstępnego napięcia odciągów masztu następuje już po tym procesie. W gruntach spoistych, w których ze względu na małą przepuszczalność utrudniony jest odpływ wody z przestrzeni porowych, proces konsolidacji może być bardzo powolny i długi, a pełną konsolidację gruntu osiąga się nawet po kilkunastu latach. W takim przypadku może okazać się, że założone wartości sił napinających odciaży są po pewnym czasie od zakończenia budowy nieaktualne, a spadek sił w odciągach zmienia sztywności podpór sprężystych w trzonie masztu, co wpływa na zachowanie całej konstrukcji. W pracy, na przykładzie pewnego masztu, przeanalizowano wpływ osiadania podstawy masztu na stan sił i przemieszczeń konstrukcji masztu.

2. Analiza porównawcza

2.1. Opis konstrukcji masztu

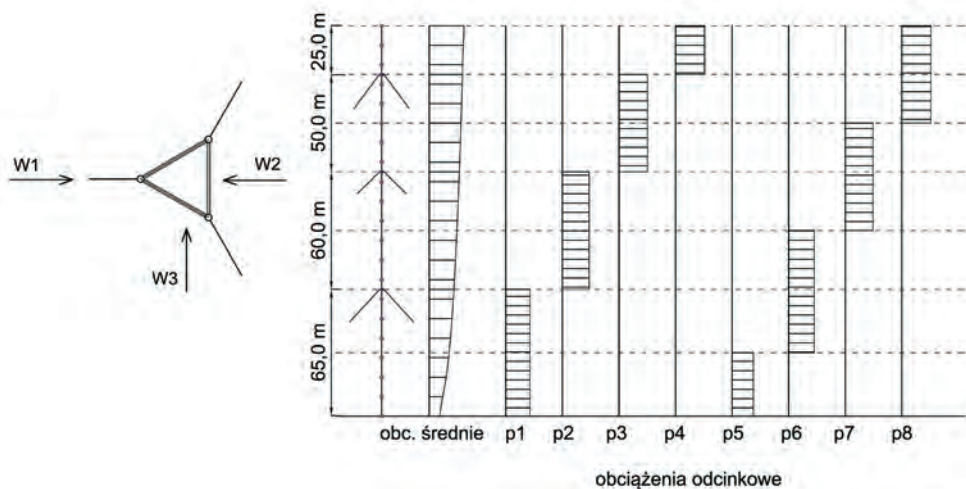
Trzon masztu wysokości 200 m zaprojektowano w postaci stalowej, trójściennej kratownicy przestrzennej o szerokości boku $a = 2,0$ m (rys. 1). Krawężniki zaprojektowano z rur $\emptyset 168,3/12,5$ mm, a skratowanie z rur $\emptyset 76,1/4,0$ mm. Linowe odciaży, zamocowane na poziomach 65,0 m, 125,0 m i 175,0 m, są zaprojektowane z lin średnicy $\emptyset 32$ mm o konstrukcji 1 x 61, wytrzymałości $R_r = 1570$ MPa i minimalnej sile zrywającej równej 823,0 kN. Wartości sił wstępnego napięcia odciągów na wszystkich poziomach są jednakowe i wynoszą 75 kN (zgodnie z [1] – nie przekraczają 10% wartości siły zrywającej odciaży). Trzon masztu został podzielony na segmenty montażowe długości 10,0 m łączone doczołowo na śruby wysokiej wytrzymałości.



Rys. 1. Schemat masztu

2.2. Oddziaływania

W obliczeniach uwzględniono ciężar własny konstrukcji, pominięto natomiast, ze względu na uproszczenie obliczeń, obciążenia związane z wyposażeniem masztu. Lokalizację masztu przyjęto w 2. strefie obciążenia wiatrem zgodnie z [2], na terenie kategorii II. Bazowa wartość ciśnienia prędkości wiatru dla strefy 2. wynosi $0,42 \text{ kN/m}^2$. Maszt został zakwalifikowany do 2. klasy niezawodności, stąd współczynniki częściowe od obciążeń przyjęto o wartościach $\gamma_G = 1,1$ dla obciążeń stałych i $\gamma_W = 1,4$ dla obciążenia wiatrem. Schemat obciążenia wiatrem konstrukcji masztu przyjęty zgodnie z [1], przedstawiono na rys. 2. Schemat ten składa się z dwóch rodzajów obciążenia: z obciążenia średniego na całej wysokości masztu oraz – dodatkowo – z tzw. obciążeń odcinkowych działających tylko na pewne fragmenty masztu.



Rys. 2. Schematy i kierunki obciążenia wiatrem masztu zgodnie z [1]

2.3. Obliczenia statyczne

Obliczenia przeprowadzono przy wykorzystaniu programu Mast, opisanego w [3]. Zastosowano globalną analizę sprężystą według teorii II rzędu, z uwzględnieniem nieliniowych właściwości odciałów. Kratowy trzon masztu zastąpiono w obliczeniach numerycznych pełnościennym prętem o odpowiednich charakterystykach geometryczno-wytrzymałościowych, z uwzględnieniem podatności na ściskanie, zginanie, ścinanie i skręcanie. Zakres obliczeń obejmował analizę statyczną konstrukcji w stanie wstępnego sprężenia oraz w stanie obciążenia wiatrem. Ze względu na dużą prędkość obliczeń uwzględniono tylko kierunek obciążenia wiatrem W2, dla którego konstrukcja ma najmniejszą sztywność (rys. 2). W obu stanach obciążenia konstrukcji przeprowadzono obliczenia z uwzględnieniem następujących wartości osiadania fundamentu trzonu masztu: $w = 0$ cm (brak osiadań), $w = 1$ cm, $w = 2$ cm, $w = 3$ cm, $w = 5$ cm i $w = 10$ cm.

W obliczeniach masztu od obciążenia wiatrem zastosowano procedurę wyznaczania ekstremalnych sił wewnętrznych w elementach konstrukcji masztu zgodnie z [1]. Procedura ta jest dość skomplikowana i polega na obliczeniu masztu od średniego obciążenia wiatrem i szeregu kombinacji tego obciążenia z kolejnymi obciążeniami odcinkowymi (por. np. [4]).

2.4. Wyniki obliczeń

Obliczenia przeprowadzono osobno dla stanów granicznych nośności i użyteczności. Poniżej zestawiono uzyskane ekstremalne wartości sił wewnętrznych w elementach konstrukcji masztu: w tab. 1 i 2 wartości sił podłużnych w przęsłach trzonu masztu w stanie wstępnego sprężenia i obciążenia wiatrem, w tab. 3 i 4 wartości momentów zginających w trzonie masztu w sytuacji obciążenia wiatrem – odpowiednio momenty przęsłowe i podporowe, a w tab. 5 i 6 podano wartości sił w odciałach masztu w stanie wstępnego sprężenia i w stanie obciążenia wiatrem.

Tablica 1. Wartości sił podłużnych [kN] w przęsłach trzonu masztu w stanie wstępnego sprężenia

Przęsło	Wartości osiadań fundamentu trzonu masztu [cm]					
	$w = 0$	$w = 1$	$w = 2$	$w = 3$	$w = 5$	$w = 10$
1	-1112,0	-990,4	-969,6	-949,8	-913,7	-845,4
2	-688,3	-680,3	-672,5	-665,0	-650,7	-618,9
3	-373,7	-369,5	-365,4	-361,5	-353,9	-337,0

Tablica 2. Wartości sił podłużnych [kN] w przęsłach trzonu masztu w stanie obciążenia wiatrem – kierunek działania wiatru W2

Przęsło	Wartości osiadań fundamentu trzonu masztu [cm]					
	w = 0	w = 1	w = 2	w = 3	w = 5	w = 10
1	-1121,5	-1110,9	-1101,3	-1092,8	-1076,8	-1046,7
2	-787,2	-784,9	-782,6	-780,7	-777,8	-779,5
3	-455,9	-456,8	-457,6	-458,7	-461,3	-472,7

Tablica 3. Wartości momentów zginających [kNm] w trzonie masztu – momenty przęsłowe (kierunek działania wiatru W2)

Przęsło	Wartości osiadań fundamentu trzonu masztu [cm]					
	w = 0	w = 1	w = 2	w = 3	w = 5	w = 10
1	-630,7	-641,5	-655,2	-670,1	-700,3	-782,8
2	-579,9	-598,6	-616,9	-636,4	-676,8	-791,1
3	634,6	654,4	671,6	689,1	727,1	830,9

Tablica 4. Wartości momentów zginających [kNm] w trzonie masztu – momenty podporowe w miejscach zamocowania odciągów (kierunek działania wiatru W2)

podpora	Wartości osiadań fundamentu trzonu masztu [cm]					
	w = 0	w = 1	w = 2	w = 3	w = 5	w = 10
I	514,7	496,7	477,7	459,5	426,9	349,8
II	788,6	809,9	828,5	848,3	1107,8	1027,6
III	528,4	528,7	530,5	532,5	537,3	549,7

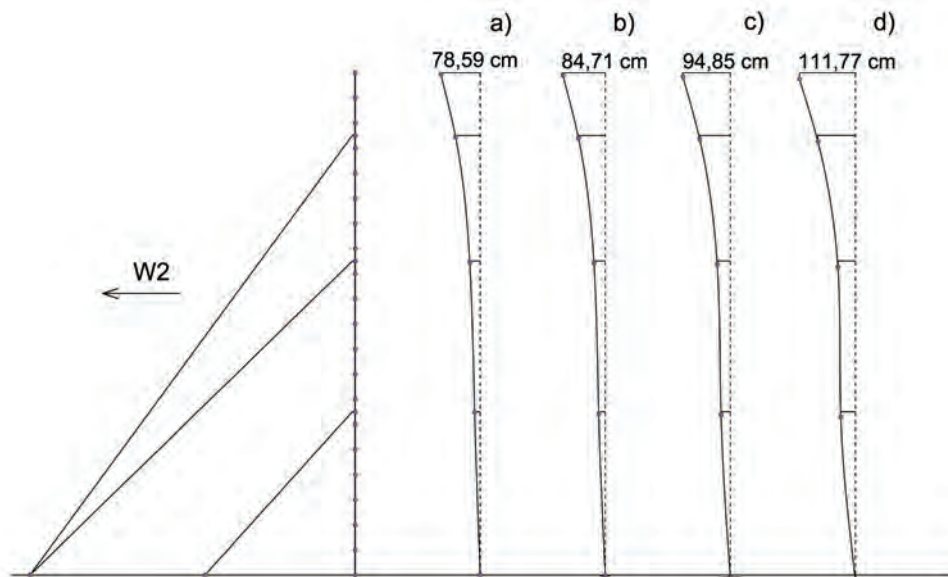
Tablica 5. Maksymalne wartości sił [kN] w odciągach masztu w stanie wstępnego sprzężenia

Poziom odciągów	Wartości osiadań fundamentu trzonu masztu [cm]					
	w = 0	w = 1	w = 2	w = 3	w = 5	w = 10
I	76,2	70,1	64,3	58,7	48,9	32,5
II	77,7	75,9	74,1	72,4	69,2	62,1
III	79,7	77,9	76,3	74,6	71,5	64,5

Tablica 6. Maksymalne wartości sił [kN] w odciągach masztu w w stanie obciążenia wiatrem – kierunek działania wiatru W2

Poziom odciągów		Wartości osiadań fundamentu trzonu masztu [cm]					
		w = 0	w = 1	w = 2	w = 3	w = 5	w = 10
I	Odciąg nawietrzny	139,1	139,1	139,8	140,5	141,5	142,5
	Odciąg zawietrzny	73,1	62,4	52,4	43,9	32,1	20,1
II	Odciąg nawietrzny	130,1	129,0	128,2	127,2	125,6	121,8
	Odciąg zawietrzny	64,9	62,4	59,7	56,9	51,6	40,8
III	Odciąg nawietrzny	166,5	166,4	165,9	165,6	165,0	164,7
	Odciąg zawietrzny	49,1	52,1	50,4	48,0	44,5	46,5

Uzyskane na podstawie obliczeń numerycznych wartości przemieszczeń trzonu masztu w stanie obciążenia wiatrem przedstawiono w formie graficznej na rys. 3.



Rys. 3. Przesunięcia trzonu masztu od obciążenia wiatrem i pionowego osiadania fundamentu: a) $w = 0$, b) $w = 2$ cm, c) $w = 5$ cm, d) $w = 10$ cm

3. Uwagi i wnioski końcowe

Na podstawie przeprowadzonej analizy wpływu osiadania fundamentu centralnego masztu na stan sił i przemieszczeń konstrukcji można stwierdzić, że już stosunkowo nieduże wartości przemieszczeń pionowych trzonu masztu powodują znaczące spadki sił wstępnego napięcia odciągów i tym samym wpływają na zmniejszenie sztywności podpór sprężystych trzonu masztu. Można przy tym zauważyć, że im niższy poziom zamocowania odciągów, tym bardziej znaczące są w nich spadki sił. Przykładowo, obliczone dla stanu wstępnego sprężenia maksymalne wartości sił w odciągach najwyższych, po uwzględnieniu osiadania fundamentu $w = 3$ cm, zmniejszyły się od 79,7 kN do 74,6 kN (około 6,5 %), podczas gdy wartości sił w odciągach najniższych zmniejszyły się aż o 23 % (z 76,2 kN do 58,7 kN). Osiadanie fundamentu o wartości 5 cm powoduje oczywiście jeszcze większy spadek sił wstępnego napięcia, który dla najniższego odciągu wyniósł ponad 35 %. Przy dodatkowym obciążeniu wiatrem uwzględnienie osiadania fundamentu ma wpływ na wzrost przede wszystkim momentów przęsłowych w trzonie masztu. Przykładowo, przy osiadaniu fundamentu o wartości 3 cm procentowy wzrost momentów zginających w przęsłach trzonu masztu, w stosunku do obliczeń nieuwzględniających tego osiadania, wynosi ponad 6 % dla pierwszego przęsła, ponad 9 % dla przęsła drugiego i ponad 8 % dla przęsła trzeciego.

Osiadanie fundamentu ma mniejszy wpływ na spadek maksymalnych sił w odciągach w sytuacji, gdy konstrukcja poddana jest działaniu wiatru (dotyczy to oczywiście odciągów po stronie nawietrznej – wartości sił w odciągach po stronie zawietrznej przy niektórych obciążeniach odcinkowych spadały praktycznie do zera). Można to wytłumaczyć w ten sposób, że pod wpływem tego obciążenia maszt osiągnie pewną sztywność, choć ze względu na spadek sił wstępnego napięcia w odciągach konstrukcja będzie bardziej wychylona od pionu, niż by to miało miejsce w przypadku braku osiadania fundamentu. Większe przemieszczenia poziome trzonu masztu mogą stanowić problem w przypadku, gdy maszt jest wyposażony w aparaturę (np. anteny) wrażliwą na takie przemieszczenia.

Osiadanie centralnego fundamentu masztu o 3 ÷ 5 cm w dłuższym czasie jest realne i szczególnie może dotyczyć masztów posadowionych na nieskonsolidowanych gruntach spoiowych, typu ily lub gliny, o dużym stopniu wilgotności.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-3-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
- 2 PN-EN 1991-1-4. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- 3 Pałkowski Sz. Konstrukcje stalowe. Wybrane zagadnienia obliczenia i projektowania. PWN, Warszawa 2009.
- 4 Matuszkiewicz M. Obliczanie kratowych masztów z odciągami według PN-EN 1993-3-1. Inżynieria i Budownictwo 4 (2010) 194-199.

An influence of foundation settlement on the selected mast structure

Monika Matuszkiewicz¹

¹ *Department of Steel Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering and Geodesy, Koszalin University of Technology, e-mail: m.mat@wilsig.tu.koszalin.pl*

Abstract: The influence of the mast foundation settlement on the static behaviour of the mast structure was analyzed on the basis of a lattice shaft mast. The calculations were made for the pre-stress condition and wind-load condition of the structure. Basing on the results of static calculations some remarks and conclusions were drawn.

Keywords: guyed mast, lattice shaft, foundation settlement

Weryfikacja efektu dźwigni w rozciągającym połączeniu doczołowym sprężonym śrubami

Krzysztof Ostrowski¹, Jan Łaguna, Aleksander Kozłowski²

¹*MTA Engineering Sp.zo.o. e-mail: krzysztof.ostrowski@mta-online.net*

¹*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii, Politechnika Rzeszowska, e-mail: kozlowsk@prz.edu.pl*

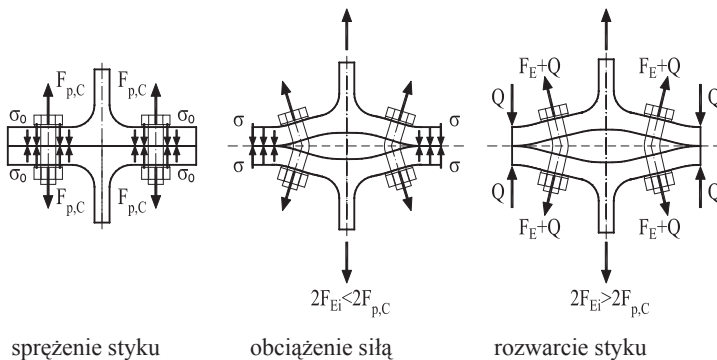
Streszczenie: Doczołowe połączenia śrubowe są często stosowane w konstrukcjach stalowych, w stykach rozciąganych, jak i obciążonych momentami zginającymi. Wskutek odkształceń blach czołowych dochodzi do powstania tzw. efektu dźwigni, czyli zwiększenia sił w śrubach. Norma PN-EN 1993-1-8 nie rozróżnia połączeń doczołowych sprężanych śrubami o wysokiej wytrzymałości, które są najczęściej stosowane, od połączeń niesprężonych. Celem artykułu jest przedstawienie porównania stosowanych wcześniej modeli analitycznych i normowych określania współczynnika efektu dźwigni, z wynikami badań doświadczalnych oraz analizy MES. Wyniki analizy wskazują, że zachowanie się połączeń sprężanych jest odmienne od niesprężonych i powinno być analizowane przy zastosowaniu innych modeli obliczeniowych.

Słowa kluczowe: połączenia doczołowe sprężane, króćce teowe, efekt dźwigni

1. Wprowadzenie

Doczołowe połączenia sprężane śrubami o wysokiej wytrzymałości są często stosowane w konstrukcjach stalowych ze względu na łatwość montażu. Połączenia te przenoszą siły rozciągające równoległe do trzpieni śrub, kosztem zmniejszania naprężeń docisku w styku blach czołowych, wywołanego wstępnym napięciem śrub. Taki schemat przekazywania sił wewnętrznych w połączeniu ma miejsce, gdy blachy czołowe połączenia są dostatecznie grube (sztywne), a obciążenie nie przekracza wartości siły wstępnego sprężenia. W miarę wzrostu obciążenia, gdy jednokierunkowo zginane blachy czołowe nie mają dostatecznej grubości i odkształcają się, strefy docisku blach ulegają zmniejszeniu. Wzajemny docisk blach czołowych wzrasta w pobliżu swobodnych brzegów blach. Siły wewnętrzne w styku wynikające z tego docisku zwane siłami efektu dźwigni powodują dodatkowe rozciąganie, a odkształcenia blach zginanie trzpieni śrub.

Efekt dźwigni w połączeniach niesprężanych wywołuje dodatkowe zwiększenie sił w śrubach przy każdym obciążeniu, jeśli blachy czołowe nie są dostatecznie grube. W połączeniach sprężanych zjawisko jest bardziej skomplikowane i ma charakter nieliniowy. Efekt dźwigni występuje przede wszystkim w rozciąganych króćcach teowych i krzyżowych, w których blachy czołowe są zginane w jednym kierunku, a ich nośność plastyczna na zginanie jest mniejsza od nośności śrub na rozciąganie. Schematy powstawania efektu dźwigni w sprężonym króćcu teowym pokazano na rys.1.



Rys.1 Schematy powstawania efektu dźwigni

Wstępne napięcie trzpieni śrub siłami $F_{p,C}$ wywołuje naprężenia docisku σ_0 w styku blach czołowych. Pod wpływem siły rozciągającej $F_E < F_{p,C}$ blachy odkształcają się, naprężenia docisku w styku maleją, a przyrosty sił w trzpieniach śrub są nieznaczne. Gdy obciążenie przekracza siły wstępnego sprężenia $F_E > F_{p,C}$ naprężenia docisku w styku występują jedynie w pobliżu swobodnych brzegów blach. Ich wypadkowe Q nazywane siłami efektu dźwigni powiększają siły w śrubach do wartości $F_E + Q$. Efekt dźwigni przyspiesza rozwieranie się styku sprężonego i jego zniszczenie.

2. Analityczne modele obliczeniowe

Historia wprowadzania do budowlanych konstrukcji stalowych doczołowych połączeń sprężanych śrubami o wysokiej wytrzymałości ma dopiero 50 lat. Najbardziej intensywnie prowadzono prace w latach 1960-1980 w Stanach Zjednoczonych, Europie i Japonii. Obejmowały one kalibrowanie właściwości śrub o wysokiej wytrzymałości do sprężania, badania złącz jednośrubowych, rozciąganych króćców teowych i teowo krzyżowych oraz połączeń zginanych belek i belek ze słupami. Badania eksperymentalne efektu dźwigni prowadzone były od 1960r. na próbkach złącz teowych i teowo krzyżowych. Stosowane metody obliczeń [1], [2], [4], [5], [7] opierają się głównie na wynikach badań [3], [6] oraz [8] i [9]. Obecnie badania eksperymentalne są zwykle wspomagane analizą komputerową, która umożliwia bardziej wnikliwe rozpoznanie właściwości i szerszą interpretację wyników np. [10].

Wzór empiryczny oparty na wynikach badań [3] podany w przepisach AISC [5] pozwala na obliczenie stosunku siły efektu dźwigni do siły obciążającej śrubę Q/F_E w rozciąganym króćcu teowym, zależnie od parametrów geometrycznych złącza i klasy wytrzymałości śrub:

$$\frac{Q}{F_E} = \frac{100md^2 - k_1 l_{eff} t_p^2}{k_2 nd^2 + 21 l_{eff} t_p^2} \quad (1)$$

gdzie:

l_{eff} - długość efektywna blachy czołowej,

d - średnica śruby,

t_p - grubość blachy czołowej,

m, n odległości osi śruby od brzegu podparcia i brzegu swobodnego wg rys.2,

$k_1 = 14$; $k_2 = 62$ dla śrub kl.10.9

$k_1 = 18$; $k_2 = 70$ dla śrub kl.8.8.

Pewną modyfikacją tego wzoru była propozycja, którą opublikowali Fisher i Struik [4]. Na podstawie dalszych badań doszli oni do wniosku, że blacha czołowa jest zginana na długości m zmniejszonej o połowę średnicy śruby, (patrz rys.2). Efekt dźwigni wynosi wtedy:

$$\frac{Q}{F_E} = \frac{\delta \alpha}{(1 + \delta \alpha) n} \quad (2)$$

gdzie:

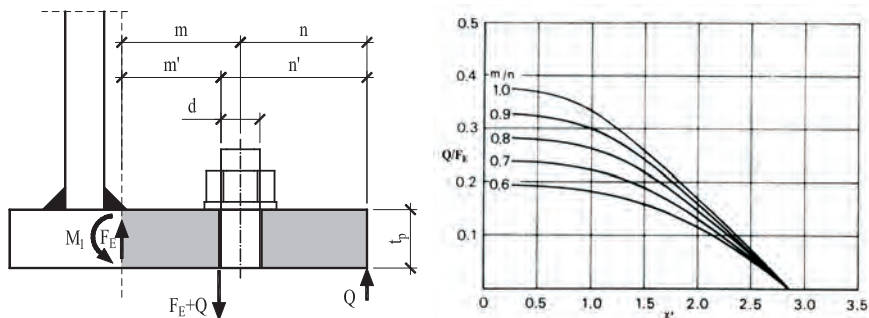
δ - stosunek pola przekroju blachy czołowej netto do pola przekroju brutto,
 α - stosunek momentu zginającego blachę na osi śrub do momentu na licu środka
 m, n - jak we wzorze (1).

Metoda zaproponowana przez Agerskova [6] i [7] wykorzystuje warunki równowagi i wyniki analizy komputerowej 2750 modeli połączeń. Wartość Q/F_E odczytuje się zależnie od parametru γ i stosunku m/n z wykresu na rys.2.

$$\gamma = \frac{l_{eff} t_p^2 f_y}{m d^2 f_{yb}} \quad (3)$$

gdzie:

f_y, f_{yb} – granica plastyczności stali blachy, śruby, pozostałe oznaczenia jak we wzorze (1).



Rys. 2. Schemat oddziaływań w krócu teowym i wykres zależności Q/F_E wg Agerskova [7]

Grandström [8] założył model zginania blachy, tak jak Fisher i Struik [4], do lica trzpienia śruby i ustalił z warunków równowagi w stanie granicznym nośności blachy czołowej na zginanie i nośności śrub na rozciąganie, wartość minimalną grubości blachy czołowej $t_{p,min}$ przy której efekt dźwigni zanika (4). Wpływ efektu dźwigni określił on wzorem (5) analizując własne wyniki badań oraz metody obliczeń [4], [5], [7]. W PN-90/B-03200 [2] wykorzystano wyniki badań [9] oraz wzór (5).

$$t_{p,min} = 2 \sqrt{\frac{m' F_{t,Rd}}{l_{eff} f_y}} \quad (4)$$

$$\frac{Q}{F_E} = 1,67 \left(1 - \frac{t_p}{t_{p,min}} \right) \quad (5)$$

gdzie:

$F_{t,Rd}$ - nośność obliczeniowa śruby na rozciąganie, pozostałe oznaczenia jak we wzorze (1) i na rys. 2

Metoda składnikowa obliczeń doczołowych połączeń śrubowych podana w PN-EN 1993-1-8 [1] nie przewiduje bezpośredniego, jawnego obliczania wpływu efektu dźwigni na siły w śrubach. Nośność obliczeniową połączenia $F_{t,Rd}$ rozpatruje ona dla 3 modeli stanu granicznego, z których interesują nas model 1 zniszczenia blachy - wzór (6) i model 2 jednoczesnego osiągnięcia nośności blachy i śrub, wzór (7). W modelu 3 - zniszczenia śrub przed uplastycznieniem blachy czołowej, efekt dźwigni nie występuje.

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (6)$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + \Sigma nF_{t,Rd}}{m+n} \quad (7)$$

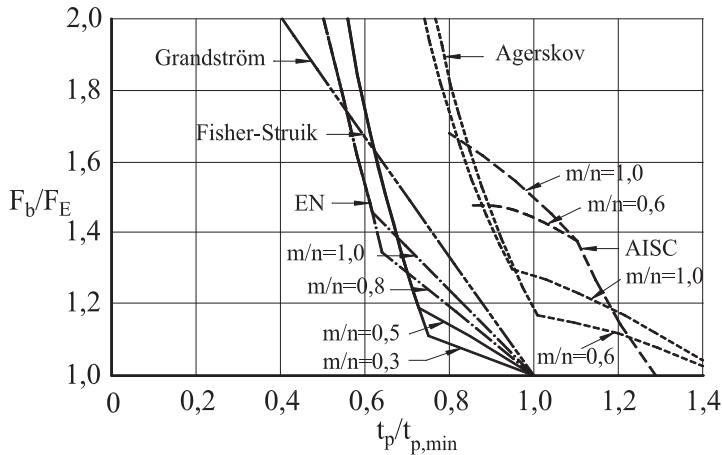
Wpływ efektu dźwigni można wyznaczyć z wzoru:

$$\frac{Q}{F_E} = \frac{\Sigma F_{t,Rd}}{F_{T,Rd}} - 1 \quad (8)$$

gdzie:

$M_{pl,Rd}$ - moment plastyczny blachy czołowej, oznaczenia pozostałe jak we wzorach (1) i (4) przy czym $n \leq 1,25m$.

Porównanie wyników omówionych wyżej metod obliczeń zależnie od $t_p/t_{p,min}$ i m/n pokazano na rys. 3.



Rys. 3 Porównanie metod obliczeń na wykresie zależności F_b/F_E od $t_p/t_{p,min}$ (gdzie $F_b = F_E + Q$)

Jak widać z tego rysunku wyniki metody składnikowej według EN [1] są zbliżone do metody Fishera i Struika [4] oraz Grandströma [8]. Metody Agerskova [7] i AISC [5] są bardziej zachowawcze.

3. Opis metody badawczej

3.1. Badania doświadczalne

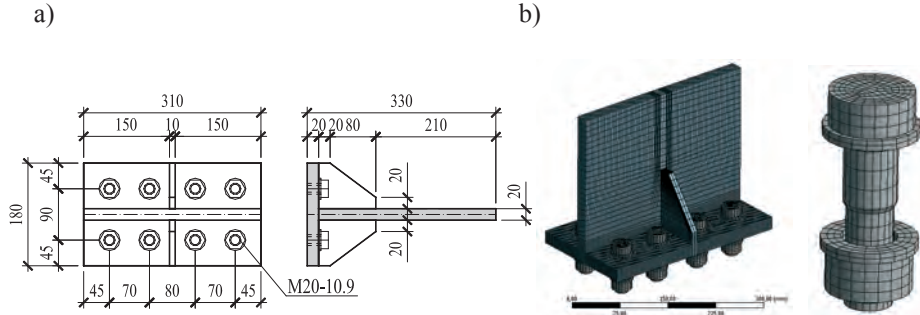
Badanie eksperymentalne rozkładu sił wewnętrznych w sprężonym połączeniu doczołowym jest zadaniem trudnym ze względu na brak możliwości pomiaru rozkładu sił wewnętrznych przed rozwarciem styku blach. Trudności oceny wyników potęgują wpływy odchyłek wykonawczych i naprężeń własnych.

Badania doświadczalne króćców teowych i krzyżowych wykonywane były od lat 60-tych ubiegłego wieku i nadal są wykonywane. Jednak w niewielu z tych badań dokonywano pełnych pomiarów sił w śrubach w trakcie sprężania i kolejnych etapach obciążeń. Do analizy przyjęto dobrze udokumentowane badania doświadczalne próbki typu 6A, wykonane w COBPKM Mostostal [9]. Wymiary badanej próbki pokazano na rys. 4.

3.2. Modelowanie MES

Modelowanie metodą elementów skończonych połączeń i węzłów konstrukcji stalowych stało się obecnie rutynową działalnością badawczą. Modele MES, dobrze

ukształtowane i skalibrowane, zastępują drogie i pracochłonne badania doświadczalne. Specyfika metody MES pozwala na możliwości wychwycenia sposobu zachowania się składników węzła, co nie zawsze jest możliwe do zaobserwowania w warunkach laboratoryjnych. Przykładem takim jest możliwość odczytania wartości rozwarcia styku w dowolnym przekroju, dla każdej fazy wyteżenia badanego węzła.

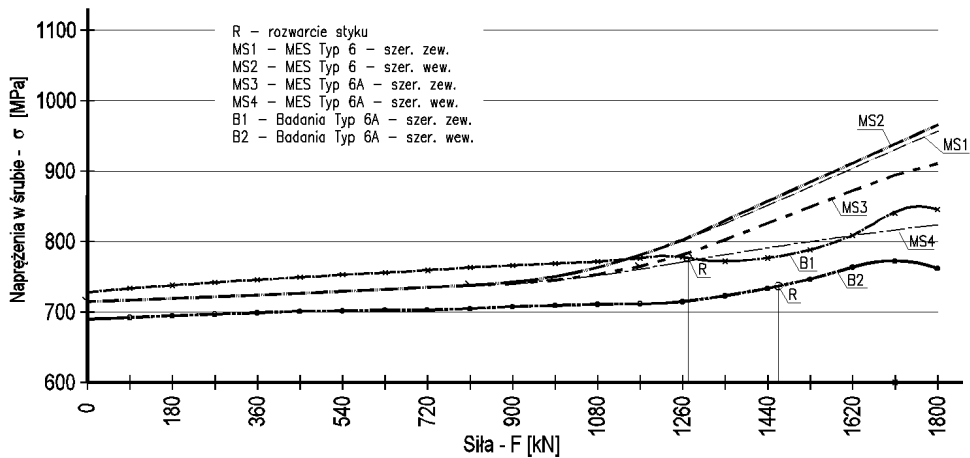


Rys. 4. Analizowane próbki: a) wymiary badanego króćca typ 6A, b) widok siatkowania próbki 6A oraz model śruby.

Analizę wykonano dla pokazanego na rys. 4 połączenia 6A, jak również dla modelu pozbawionego żeber (typ 6). Obliczenia wykonano programem ANSYS. W analizie MES przyjęto bilinearny sprężysto-plastyczny model materiałowy. Do budowy modelu numerycznego użyto ośmiowęzłowych sześciennych elementów skończonych. Dla blach czołowych przyjęto sześć warstw elementów skończonych. W strefach koncentracji naprężeń zastosowano dogęszczenie siatki. Do zbudowania modelu śruby zastosowano również elementy sześciennie ośmiowęzłowe. Podkładki zamodelowano jako elementy oddzielnie, natomiast łeb śruby oraz trzpień zostały połączone z nakrętką. Sprężenie śruby przyłożono na boczną powierzchnię trzpienia. Właściwości wytrzymałościowe materiałów blach przyjęto jak w badaniach eksperymentalnych: $f_y=238$ MPa; $f_u=392$ MPa, dla śrub M20 klasy 10.9: $f_{yb}=983$ MPa, $f_{ub}=1121$ MPa, $E_b=216,0$ GPa. Współczynnik tarcia przyjęto jak dla powierzchni w stanie naturalnym o wartości $\mu=0.2$. Połączenie typ 6A zbudowane zostało z 150 366 węzłów i 119 759 elementów. Dla połączenia typ 6 wartości te wynoszą odpowiednio: 141 456 węzłów, 113 315 elementów. Analizowane połączenia zostały obciążone siłą rozciągającą o wartości $F_E=1800$ kN. Siła została przyłożona w 22 krokach. Dwa pierwsze kroki program przydzielił na etap sprężenia, w pozostałych 20 przyłożone zostało obciążenie w równym podziale na każdy krok. Siły w śrubach odczytano w sposób analogiczny jak miało to miejsce w badaniach, czyli jako średnią z trzech odczytów na obwodzie trzpienia śruby. Siły odczytano w krokach odpowiadających obliczonej w drugim modelu zniszczenia według [1] nośności połączenia. Wartości reakcji Q wyznaczono z sumy reakcyjnej węzłów znajdujących się na powierzchni kontaktowej płyt czołowych obszaru ćwiartki zawierającej wewnętrzny oraz zewnętrzny szereg śrub.

4. Wyniki analizy

Podstawowym celem badań była weryfikacja wyników MES przez badania doświadczalne. Jako wyznacznik poprawności modelu MES przyjęto porównanie naprężeń w śrubach, otrzymanych podczas badań i z modelu MES. Wykresy zależności naprężeń w śrubach od wielkości obciążenia pokazano na rys.5.



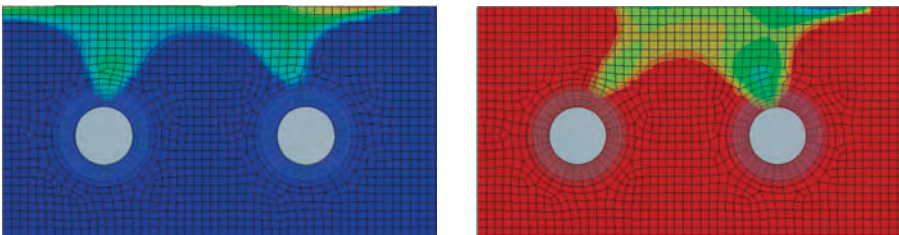
Rys. 5 Zależność naprężeń w śrubach od wielkości obciążenia: a) z badań [9], b) z analizy MES.

Z porównania wyniku pewna niezgodność wyników, choć rozbieżność nie przekracza 9%. Stwierdzone różnice mogą wynikać, z jednej strony z niedoskonałości pomiarowych podczas badań, z drugiej ze specyfiki modelu MES. Na rys. 5 oznaczono dodatkowo stany w których następuje rozwarcie styku. Różnice naprężeń w śrubach w szeregu wewnętrznym i zewnętrznym są konsekwencją zmiennej sztywności płyty czołowej która powoduje mimośrodową alokację wektora wypadkowego siły spowodowanej efektem dźwigni.

Na podstawie otrzymanych z analizy MES rozkładów siły reakcji na powierzchni styku blach (rys. 6) obliczono realną wartość siły efektu dźwigni w zewnętrznych i wewnętrznych śrubach styku 6A. Podobną analizę wykonano dla styku typu 6.

Na podstawie rozkładu sił reakcji odczytanych z wykresu (rys. 6) ustalono współczynnik Q/F_E który wynosi odpowiednio:

- połączenie typ 6:
 - szereg zewnętrzny $Q/F_E = 0,465$
 - szereg wewnętrzny $Q/F_E = 0,481$
- połączenie typ 6A:
 - szereg zewnętrzny $Q/F_E = 0,436$
 - szereg wewnętrzny $Q/F_E = 0,178$



Rys. 6. Rozkład sił reakcji efektu dźwigni połączeń typu 6 oraz 6A.

W celu porównania wyników badań doświadczalnych z analizą MES i poprzednio proponowanymi modelami analitycznymi, obliczono wartość współczynnika Q/F_E przy założeniu charakterystyk materiałowych z badań doświadczalnych i wartości współczynników częściowych $\gamma_1 = \gamma_2 = 1,0$. Wyniki analizy zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Porównanie wartości Q/F_E otrzymanych z analizy z wynikami badań doświadczalnych

	Próbka	AISC (1)	Fisher (2)	Agerskov rys. 2	Grandström (5)	PN-EN 1993-1-8 (8)	MES
6	Śruby wew.	0,54	0,25	0,28	0,41	0,533	0,465
	Śruby zew.	0,54	0,25	0,28	0,41	0,548	0,481
6A	Śruby wew.	0,23	-	-	-	0,116	0,178
	Śruby zew.	0,23	-	-	-	0,533	0,436

5. Wnioski i podsumowanie

Przedstawione wyniki wskazują na dużą rozbieżność wyników modeli analitycznych. Wartość współczynnika Q/F_E wynosi od 0,25 do 0,548. Otrzymana z modelu normy [1] wartość współczynnika Q/F_E w połączeniu typu 6A jest równa 0,533 dla szeregu zewnętrznego oraz 0,116 dla szeregu wewnętrznego i jest zbliżona do otrzymanych z analizy MES. Znaczna rozbieżność współczynnika Q/F_E pomiędzy szeregami wewnętrznymi i zewnętrznymi potwierdza zasadność modeli analitycznych stosowanych w normie [1].

Porównanie wyników modelu MES i z badań doświadczalnych wskazuje, że utworzony model dość dobrze odwzorowuje realną pracę węzła. Porównanie wyników otrzymanych dla śrub zewnętrznych i wewnętrznych wskazuje, że po wprowadzeniu żeber usztywniających blacha czołowa jest zginana dwukierunkowo, co ogranicza lub nawet wyklucza oddziaływanie efektu dźwigni. Wzrost sztywności blachy czołowej spowodowany dodatkowym podparciem powoduje również zwiększenie udziału śrub w niej osadzonych w przenoszeniu zewnętrznego obciążenia.

Modele numeryczne, aby mogły być wykorzystane w analizie połączeń stalowych, muszą być dostosowane w taki sposób, aby uwzględniały imperfekcje geometryczne oraz zmiany charakterystyk mechanicznych materiału. Stal pod wpływem obróbki cieplnej w czasie spawania elementów konstrukcyjnych ulega utwardzeniu. Powodem tego jest proces rekryształizacji ziaren materiału. Dlatego model numeryczny powinien uwzględniać zwiększoną wytrzymałość spoiwa, jak i obszaru do niego przyległego. Wyższa granica plastyczności tego obszaru wpływa na końcowe wyniki analizy, czego efektem mogą być rozbieżności z badaniami laboratoryjnymi.

Rozpoznanie zachowania się elementów składowych węzłów będących skutkiem oddziaływania efektu dźwigni będzie podstawą od dalszych analiz. Znajdzie to zastosowanie w prognozowaniu zdolności węzłów do obrotu. Rozwarcie styku jest jednym ze składników odkształcenia węzła pod wpływem zadanego obciążenia. Dokładne poznanie zachodzących procesów jest więc konieczne w celu poprawnego zdefiniowania ilościowej oceny odkształcenia węzła, mającej wpływ na globalną analizę konstrukcji.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-8 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, 2006.
- 2 PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 3 Nair R. Birkemoe P. Munse W. High strength bolts subject to tension and prying. Journal of the Structural Division ASCE, Vol 100, No ST2, February 1974, s.351-372.
- 4 Fisher J.W. Struik J.H. Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints. John Wiley. 1974.
- 5 AISC Manual of Steel Construction. NY.1974.
- 6 Agerskov H. High - strength bolted connections subject to prying. Journal of the Structural Division ASCE, Vol 102, No ST1, January 1976, s.161-175.
- 7 Agerskov H. Analysis of bolted connections subject to prying. Journal of the Structural Division ASCE. Vol 103, No ST11, November 1977, s.2145-2163.
- 8 Granström A. The strength of bolted end-plate connections. Stalbyggnadsinstitutet Report 15:13, February 1979.

- 9 Śliwka W. Badania doczołowych styków sprężanych śrubami o wysokiej wytrzymałości poddanych obciążeniu rozciągającemu wzdłuż osi śrub. Praca badawcza 07.1/13.3.5.N COBPKM "Mostostal", 1979.
- 10 Coelho A. Characterization of the Ductility of Bolted End Plate Beam to Column Steel Connections. PhD thesis. Universidade de Coimbra. July 2004.

Verification of prying effect in prestressed end-plate connection

Krzysztof Ostrowski¹, Jan Łaguna, Aleksander Kozłowski²

¹*MTA Engineering Ltd. e-mail:krzysztof.ostrowski@mta-online.net*

²*Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Eng., Rzeszów University of Technology, e-mail:kozłowsk@prz.edu.pl*

Abstract: End-plate connections are very often used in steelwork, as tension and bending connections. As a result of deflection of end plate, additional forces, known as prying forces arise and consequently increase stresses in bolts. Eurocode 1993-1-8 do not distinguish end-plate connections prestressed by high strength bolts from non-prestressed. The aim of the paper is to perform the comparison of previous analytical models and code regulations for coefficient of prying forces to the experimental tests and modelling by finite element method. Results of the analysis show that the behaviour of prestressed connection is essentially different with comparison to non-prestressed.

Keywords: prestressed end-plate connections, T-stubs, prying effect forces.

Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjne hal lukowych dla budownictwa rolniczego

Artur Piekarczuk

*Institut Techniki Budowlanej, Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych,
e-mail: a.piekarczuk@itb.pl*

Streszczenie: W artykule zaprezentowano metody oceny nośności nowoczesnych konstrukcji hal lukowych stosowanych w budownictwie rolniczym. Cienkościenne łukowe blachy stalowe są proste w montażu, łatwe w eksploatacji i tańsze od tradycyjnych konstrukcji budynków rolniczych. Specyfika zadasznień z cienkościennej blachy łukowej nastręcza jednak wiele problemów projektowych. Rozwiązanie tych problemów pozwoli na wznoszenie tanich i bezpiecznych budynków. W artykule przedstawiono normatywne metody projektowania, najczęstsze błędy projektowe oraz kierunki rozwoju metod projektowania wspomaganych badaniami.

Słowa kluczowe: zadasznienia łukowe, profilowane blachy stalowe, hale stalowe.

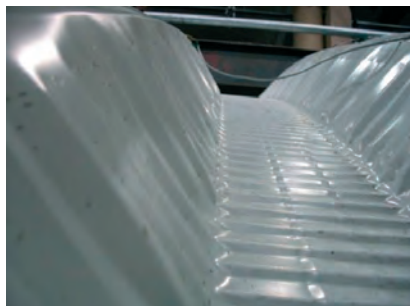
1. Wprowadzenie

Rozwój infrastruktury rolniczej w Polsce prowadzi do poszukiwania nowoczesnych, tanich i łatwych w eksploatacji budynków magazynowych i hal produkcyjnych. Wprowadzanie nowych, specjalistycznych produkcji i magazynowania produktów rolnych wymaga dostosowanych rozwiązań, które zastąpiłyby często wysłużone i niepraktyczne budynki rolnicze. Dotychczasowe budynki wznoszone były z zastosowaniem tradycyjnych technologii takich jak konstrukcje drewniane, betonowe i stalowe, które były kosztowe w budowie i utrzymaniu stanu technicznego. Obecnie coraz częściej poszukuje się rozwiązań tanich, łatwych w montażu i praktycznych w zastosowaniu. Wśród nowoczesnych rozwiązań konstrukcyjnych pojawiających się obecnie w budownictwie istnieje system konstrukcyjny, który bazuje na łukowych konstrukcjach samonośnych wykonywanych z profilowanych blach stalowych systemu ABM 120 i ABM 240 [15]. Konstrukcje te mogą być wykorzystywane, jako samodzielne hale bądź mogą służyć do wykonywania dachów opartych na ścianach murowanych (rys.1), metalowych lub stalowych. Przykrycia tego typu zyskały popularność głównie za sprawą prostej konstrukcji, szybkiego montażu i stosunkowo niewielkich kosztów realizacji w porównaniu do budynków tradycyjnych. Samonośne przykrycia łukowe wykonywane są na miejscu w budowaniu przez mobilne walcarki, które formują z jednego arkusza blachy (o grubości od 0,7 do 1,5mm) metodą walcowania na zimno profile zakrzywione na planie łuku kołowego. Zakrzywione pojedyncze profile łączone są ze sobą przez zagniatanie krawędzi, tworząc powierzchnię zadasznienia.



Rys. 1. Hale łukowe systemu ABM 240 [15]

Technologia formowania blachy pozwala na wytworzenie łuku kołowego o promieniu od 12m do 30m. Formowanie w łuk kołowy realizowane jest przez skracanie środkowej i bocznych powierzchni profilu. Realizuje się to przez wykonanie przetłoczeń, co nadaje profilowi charakterystyczny kształt z falowanymi środnikami i półką dolną (rys.2).



Rys. 2. Zakrzywienie blach systemu ABM 240 (źródło: materiały archiwalne ITB)

Konstrukcje tego typu nastroczają jednak wiele problemów projektowych, gdyż wymagają uwzględnienia szeregu zagadnień związanych z profilami cienkościennymi oraz ich statecznością globalną i dystorsyjną. Sposób projektowania takich hal odbiega od powszechnie stosowanych metod opartych na normach dotyczących konstrukcji stalowych.

2. Normatywny stan wiedzy w zakresie projektowania

W zakresie projektowania elementów z profili cienkościennych istnieje szereg metod, które bazują na wytycznych normowych. Przekrycia w postaci łuków kołowych podpartych przegubowo narażone są na oddziaływanie ciężarem własnym i technologicznym, wiatrem, śniegiem oraz temperaturą. Obciążenia te definiowane są w normach przedmiotowych [4], [5], [6]. W wyniku oddziaływania obciążeń powstają siły wewnętrzne, z których najistotniejsze to ściskanie i zginanie. Siła ścisakająca zmienia się nieznacznie na długości łuku natomiast momenty zginające przyjmują wartości zarówno dodatnie jak i ujemne. Udział sił ścinających jest nieznaczny, jednak w niektórych przypadkach nie należy go pomijać, zwłaszcza przy projektowaniu węzłów podporowych.

W przypadku łuków istotną rolę w wymiarowaniu według teorii I rzędu pełni współczynnik wybooczeniowy. Trudność w tym przypadku polega na tym, że normy [1], [2], i [3] nie podają wprost współczynników wybooczeniowych dla łuków kołowych, a bazują na zależnościach dotyczących prostych prętów ścispanych jednocześnie zginanych. Norma [1], zaleca sprawdzanie nośności przekroju ścispanygo i zginanego jednokierunkowo wg zależności:

$$\frac{N}{\phi N_{Rc}} + \frac{\beta M}{\phi_L M_R} + \Delta \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{N}{\phi N_{Rc}} + \frac{\beta M}{\phi_L M_R} + \Delta \leq 1 \quad (2)$$

gdzie: N , M - obliczeniowe wartości siły ścisakającej i momentu zginającego w ujęciu teorii I rzędu, N_{Rc} , M_R - nośności obliczeniowe przekroju na ściskanie i zginanie, ϕ - współczynnik wybooczeniowy, ϕ_L - współczynnik zwichrzenia, β - współczynnik uwzględniający warunki brzegowe i rozkłady momentów zginających na długości, λ - smukłość względna pręta.

Podobny sposób postępowania przy wymiarowaniu elementów ścispanych i zginanych jest przedstawiony w normie [2]. W normie tej do sprawdzenia nośności zaleca się stosować zależność:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + \frac{k_{yy} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \quad (3)$$

gdzie: N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ - obliczeniowe wartości siły ściskającej i momentu zginającego w ujęciu teorii I rzędu, N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ - charakterystyczna nośności obliczeniowe przekroju na ściskanie i zginanie, χ_y - współczynnik wybocheniowy, χ_{LT} - współczynnik zwiczerzenia, k_{yy} - współczynnik interakcji, γ_{M1} - częściowy współczynnik bezpieczeństwa (wartość rekomendowana 1,0).

Norma [3] do wyznaczania nośności przekrojów ściskanych i zginanych podaje zależność :

$$\frac{N}{\phi N_{Rc}} + K_x \frac{M_x + \Delta M_x}{M_{Rcx}} \leq 1 \quad (4)$$

gdzie: N , M - obliczeniowe wartości siły ściskającej i momentu zginającego w ujęciu teorii I rzędu, N_{Rc} , M_{Rcx} - nośności obliczeniowe przy ściskaniu i zginaniu przekroju ustalone dla wskaźników wytrzymałości przekroju zastępczego odpowiadającego największym naprężeniom ściskającym od zginania względem osi x-x, ΔM_x - dodatkowy moment zginający, ϕ - współczynnik wybocheniowy wg [1].

W przypadku blach cienkościennych poddanych ściskaniu i zginaniu, istotnym zagadnieniem jest interakcja sił podłużnych i momentów zginających. W normie [7] podano alternatywną formułę interakcyjną wyrażoną zależnością:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1 \quad (5)$$

gdzie: $N_{b,Ed}$ - obliczeniowa nośność elementu na wybochenie, $M_{b,Ed}$ - obliczeniowa nośność elementu na zginanie, N_{Ed} - obliczeniowa siła podłużna, M_{Ed} - obliczeniowy moment zginający.

W obliczaniu nośności elementów łukowych można posługiwać się metodami uwzględniającymi teorię II rzędu. Wówczas zamiast kłopotliwego w ustaleniu współczynnika wybochenia należy wyznaczyć siły przekrojowe w ujęciu teorii II rzędu. Nośność w takim przypadku sprawdza się wg zależności:

$$\frac{N_{II}}{N_{Rc}} + \frac{M_{II}}{M_{Rc}} \leq 1 \quad (6)$$

gdzie: N_{Rc} , M_{Rc} - nośności obliczeniowe przekroju na ściskanie i zginanie, N_{II} , M_{II} - siła podłużna i moment zginający wyznaczone według teorii II rzędu.

Przedstawione wyżej metody sprawdzania nośności samonośnych przekryć łukowych, obejmują globalną utratę stateczności w ujęciu teorii I rzędu z uwzględnieniem współczynników wybocheniowych lub też w ujęciu teorii II rzędu z pominięciem tych współczynników.

Zagadnienia projektowania stanowiące rozwinięcie i uzupełnienie wyżej wymienionych metod projektowania konstrukcji z profili cienkościennych szczegółowo omawiane są w opracowaniach [8], [9], [10], [11] i [12].

2. Błędy projektowe

Ocena nośności i stateczności konstrukcji łukowej z blach cienkościennych wymaga posługiwania się wiedzą mało popularną wśród inżynierów. Wiedza ta dotyczy: mechaniki konstrukcji elementów łukowych, wymiarowania prętów cienkościennych oraz teorii metod numerycznych. Niektórzy projektanci nieświadomi są problemów związanych z wymienionymi wyżej zagadnieniami. Stąd też pojawiają się błędy projektowe, które mogą doprowadzać do awarii lub katastrof budowlanych (rys 3).



Rys. 3. Awaria przykrycia łukowego z blach cienkościennych systemu ABM 120 [16]

Obliczenia najczęściej wykonuje się przyjmując płaskie ustroje prętowe. Nie jest to zła koncepcja i choć mocno uproszczona, odpowiednio użyta, jest wystarczająca do wyznaczenia sił wewnętrznych i do zaprojektowania konstrukcji bez uwzględniania dystorsji.

Błędy wynikają głównie z nieprawidłowych założeń do projektowania. Najczęściej projektanci zaniedbują trzy podstawowe zagadnienia:

1) nieodpowiednia interpretacja założeń normowych w zakresie wyznaczania efektywnych charakterystyk geometrycznych,

2) zaniedbywanie współczynnika wybożenia,

3) nieodpowiednie wykorzystanie numerycznych metod obliczeń.

Odnośnie 1). Efektywne charakterystyki geometryczne [14] obliczane wg normy [3] lub [2] wyznaczone są przy założeniu, że ścianki przekroju są płaskie, co nie odpowiada rzeczywistości (patrz rys 2), poza tym przetłoczenia na ściankach profilu są skierowane w poprzek a nie wzdłuż osi profilu. W świadomości niektórych inżynierów przetłoczenie blachy oznacza jej wzmocnienie. Niestety w tym przypadku, przetłoczenie blachy w pewnych jej obszarach wcale nie jest wzmocnieniem.

Odnośnie 2). Zaniedbywanie lub zła interpretacja współczynnika wybożenia globalnego w analizie I rzędu [14] prowadzi do złego oszacowania nośności i stateczności konstrukcji. Wynika to z błahej przyczyny: konstruktorzy niekiedy myślą współczynniki wybożeniowe i przyjmują je jak dla prętów prostych zamiast łukowych lub też nie znają wartości współczynników dla prętów łukowych i pomijają je, zdając się na metody numeryczne i teorię II rzędu.

Odnośnie 3). Numeryczne metody obliczeń w tym metoda elementów skończonych jest znana i kontrolowana, jednak wykorzystanie metod numerycznych już nie jest kontrolowane, gdyż zależy od umiejętności użytkowników. Można przeprowadzać wymiarowanie konstrukcji w oparciu o siły wewnętrzne wyznaczone na podstawie analizy statycznej II rzędu wg zależności (6). W takim przypadku nie ma konieczności uwzględniania współczynnika wybożeniowego występującego w zależnościach (1), (3) i (4), gdyż teoria II rzędu zapewnia uwzględnienie niestateczności globalnej w wyznaczeniu sił wewnętrznych dla wytężonego przekroju. Jednak należy pamiętać o tym, że metody numeryczne wykorzystywane w niektórych programach komercyjnych mają pewne ograniczenia zwłaszcza dla obiektów łukowych. Dotyczy to przede wszystkim dyskretyzacji obiektu. Łuk dzielony jest na skończoną liczbę elementów. Jednak elementy te traktowane są jako pręty proste o związanych stopniach swobody w sąsiadujących ze sobą węzłach. Analiza II rzędu (w niektórych programach obliczeniowych) dotyczy prętów prostych, a nie zakrzywionych. Stąd, jak nie trudno się domyślić, nieświadomie użyta analiza II rzędu dla łuku dyskretyzowanego prętami prostymi, będzie dotyczyła poszczególnych prętów a nie łuku, jako obiektu docelowego. W wyniku takiej pomyłki, w obliczeniach statycznych uzyska się znaczne niedoszacowanie stateczności.

3. Problematyka projektowania

Oprócz metod normowych przedstawionych skrótowo w pkt 2, ciągle nierozpoznanym zjawiskiem pozostaje niestateczność dystorsyjna oraz wpływ jej interakcji z innymi formami utraty stateczności, która związana jest ze specyfiką kształtowania powierzchni blachy. Według autorów publikacji [8] „...niestateczność dystorsyjna związana jest z wygięciem na znacznie krótszych odcinkach, co skutkuje pojawieniem się półfal o znacznie mniejszych długościach między punktami zerowymi odkształconego po utracie stateczności fragmentu przekroju”. Takie zjawisko opisywane jest w literaturze w odniesieniu do prostych prętów ściskanych z profili zamkniętych lub otwartych o gładkich powierzchniach. W przypadku profilowanych blach stalowych wykorzystywanych do konstrukcji przykryć w technologii walcowania na zimno stosowanych w budownictwie rolniczym, podłużna oś profilu oparta jest na łuku kołowych w dodatku powierzchnie profilu są karbowane i zakrzywiane w planie (rys. 2). Taki kształt profilu determinowany jest technologią jego wykonania. Określenie charakteru dystorsji takiego przekroju dalece wybiega poza znane rozważania teoretyczne. Trudność w tym przypadku polega na opisie matematycznym powierzchni przekroju, ponieważ głębokość i charakter karbowania jest różny w zależności od grubości blach i promienia gięcia łukowego. Dlatego też podejmowane są próby empirycznego określenia zjawiska i porównanie wyników badań z wynikami obliczeń wykonanych według znanych metod. Przykładem takiego podejścia są badania opisane w artykule [13]. Autorzy tego artykułu wykonali obliczenia nośności przy ściskaniu osiowym i mimośrodowym fragmentów blach wykorzystując do tego celu metody numeryczne. Badania były wykonywane na 6 próbkach, z czego 3 poddawane były osiowemu ściskaniu a 3 kolejne ściskaniu mimośrodowemu przy różnym mimośrodku. W wyniku przeprowadzonych analiz otrzymano teoretyczne i badawcze wartości sił krytycznych. Wartości te różniły się od siebie od 8% do 24%, przy czym największą rozbieżność zanotowano dla przypadku mimośrodowego ściskania. Badania opisane w artykule [13] wykonane były na niewielkiej liczbie prób i bez szczegółowego opisu odkształceń występujących podczas obciążania. Stąd nie są jasno opisane zjawiska towarzyszące powstaniu dystorsji, a same wyniki badań w porównaniu z obliczeniami nie wykazują dobrej zbieżności zwłaszcza przy ściskaniu mimośrodowym. Wyniki pracy [13] można uznać za pilotażowe w tej dziedzinie, jednak niewystarczające do praktycznego zastosowania zwłaszcza, że dotyczą one jedynie zjawiska lokalnego jako pewnego rodzaju osobliwości konstrukcyjnej, a nie jego wpływu na globalną stateczność i nośność konstrukcji. Mając na uwadze zapotrzebowania w tej tematyce Instytut Techniki Budowlanej podjął prace badawcze mające na celu rozwiązanie nośności i stateczności samonośnych blach łukowych, które opisano w pkt . 5.

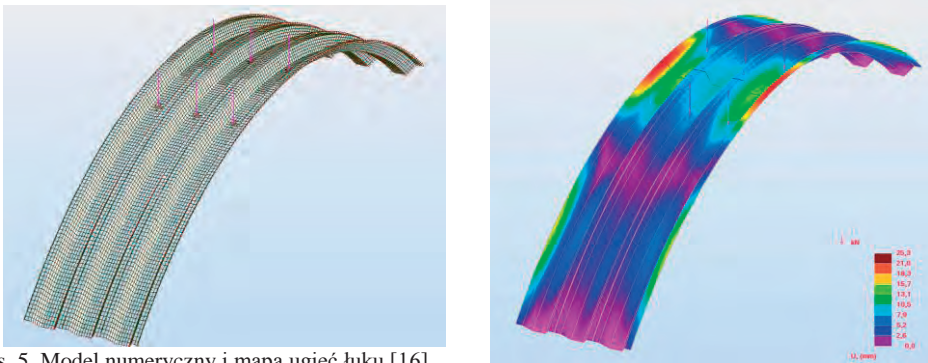
4. Badania w makroskali

W ramach badań realizowanych na potrzeby przemysłu, w Zakładzie Konstrukcji i Elementów Budowlanych ITB wykonywane były badania fragmentów zadaszeń łukowych z blach profilowanych w skali naturalnej (rys. 4). Badania miały na celu wyznaczenie nośności elementu. Element badawczy stanowił łuk kołowy składający się z trzech profili ABM 240 o rozpiętości 9,5m i wyniosłości 1,9m. Obciążenia realizowane były przez sześć sił skupionych przyłożonych do środków profili. Obciążenie przykładano cyklicznie w sekwencji: 0-5kN-0-10kN-0-15kN- do zniszczenia. Obciążenia szczytowe w każdej sekwencji utrzymywane były przez 15min. Kolejnym etapem analizy były obliczenia numeryczne odwzorowujące geometrię modelu, warunki podparcia i sekwencje obciążeń (rys. 5).

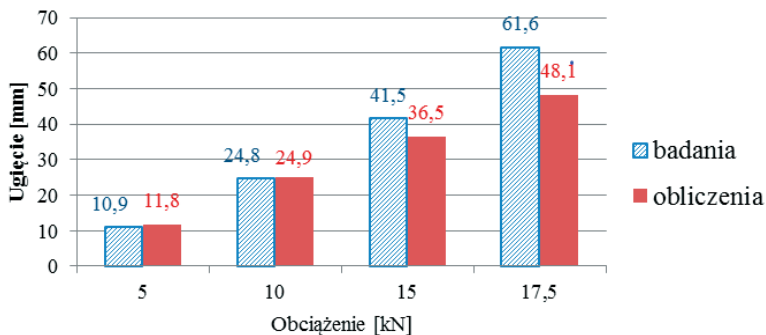


Rys. 4. Element badawczy zadaszania łukowego ABM 240 [16]

Porównanie wyników badań i obliczeń w przypadku ugięcia mierzonego w środku łuku przedstawia rys.6.



Rys. 5. Model numeryczny i mapa ugięć łuku [16]



Rys. 6. Porównanie ugięć z badań i obliczeń [16]

Na dwóch pierwszych poziomach obciążeń, ugięcia z badań i obliczeń były niemal identyczne. Natomiast rozbieżności w górnych zakresach obciążeń i przy obciążeniu niszczącym wyniosły około 20%. Ugięcia z badań są większe w porównaniu z ugięciami uzyskanymi z obliczeń. Model numeryczny uwzględniał jedynie niestateczność globalną. Różnice w wynikach w górnym zakresie obciążeń wskazują na pojawienie się dystorsji, której zakres w tym przypadku nie był rozpoznany. Co ciekawe wyniki badań modelu w makroskali i wyniki badań [13] wskazują na rozbieżności rzędu 20%. Mimo, że badania dotyczyły jakościowo innych cech (siła krytyczna w badaniach [13] dla obciążenia mimośrodowego i ugięcie modelu w badaniach ITB przy interakcji ściskania ze zginaniem), to zarówno w jednym jak i drugim przypadku nie uwzględniano dystorsji w modelach obliczeniowych.

Postać utraty stateczności lokalnej w badaniach [13] i ITB były podobne (rys. 7)



a) Badania ITB [16]

b) badania wg [13]

Rys. 7. Postaci utraty stateczności lokalnej

Uzyskane wyniki badań wskazują jednoznacznie, że lokalna utrata stateczności ma istotny wpływ na nośność i stateczność konstrukcji łukowych z blach cienkościennych. Poszukiwanie rozwiązań stało się inspiracją do podjęcia szczegółowych badań i analiz w tym zakresie.

5. Dalsze prace

W ITB podjęto prace związane z rozwojem metod projektowania łukowych cienkościennych blach łukowych. Prace te uzyskały dofinansowanie Narodowego Centrum Badań i Rozwoju i ujęte są w Programie Badań Stosowanych. Podstawowym kierunkiem prac jest opracowanie efektywnych metod obliczeń konstrukcji łukowych z profilowanych blach stalowych o różnych grubościach, rozpiętościach i promieniach gięcia. Efektywność metody obliczeń ma polegać na uzyskaniu metody obejmującej interakcję niestateczności globalnych i dystorsji w określaniu nośności i stateczności ustroju. W celu uzyskania danych do opracowania metody, zaplanowano szeroki program badań i obliczeń. Badania będą prowadzone trzyetapowo. W etapie pierwszym zostaną przeprowadzone badania mechanizmu powstawania niestateczności lokalnej na niewielkich próbkach blach. Drugi etap będzie dotyczył badań wpływu dystorsji na stateczność globalną i nośność elementów w skali naturalnej. W tym celu przeprowadzone zostaną badania laboratoryjne pełnowymiarowych modeli łuków. Trzeci etap badań będzie dotyczył obiektów in-situ. W tym przypadku testowane będą metody obliczeń opracowane na podstawie badań z poprzednich etapów na obiektach w pełnowymiarowej skali, obciążonych naturalnymi oddziaływaniami środowiskowymi. Obiekt będzie monitorowany w zakresie wielkości i rodzaju obciążeń oraz odpowiedzi konstrukcji. We wszystkich badaniach wykorzystane zostaną innowacyjne metody pomiarowe (np. metoda cyfrowej korelacji obrazu do pomiaru przemieszczeń i odkształceń 3D) oraz najnowocześniejsze numeryczne programy obliczeniowe.

6. Podsumowanie

Nowe rozwiązania konstrukcyjne mają szerokie możliwości stosowania w budownictwie w tym również rolniczym. Tanie, szybkie w montażu łatwe w użytkowaniu cienkościennie samonośne łukowe blachy stalowe stanowią ciekawą alternatywę dla tradycyjnego budownictwa rolniczego. Pomimo technicznych i ekonomicznych zalet stosowania takich rozwiązań, istnieją pewne niedogodności związane z projektowaniem. Usuniecie tych niedogodności jest zadaniem trudnym i czasochłonnym, ale koniecznym do zrealizowania.

Literatura

- 1 PN-B/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 2 PN-EN 1993-1-1:2006. Projektowanie konstrukcji stalowych. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 3 PN-B-03207:2002. Konstrukcje stalowe,. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
- 4 PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje . Część 1-1 Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynku.
- 5 PN-EN 1991-1-4:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4 Oddziaływania ogólne. Oddziaływanie wiatru.
- 6 PN-EN 1991-1-3 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.
- 7 PN-EN 1993-1-3 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3 Reguły ogólne – Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
- 8 Bródka J. Broniewicz M. Giżejowski M., . Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. Polskie wydawnictwo techniczne, Rzeszów 2006r.
- 9 Rakowski G., Solecki R. Pręty zakrzywione. Obliczenia statyczne. Wydawnictwo Arkady Warszawa 1965.
- 10 Biegus A. Nośność graniczna ściskanych blach fałdowych. Prace naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Serie: Monografie. Wrocław 1983.
- 11 Rykulak K. Zagadnienia stateczności konstrukcji metalowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2012r.
- 12 Biegus. A Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa – Wrocław 1997r.
- 13 Li-Li Wu, Xuan-Neng Gao, Young-Jiu Shi, Yuan-Qing Wang Theoretical nad Experimental Study on Interactive Local Buckling of Arch-shaped Corrugated Steel Roof. Steel Structural 6(2006) 45-54.
- 14 Biegus A. Kowal A. Katastrofa łukowej hali o konstrukcji z blach giętych na zimno. XXV Konferencja Naukowo – Techniczna Międzyzdroje Awarie Budowlane 766-772.
- 15 <http://www.weglopol.eu>
- 16 Prace badawcze realizowane w Instytucie Techniki Budowlanej .

Modern solutions of arch-shaped construction for agricultural building halls

Artur Piekarczuk

Abstract: The paper presents evaluation methods of arch-shaped corrugated steel roof capacity used in an agricultural construction. The arch-shaped corrugated steel roof is easy to install, to use and less expensive than the traditional construction of agricultural buildings. The specific of structure poses many design problems related to the local buckling of profiled sheets. The article presents normative design methods, the most common design errors, trends research methods and numerical calculations.

Keywords: Arch-shaped corrugated steel roof, profiled steel sheet, steel buildings, local buckling.

Badania uszkodzonych elementów ram rusztowań systemu fasadowego

Aleksander Robak¹

¹ *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: a.robak@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono sposób przygotowania oraz przeprowadzenia badań laboratoryjnych służących do analizy wpływu uszkodzeń eksploatacyjnych głównego elementu konstrukcyjnego ram nośnych systemu fasadowego rusztowań. Obecność w zasadzie nieunikniona defektów powoduje zmniejszenie wytrzymałości w stosunku do wytrzymałości teoretycznej. Analiza numeryczna poprzedzona własnymi badaniami laboratoryjnymi pozwala dokładnie opisać zachowanie elementu.

Słowa kluczowe: Rusztowanie, uszkodzenia, pomiary laboratoryjne, rura stalowa, nośność elementu.

1. Wprowadzenie

Rusztowania są elementem obecnym w niemal każdym procesie technologicznym, związanym ze wznoszeniem lub konserwacją obiektów budowlanych. Coraz bardziej skomplikowane obiekty inżynierskie wymagają opracowania specjalnych technologii, umożliwiających sprawną obsługę wszystkich procesów z nimi związanych. Podczas analizy dostępnych materiałów na temat projektowania i obciążeń rusztowań stwierdzono, że tematyka z tym związana jest pobieżnie traktowana przez obowiązujące normy jak i katalogi producentów, a także dostępne są jedynie nie liczne publikacje, poruszające zagadnienia wytrzymałości i stateczności tych tymczasowych konstrukcji. W literaturze poświęconej rusztowaniom nie ma też żadnych informacji na temat wpływu uszkodzeń eksploatacyjnych na pracę statyczną elementów nośnych rusztowań. Praktycznym problemem jest ocena nośności rusztowania, którego elementy uległy znacznym uszkodzeniom w trakcie jego eksploatacji. Powstaje wtedy pytanie, czy można nadal korzystać z rusztowania, czy też należy konstrukcję natychmiast zdemontować. Odpowiedź na to pytanie można uzyskać, wykonując obliczenia statyczne rusztowania z uwzględnieniem uszkodzenia, ale będzie to możliwe wtedy, gdy opracuje się metodę oceny osłabienia elementu i uwzględniania tego faktu w całej konstrukcji rusztowania [1].

Analiza wpływu uszkodzeń na pracę statyczną ram nośnych rusztowań wymaga opracowania kilku rodzajów modeli komputerowych zbudowanych z elementów powłokowych a także prętowych. W obliczeniach MES pełne konstrukcje rusztowań modelowane są za pomocą elementów prętowych. Jednak uwzględnienie w takim modelu uszkodzeń eksploatacyjnych możliwe jest tylko poprzez wcześniejsze opracowanie sposobu uwzględniania uszkodzeń rusztowań, które mogą polegać, na przykład, na: wprowadzeniu zastępczych charakterystyk geometrycznych lub materiałowych, wprowadzeniu zaburzeń geometrii, itp. W tym celu należy wykonać badania laboratoryjne pracy statycznej fragmentów ram z uszkodzeniami oraz całych ram rusztowaniowych z uszkodzeniami. Wyniki badań laboratoryjnych i obliczeń komputerowych posłużą do opracowania metody uwzględniania uszkodzeń, w pierwszym etapie, w pojedynczych ramach, modelowanych za pomocą elementów powłokowych, a w kolejnym etapie w modelach prętowych pełnych konstrukcji rusztowań. Niniejsza praca opisuje badania laboratoryjne nośności fragmentów ram oraz całych ram z wybranymi uszkodzeniami, które są niezbędne do weryfikacji modeli komputerowych, oraz pozwalają na wstępną ocenę wpływu uszkodzeń w rusztowaniach na ich nośność.

2. Klasyfikacja typowych uszkodzeń elementów rusztowań

W odniesieniu do rusztowań uszkodzenia można podzielić na:

- Mikro defekty, z których możemy wyróżnić defekty o charakterze geometrycznym, czyli koncentratory naprężeń w postaci szczelin, pęknięć, wcięć niezwiązanych z budową materiału oraz defekty wewnętrznej budowy materiału w postaci dyslokacji, pustek rozlokowanych wzdłuż granic sąsiednich ziaren, wtrąceń obcego materiału.
- Makro defekty, z których możemy wyróżnić uszkodzania takie jak: deformacja kształtowników tworzących element (np. wygięcie słupka ramy), deformacja połączenia między kształtownikami tworzącymi element, deformacja przekroju poprzecznego kształtowników

Po rozpoznaniu uszkodzeń elementów rusztowań stwierdzono, że realny wpływ na nośność elementów mają wyżej wymienione makro defekty. Z oględzin przeprowadzonych na eksploatowanych elementach stwierdzono, że to właśnie duże uszkodzenia tego typu decydują o wycofanych z elementów użytku. W celu identyfikacji ewentualnych mikro defektów przeprowadzono badanie z użyciem defektoskopu ultradźwiękowego. Badania te przeprowadzone zostały na elementach z widocznymi śladami wielokrotnego użytkowania, wyniki pozwoliły stwierdzić że defekty tego typu nie występują lub ich wielkość jest pomijalna przy analizie nośności.

3. Badania fragmentów rusztowań

3.1. Badania charakterystyk materiałowych

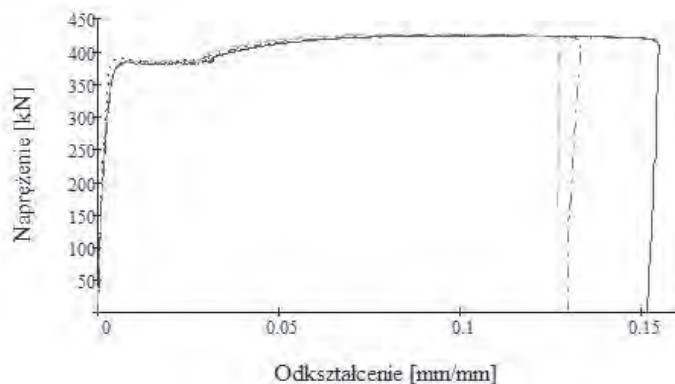
Do przeprowadzenia planowanych analiz i symulacji potrzebne są wartości parametrów takich, jak granica plastyczności, moduł Younga czy moduł wzmocnienia [2]. Wartości tych parametrów uzyskano z próby rozciągania przeprowadzonej na wycinkach elementów konstrukcyjnych ramy (próbki z elementów fabrycznie nowych). Na rys. 1 pokazano próbkę zamontowaną w prasie wytrzymałościowej, przygotowaną do obciążenia osiową siłą rozciągającą, oraz postać zniszczenia próbki.



Rys. 1. Wycinek rury przygotowany do obciążenia siłą osiową.

W celu wyznaczenia charakterystyk materiałowych podczas testu na 5 próbkach zmontowano ekstensometr a na kolejnych dwóch dla porównania pomiar odkształceń na próbce został rejestrowany przy pomocy systemu optycznego pomiaru odkształceń ARAMIS. Na rys. 2 pokazano wykres, na którym zestawiono wyniki otrzymane z testu w postaci zależności naprężenie-odkształcenie. Na wykresie tym przedstawiono wyniki z 2

próbek bez uszkodzenia oraz dwóch posiadających uszkodzenia. Przy takim zestawieniu zaobserwowano bardzo dużą zgodność wszystkich wyników. Różnice pomiędzy poszczególnymi próbkami mieszczą się w zakresie błędów statystycznego, co dodatkowo pozwala na stwierdzenie, że wygenerowane uszkodzenia, w znacznym zakresie odkształceń, nie mają wpływu na zachowanie się próbki poddanej osiowej sile rozciągającej. Całkowite zerwanie próbek uszkodzonych zachodzi przy mniejszych odkształceniach niż w odniesieniu do próbek bez uszkodzeń. Należy przy tym zaznaczyć, że uszkodzenia wytworzone zostały poprzez liniowe przyłożenie siły w taki sposób, aby doprowadzić do deformacji przekroju poprzecznego bez jego załamania i tylko nieznacznych zmian grubości ścianki elementu, odpowiada to uszkodzeniom występującym na eksploatowanych elementach powstałych na skutek np. uderzenia młotkiem lub innego miejscowego przyłożenia obciążenia.



Rys. 2. Wyniki otrzymane z próby rozciągania; linia ciągła – próbki w stanie nienaruszonym, linie przerywane – próbki uszkodzone.



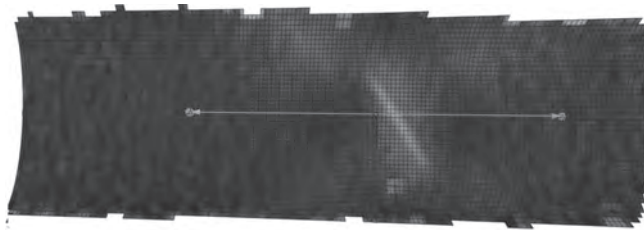
Rys. 3. Wycinek rury przygotowany do obciążenia siłą osiową.

3.2. Badania fragmentów rusztowań z uszkodzeniami

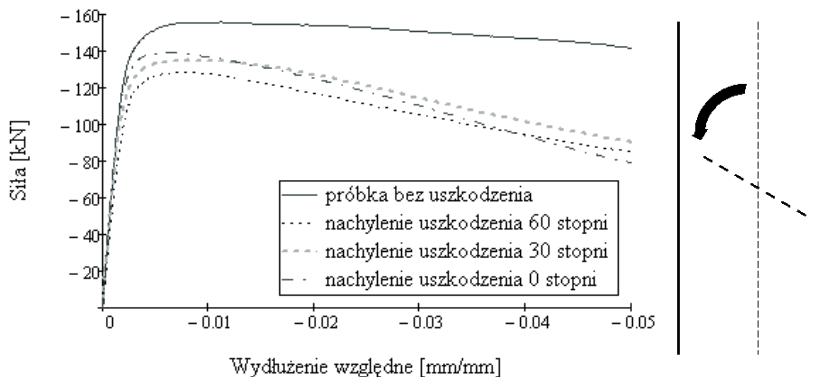
Po ustaleniu charakterystyk materiałowych przeprowadzono badanie, w którym wycinki rur z wygenerowanym uszkodzeniem poddano działaniu siły ściskającej i rozciągającej. Eksperyment, w którym próbka jest poddana działaniu osiowej siły ściskającej wymagała przygotowania przegubowych uchwytów, zapobiegających

przekazywaniu momentu zginającego na szczęki prasy wytrzymałościowej, pojawiającego się w późniejszych fazach doświadczenia. Każde wprowadzenie do układu pomiarowego takich elementów, obarcza eksperyment dodatkowymi błędami, dotyczy to szczególnie przemieszczeń rejestrowanych przez prasę na początku badania, spowodowane jest to „układaniem” się elementów. Uzyskane w ten sposób informacje nie mogą być porównywane z precyzyjnymi wynikami otrzymywanymi podczas symulacji numerycznych. Dlatego przebieg badania w prasie wytrzymałościowej MTS zaplanowano z jednoczesną rejestracją przez system optycznego pomiaru odkształceń ARAMIS. W celu użycia systemu ARAMIS na próbkę naniesione zostały punkty z farby na podstawie ich wzajemnych przemieszczeń podczas testu wyznaczone zostaną odkształcenia na powierzchni próbki. Próbkę, przygotowaną do obciążenia osiową siłą ściskającą, wraz z uchwytami, umożliwiającymi zamocowanie wycinka rury pokazano na rys. 3.

Wyniki otrzymane z próby ściskania przedstawiono na rys. 5. Na wykresie tym pokazano zależność siły i skrócenia względnego mierzonego między dwoma punktami usytuowanymi w odległości ok. 4cm od środka osi uszkodzenia (rys.4). Pomiary wykonano w odniesieniu do próbki bez uszkodzenia oraz trzech próbek z uszkodzeniami, których oś z osią elementu tworzą kąty: 0° , 30° i 60° . Na wykresie widać, że w próbkach z uszkodzeniami uzyskano mniejszą wartość siły maksymalnej. Zgodnie z przewidywaniami widać też, że im kąt pomiędzy osią elementu a uszkodzenia jest mniejszy tym wartość siły maksymalnej, uzyskanej w pomiarach, jest większa. Inaczej mówiąc uszkodzenia wzdłuż osi elementu są mniej niebezpieczne niż uszkodzenia prostopadłe do osi elementu.



Rys. 4. Obraz uzyskany z analizy przeprowadzonej przez system ARAMIS.

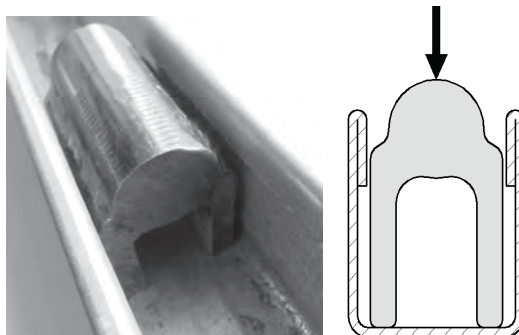


Rys. 5. Wyniki otrzymane z próby ściskania rury z deformacjami kształtu oraz schemat usytuowania uszkodzenia względem osi pręta.

4. Badania pełnej ramy systemu fasadowego

Innym rodzajem badań laboratoryjnych uszkodzeń, występujących w ramach rusztowaniowych, były badania wytrzymałościowe całych ram systemu fasadowego rusztowań w prasie Żwick i porównanie odkształceń ramy nienaruszonej z odkształceniami

ramy, posiadającej uszkodzenia, polegające na wygięciu słupków. Strzałka ugięcia słupków wynosiła ok. 1cm na dwu metrowym elemencie.



Rys. 6. Schemat przekazywania siły na ramę rusztowania w prasie wytrzymałościowej.

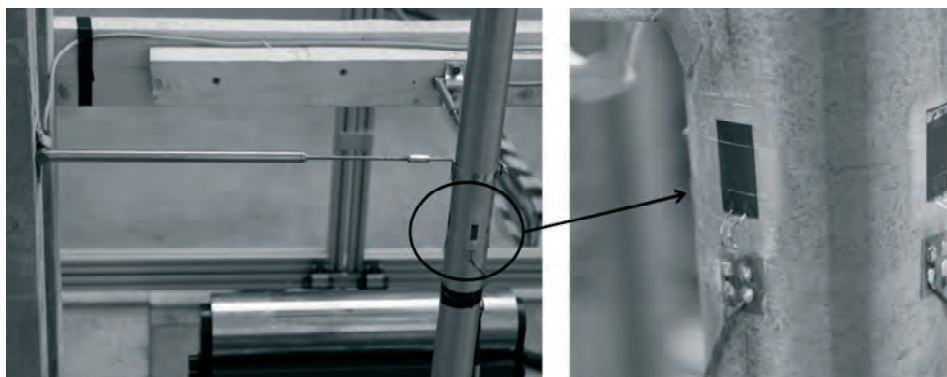


Rys. 7. Stanowisko do obciążania ramy systemu fasadowego rusztowań.

Ze względu na stosunkowo duże wymiary oraz bardzo dużą smukłość takich elementów, bardzo ważne jest precyzyjne ustawienie ram względem prasy. Jeżeli planuje się porównanie wyników badań laboratoryjnych z obliczeniami to należy pamiętać, że sytuacja pomiarowa musi dać możliwość przyjęcia jednoznacznych warunków brzegowych i sposobu przyłożenia obciążenia [3]. W tym celu stworzono specjalne stanowisko. Do podstawy prasy przykręcono specjalnie przygotowaną do tego celu płytę stalową z wspawanymi trzpieniami, pochodzącymi z ramy rusztowania. Montaż kolejnych ram polega na nasunięciu na przygotowaną podstawę i ustawieniu ramy w pionie. Pozwoliło to na jednakowe ustawienie wszystkich badanych elementów centralnie pod trawersą, przekazującą obciążenia a także wiernie odwzorowało zamocowanie elementu

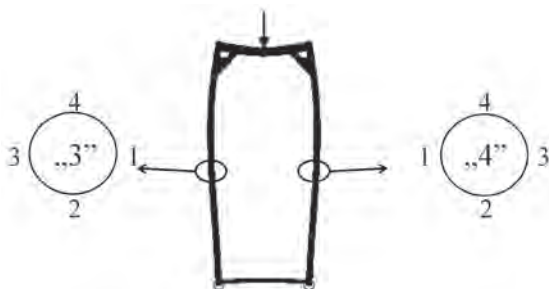
w rzeczywistych konstrukcjach rusztowań. Zgodnie z normą [4] połączenie rama-rama powinno być modelowane, jako sztywne. Obliczenia wykonane dla tego stanowiska pokazały jednak, że na dole ramy należy przyjąć podpory, blokujące przesuw i umożliwiające swobodny obrót elementu. Drugim ważnym aspektem, uwzględnionym w stanowisku badawczym jest sposób przyłożenia obciążenia.

Na rys. 6. przedstawiono schemat przekazania siły z trawersy prasy na u-profil ramy zrealizowany za pomocą specjalnie wykształconego elementu stalowego. Brak tego elementu oznaczałby punktowe przekazanie siły na bardzo smukłe półki u-profilu, co przy stosowanym podczas badań zakresie wartości obciążenia spowodowałoby miejscowe zniszczenie na skutek utraty stateczności. Dodatkowo zastosowane rozwiązanie pozwala uniknąć nierównomiernego obciążenia spowodowanego różnicami w długości półek u-profilu. Stanowisko badawcze wraz ze zmontowanym elementem pokazano na rys. 7.



Rys. 8. Aparatura pomiarowa zmontowana na ramie podczas badań.

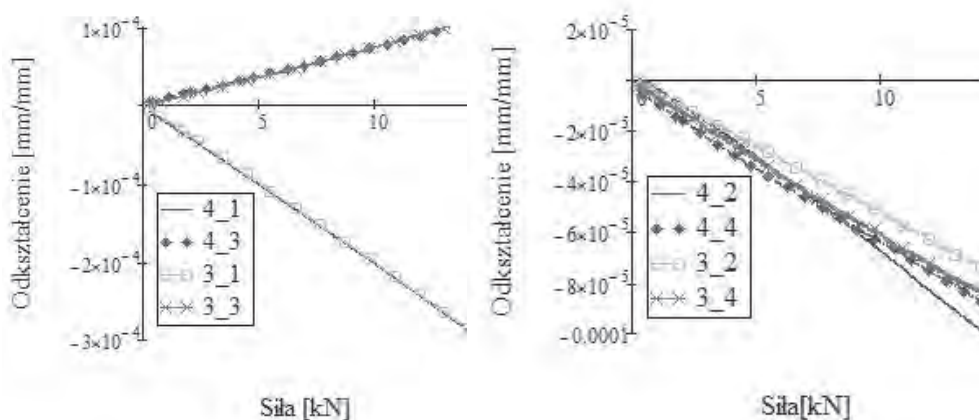
Na rys. 8 przedstawiono aparaturę pomiarową, zastosowaną podczas badań ramy. Na każdym ze stojaków w odległości 95cm od podstawy ramy przyklejono zestaw czterech tensometrów elektrooporowych, mierzących odkształcenia w kierunku pionowym. Dodatkowo na jednym ze stojaków zamontowano zestaw dwóch czujników przemieszczenia umieszczonych 105cm od podstawy, mierzących przemieszczenia poziome stojaka w płaszczyźnie ramy oraz prostopadłe do płaszczyzny ramy. Wszystkie wyniki łącznie z siłą rejestrowane zostały za pomocą analizatora sygnału Hottinger.



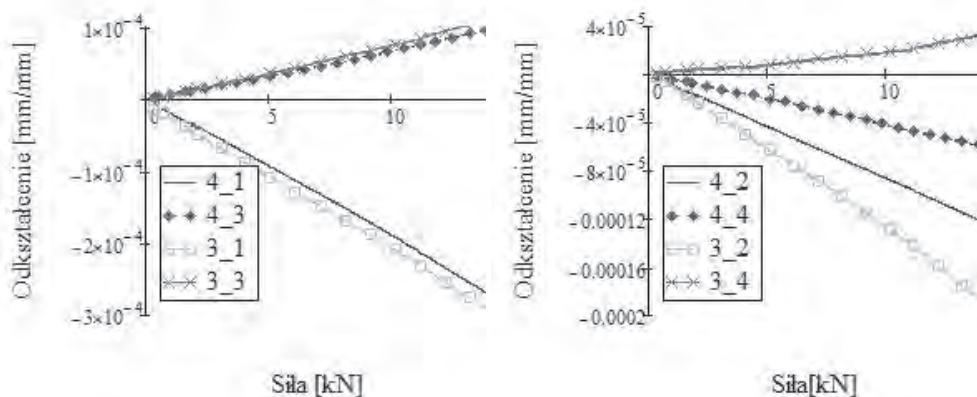
Rys. 9. Schemat statyczny oraz rozmieszczenie tensometrów na ramie.

Na rys. 9 schematycznie zaznaczono rozmieszczenie tensometrów na ramie oraz w obrębie każdego ze słupków. Wykresy pokazane na rys. 10 przedstawiają wartości odkształceń z tensometrów w zależności od siły, zarejestrowanej podczas obciążenia fabrycznie nowej ramy pozbawionej uszkodzeń. Na wykresie umieszczonym po lewej stronie zestawiono wartości odczytane z tensometrów, w których wartości odkształceń są efektem działania zarówno osiowej siły ściskającej jak i momentu zginającego z obu słupków ramy, natomiast po prawej stronie zestawiono wartości z tensometrów, w których wartości odkształceń powinny być efektem działania jedynie osiowej siły ściskającej.

Z obserwacji oraz wstępnej analizy numerycznej wynika, że na wykresie po prawej stronie ze względu na symetryczność geometrii modelu oraz obciążenia, wartości zarejestrowane we wszystkich czterech tensometrach powinny być takie same. Różnice między poszczególnymi odczytami wynikają z niedokładności stanowiska badawczego (pionowość układu, umiejscowienie tensometru względem osi słupka), które mimo staranności wykonania pomiarów nie udało się uniknąć. Na rys. 11 umieszczono analogicznie odczyty z badania ramy, w której stwierdzono uszkodzenie w postaci wygięcia jednego ze słupków ramy. Jak widać tego typu defekt ma znaczący wpływ zarówno na rozkład jak i wielkości ekstremalne odkształceń a co za tym idzie nośność elementu. Różne defekty ramy takie jak wygięcie słupka z płaszczyzny ramy, wygięcie w płaszczyźnie, deformacja połączenia pomiędzy słupkiem i u-profilem, czy zwichrzenie ramy wywołują inne jakościowo stany naprężeń. Powodują przede wszystkim to, że układ nie jest równomiernie obciążony, a ze względu na wygięcie występują w nim większe momenty zginające. Ponieważ słupki ram są elementami smukłymi, to ma to bardzo duży wpływ na pracę statyczną całego układu. W przypadku badanej uszkodzonej ramy, w zakresie sprężystym, widać dwukrotny wzrost odkształceń w stosunku do ramy nienaruszonej, wynikających ze zginania jednego ze słupków. Do wspomnianej wcześniej analizy numerycznej użyto programu obliczeniowego ALGOR opartego na MES. W obliczeniach użyto liniowej analizy statycznej, ponieważ przy przyjętym zakresie sił w doświadczeniu nie wykroczone poza część sprężystą pracy elementu. Model zbudowany został w całości z elementów powłokowych o sześciu stopniach swobody (elementy Plate z biblioteki programu ALGOR).



Rys. 10. Zależność siła-odkształcenie zarejestrowane podczas badań ramy bez uszkodzeń.



Rys. 11. Zależność siła-odkształcenie zarejestrowane podczas badań ramy z uszkodzeniem.

5. Wnioski

Przedstawione w pracy badania laboratoryjne pozwalają na wyciągnięcie wniosków jakościowych. Na podstawie tych badań można stwierdzić, że uszkodzenie próbek, polegające na zdeformowaniu kształtu przekroju z zachowaniem jego ciągłości w znaczącym zakresie obciążeń nie mają wpływu na nośność elementów rozciąganych. W przypadku rurowych elementów ściskanych uszkodzenia prostopadłe do osi elementu są bardziej niebezpieczne dla konstrukcji niż uszkodzenia wzdłuż osi. Ponadto wygięcie słupków i inne uszkodzenia, zmieniające kształt ramy, mają znacznie większy wpływ na nośność konstrukcji niż lokalne uszkodzenia, wywołane np. uderzeniem młotka. W przypadku opisywanych badań stwierdzono, że wygięcie słupka spowodowało niemal dwukrotne zwiększenie odkształcenia słupków ramy i to tylko w zakresie sprężystym, a uszkodzenia lokalne zmniejszyły nośność elementów ściskanych na poziomie 10%.

Powyższe wnioski opisują tylko jakościowe zmiany nośności, jakie mogą wystąpić w konstrukcji. Dalsze badania dokładnych zależności pomiędzy wielkościami, rodzajem i lokalizacją uszkodzeń należy przeprowadzić za pomocą obliczeń komputerowych, a przedstawione badania posłużą również do weryfikacji modeli komputerowych.

Na koniec warto zwrócić uwagę na jeszcze jeden aspekt badań laboratoryjnych, które mają uzupełniać i weryfikować obliczenia komputerowe. W takich badaniach bardzo ważne jest, aby opracować sposób przykładania obciążenia oraz oparcie próbki w badaniach laboratoryjnych w taki sposób, aby w sposób jednoznaczny w modelu komputerowym można było wprowadzić warunki brzegowe i siły, a podczas badań elementów uszkodzonych należy poddawać próbom wytrzymałościowym elementy tylko z jednym rodzajem uszkodzeń.

Literatura

- 1 H.Zhang, T. Chandrangu, K.J.R. Rasmussen: Probabilistic study of the strength of steel scaffold systems, *Structural Safety*, 32, 2010, 393-401.
- 2 Brunarski L., Kwieciński M., *Wstęp do teorii sprężystości i plastyczności*, Wydawn. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1984.
- 3 Pieńko, M. and Błazik-Borowa, E., Numerical analysis of load-bearing capacity of modular scaffolding nodes, *Engineering Structures*, vol 48, pp. 1-9, 2013
- 4 PN-EN 12811-1:2007: Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy. Część 1: Rusztowania. Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania

Tests of damaged members of facade scaffolding bearing frames

Aleksander Robak¹

¹ *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: a.robak@pollub.pl*

Abstract: The preparation and execution of laboratory tests for analysis of influence of operational damage in the main structural member of facade scaffolding bearing frame on the frame capacity are presented in this paper. Virtually unavoidable presence of defects demands reduction of the material strength in comparison to the theoretical one. Numerical analysis has been preceded by author's own laboratory tests which allow to description in detail the behavior of scaffolding member.

Keywords: Scaffolding, damage, laboratory tests, steel pipe, capacity of scaffolding members.

Pomiary charakterystyk dynamicznych jako element projektowania wspomaganego badaniami przy wyznaczaniu obciążenia wiatrem stalowych wież kratowych wg Eurokodu

Marcin Skwarek¹, Jacek Hulimka²

¹ Pracownia Projektowa M.Skwarek J.Hulimka Sp. J., e-mail:
marcin.skwarek@pracowniaprojektowa.com.pl

² Katedra Inżynierii Budowlanej, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, e-mail:
jacek.hulimka@polsl.pl

Streszczenie: Dotychczasowe publikacje autorów, związane z obliczaniem stalowych wież kratowych wg norm Eurokod, wskazywały między innymi na specyfikę i złożoność tego procesu, w porównaniu do prac wykonywanych na podstawie poprzednich norm krajowych. Niniejsza praca opisuje już przeprowadzone oraz planowane przez autorów prace badawcze, związane z pomiarami charakterystyk dynamicznych przedmiotowych konstrukcji, wraz z ogólnym podaniem uzyskanych do tej pory wyników. Pomiary takie rozpatrywane są tu jako jedna z metod doświadczalnych, dopuszczanych normami PN-EN, możliwa do wykorzystania, szczególnie w ocenie nośności istniejących obiektów.

Słowa kluczowe: stalowe wieże kratowe, obciążenie wiatrem wież kratowych.

1. Wprowadzenie

W wieloletniej już praktyce zawodowej autorów referatu szczególne miejsce zajmują prace związane z oceną nośności i projektowaniem stalowych wież kratowych, w większości stanowiących konstrukcje wsparcze instalacji telekomunikacyjnych oraz systemów antenowych stosowanych w radiodifuzji. Jak opisywano wcześniej, np. w pracy [1], wprowadzenie norm PN-EN uczyniło obliczanie tego typu konstrukcji żmudnym i skomplikowanym procesem, szczególnie w odniesieniu do funkcjonujących wcześniej norm krajowych. Co więcej, przedstawione choćby w pracy [2] zamienne procedury Eurokodu, prowadzą często do istotnie rozbieżnych, choć równoprawnych wyników obliczeń. Taki stan rzeczy skłonił autorów do sięgnięcia po dopuszczane normami metody doświadczalne. W pierwszej kolejności, kierując się zapisami normy [3], rozpoczęto prowadzenie pomiarów charakterystyk dynamicznych (własnych) stalowych wież kratowych, jako potencjalnie najprostszymi do zrealizowania. Opis wykonanych już pomiarów, wynikające z nich wstępne wnioski oraz plany dalszych badań przedstawiono w dalszych rozdziałach.

2. Pomiary charakterystyk dynamicznych wież, a postanowienia normowe, definicje podstawowych wielkości i studium literatury

Normy Eurokod dopuszczają stosowanie metod doświadczalnych pod hasłem *projektowania wspomaganego badaniami*, z czego wynika brzmienie tytułu niniejszej pracy. Pierwsza z reguł normy [3], wiodącej dla rozpatrywanych tu konstrukcji, podaje w tym zakresie, iż w projektowaniu wspomaganym badaniami stosuje się postanowienia [4]. Ten z kolei dokument, podstawowy dla zbioru norm Eurokod, w załączniku D określa rodzaje dopuszczanych badań oraz podaje wskazówki dotyczące ich planowania i opracowywania wyników, w tym ogólne zasady oceny statystycznej. Wśród pozycji wymienionych w regule (1) punktu D3 [4] odnajdujemy dopuszczenie badań kontrolnych w celu sprawdzenia rzeczywistego zachowania się konstrukcji lub jej elementów, w tym określenia częstotliwości drgań lub wielkości tłumienia. Zastosowanie wyników pomiarów opisywanych w niniejszej pracy, w obliczeniach prowadzonych wg norm PN-EN, zostaje

zatem usankcjonowane regulami tychże norm, co oczywiste, po spełnieniu ich ogólnych wymagań. Należy tu wspomnieć, iż norma [3] w zakresie wyznaczania wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań δ_s odsyła do postanowień załącznika D normy [5], wśród których jako najistotniejsze uznać należy wymienione niżej procedury pomiaru logarytmicznego dekrementu tłumienia:

- jako sygnały pomiarowe mogą być rejestrowane wartości przyspieszenia, przemieszczenia, sił lub odkształceń konstrukcji,
- do wyznaczenia wartości δ_s można stosować metodę krzywej zaniku drgań, metodę autokorelacji lub metodę połowy szerokości pasma (opisane np. w monografii [6] lub w artykule [7]),
- pomiary powinny uwzględniać całą energię drgań, dlatego prowadzi się je jednocześnie w dwóch prostopadłych kierunkach,
- amplituda podczas badań powinna mieścić się w zakresie przewidywanych wielkości amplitud drgań.

Norma [5] odwołuje się tu także do podanej w [8] definicji całkowitego logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań (dla podstawowej, pierwszej postaci), którą wyraża wzór:

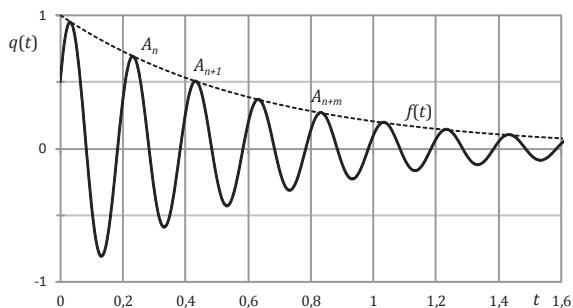
$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (1)$$

gdzie δ_s to logarytmiczny dekrement tłumienia konstrukcyjnego, δ_a to logarytmiczny dekrement tłumienia aerodynamicznego, a δ_d – logarytmiczny dekrement tłumienia wynikający z zastosowania urządzeń tłumiących (jeśli takie występują). Definicja ta zwraca zatem uwagę przede wszystkim na konieczność uwzględniania ewentualnego wpływu oddziaływania wiatru w trakcie prowadzonych pomiarów i wynikającego z tego aerodynamicznego tłumienia drgań konstrukcji. Wspomnieć można tu także, że norma [3] zwraca również uwagę na fakt, iż częstotliwość drgań własnych zmienia się zależnie od warunków obciążenia, co wydaje się jednak oczywistym, szczególnie w przypadku sił masowych, w tym pochodzących od ewentualnego oblodzenia wieży.

Rozważania drgań przedmiotowych obiektów, a w szczególności określenie ich podstawowych wielkości własnych, sprowadzają się do zagadnień związanych z dynamiką układu o jednym stopniu swobody. Pomijając zbędne w tym miejscu wyprowadzenia, w tym rozwiązania równań ruchu drgań swobodnych i tłumionych, podać należy jedynie zależności opisujące wybrane wielkości podstawowe, przywoływane w dalszej treści pracy. I tak, elementarnym będzie tu pojęcie częstotliwości drgań własnych n , którą opisać można zależnością:

$$n = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [\text{Hz}] \quad (2)$$

gdzie ω jest częstością kołową drgań swobodnych, k oznacza sztywność układu drgającego (w kierunku drgań) a m jego masę. Dalej, istotnymi dla niniejszej pracy będą wielkości charakteryzujące tłumienie (konstrukcyjne) drgań swobodnych, o przykładowym przebiegu jak na rys. 1.



Rys. 1. Przykład przebiegu drgań swobodnych podkrytycznie tłumionych

Wielkością, którą można uznać za elementarną, jest tu tzw. liczba tłumienia ξ , definiowana jako ułamek (procent) tłumienia krytycznego (stopień tłumienia). Ponieważ wielkość tłumienia drgań określana jest w praktyce na drodze doświadczalnej, do jej scharakteryzowania używa się tzw. logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań, zdefiniowanego jako logarytm naturalny ze stosunku kolejnych amplitud drgań o tych samych znakach (jak na rys. nr 1), co wyraża równanie:

$$\delta_s = \frac{1}{m} \ln \frac{A_n}{A_{n+m}}, \text{ lub dla } m = 1 \quad \delta_s = \ln \frac{A_n}{A_{n+1}} \quad (3)$$

przy czym w praktyce łatwiejszym do wykonania jest pomiar przyspieszeń drgań, stąd stosowane będą tu także amplitudy przyspieszeniowe. Logarytmiczny dekrement tłumienia drgań oraz liczbę tłumienia (ułamek tłumienia krytycznego) wiąże zależność:

$$\delta_s = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}, \quad (4)$$

a dla $\xi \ll 1$, w przybliżeniu:

$$\delta_s \approx 2\pi\xi \quad (5)$$

Należy tu zaznaczyć, że przytoczone wyżej wielkości opisujące tłumienie, a w szczególności zależność definiująca logarytmiczny dekrement tłumienia, dotyczą teoretycznego przypadku wiskotycznego tłumienia drgań swobodnych. W rzeczywistych układach, gdzie pojawia się złożony model tłumienia, na który składają się co najmniej tłumienie tarcieniem konstrukcyjnym oraz wewnętrznym (materiałowym), wielkość logarytmicznego dekrementu tłumienia zależna będzie także od amplitudy początkowej drgań swobodnych, co opisane zostało np. w pracy [9]. Wyjaśnia to, przytoczoną wyżej, jedną z procedur [5] pomiarów teŝże wielkości (dotyczącą wielkości amplitud podczas badań).

Przeprowadzone studium literatury pokazuje, że opisane pomiary cech dynamicznych istniejących stalowych wieŝ kratowych stanowią w większości przypadki jednostkowe, co szczególnie dotyczy doświadczalnego ustalenia wielkości charakteryzujących tłumienie drgań. Dodatkowo, dostępne źródła pokazują dość istotny rozrzut tychŝe wielkości. Sięgając od normy [8], z tabeli F.2 odczytujemy wielkości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań w pierwszej (podstawowej) postaci, wynoszące odpowiednio: 0,02 dla konstrukcji spawanych, 0,03 dla konstrukcji łączonych na śruby wysokiej wytrzymałości oraz 0,05 – łączonych na śruby zwykłe. Wg normy [10], co przytoczono także w pracy [11], stosowane były wielkości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań równe: 0,06 dla konstrukcji spawanych oraz 0,08 dla konstrukcji łączonych na śruby. Przedstawione w pracy [12] zalecenia IASS (International Association for Shell and Spatial Structures) podają z kolei następujące wielkości liczby tłumienia (ułamek tłumienia krytycznego): 0,012 dla konstrukcji spawanych, 0,02 dla konstrukcji skręcanych na śruby wysokiej wytrzymałości oraz 0,03 – skręcanych na śruby zwykłe, co po przeliczeniu na wielkość logarytmicznego dekrementu tłumienia wg równania (5) daje w przybliżeniu wartości, odpowiednio: 0,075, 0,125 oraz 0,188. Jednocześnie, w pracy [12] przytoczono wyniki pomiarów dwóch wieŝ kratowych, gdzie dla wieŝy o wysokości 101 m, przy zmierzonej częstotliwości drgań własnych w pierwszej postaci 1,13 Hz, uzyskano stopień tłumienia 0,0246 ($\delta_s \approx 0,154$), natomiast dla wieŝy o wysokości 52,1 m i zmierzonej częstotliwości drgań własnych w pierwszej postaci równej 1,3 Hz, ustalono stopień tłumienia równy 0,016 ($\delta_s \approx 0,10$). Z kolei z pomiarów wieŝ opisanych w artykułach [13] i [14] wynikają wielkości ułamka tłumienia krytycznego równe od 0,011 ($\delta_s \approx 0,069$) do 0,003 ($\delta_s \approx 0,019$). Można tu jeszcze przedstawić zakres wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań dla wieŝ stalowych, podany na podstawie studium literatury w pracy [6], tj. od 0,013 do 0,182. Warty przytoczenia jest tu także artykuł [15], w którym opisano przeprowadzone pomiary tłumienia obiektów o nieco odmiennej konstrukcji, lecz takim samym charakterze (schemacie) – pełnościennych słupów, wiotkich w porównaniu z wieŝami kratowymi (np. oświetleniowych). Wnioski teŝże pracy wskazują jednak wyraźnie na zależność wartości

logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań (czy też stopnia tłumienia) od amplitudy początkowej.

Lektura niektórych z przywołanych w pracy publikacji pokazała jeszcze jeden aspekt związany z pomiarami charakterystyk dynamicznych stalowych wież kratowych. Otóż, np. w pracach [12] i [16] podano proste, wyraźnie empiryczne zależności, opisujące częstotliwość drgań własnych wież n_1 w pierwszej postaci (giętej). I tak, w ślad za [12] i [16], na podstawie normy australijskiej, podać można zależność:

$$n_1 \approx 1500 \cdot \frac{b_a}{H^2} \quad (6)$$

gdzie b_a jest średnią szerokością boku trzonu kratowego wieży (obliczaną jako stosunek pola powierzchni rzutu ściany wieży do jej wysokości H – przypis autorów). Jak podają obydwaj źródła, równanie to jest jednak słuszne jedynie dla wież bez zamontowanego wyposażenia (o istotnej, dodatkowej masie). Dla wież z zamontowanym wyposażeniem w okolicy wierzchołka, o masie M , w pracy [16] podano następujący wzór korygujący:

$$n_1^M = n_1 \sqrt{\frac{M_1}{M_1 + M}} \quad (7)$$

gdzie n_1 jest częstotliwością drgań własnych wyznaczoną ze wzoru (6), a M_1 to masa równoważna konstrukcji wieży. Ponadto, w pracy [16] podano następujący wzór alternatywny dla wież z zamontowanym wyposażeniem:

$$n_1 = \left(\frac{L_N}{H} \right)^{2/3} \left(\frac{b_b}{H} \right)^{1/2} \quad (8)$$

gdzie b_b to szerokość podstawy trzonu wieży, a L_N to parametr wynoszący odpowiednio 270 dla konstrukcji o podstawie kwadratu oraz 230 dla wież o podstawie trójkąta.

Stosowanie tak prostych wzorów pozwala na istotne ograniczenie nakładu pracy przy wyznaczaniu zastępczego obciążenia wiatrem wież, szczególnie w przypadkach, kiedy analizę obiektu można zamknąć na poziomie porównania wielkości oddziaływań w kolejnych schematach obciążenia. W innych przypadkach, dla wyznaczenia częstotliwości drgań własnych niezbędne jest przeprowadzenie analizy modalnej konstrukcji lub stosowanie wzorów ogólnych, wynikających z zależności (2), podanych np. w normach [4], [10] i [17] czy też w pracy [11], co wymaga wcześniejszego wyznaczenia zastępczej sztywności trzonu wieży. Odpowiednia seria pomiarów częstotliwości drgań własnych realizowanych w Polsce wież pozwoliłaby zatem na potwierdzenie lub zweryfikowanie przytoczonych wyżej zależności empirycznych.

3. Zakres i metodyka pomiarów

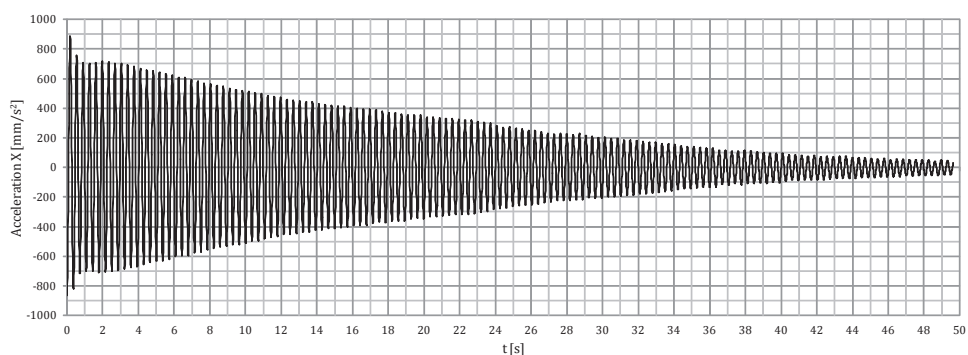
Do celów doświadczalnego ustalenia częstotliwości drgań własnych stalowych wież kratowych w pierwszej postaci (giętej) oraz odpowiadającej jej wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań, rejestrowano przebiegi przyspieszeń drgań (zwykle na wierzchołku wieży lub w jego pobliżu), po wzbudzeniu impulsowym. Do rejestracji sygnałów stosowano trójosiowy analizator drgań, podłączony do przenośnego komputera osobistego. Podstawowe parametry techniczne stosowanego urządzenia są następujące (wg specyfikacji technicznej podanej przez producenta):

- max rejestrowane wartości przyspieszeń drgań: ± 5 g ($\approx \pm 50$ 000 mm/s²),
- rozdzielczość: 2,5 mm/s²,
- zakres częstotliwości drgań: 0 – 2500 Hz,
- częstotliwość próbkowania: max 2¹³ próbek/s (8192 Hz).

W przeprowadzonych do chwili obecnej pomiarach, wymuszenia impulsowe poziomych drgań konstrukcji realizowano poprzez balans ciałem osoby (osób) znajdującej się na szczycie wieży. Działanie takie jest wystarczające z punktu widzenia pomiarów częstotliwości drgań własnych, nie daje jednak możliwości kontroli amplitudy początkowej drgań. Dlatego też, w najbliższym czasie, autorzy planują przeprowadzenie serii pomiarów, w których wymuszenie impulsowe realizowane będzie poprzez zerwanie odpowiednio

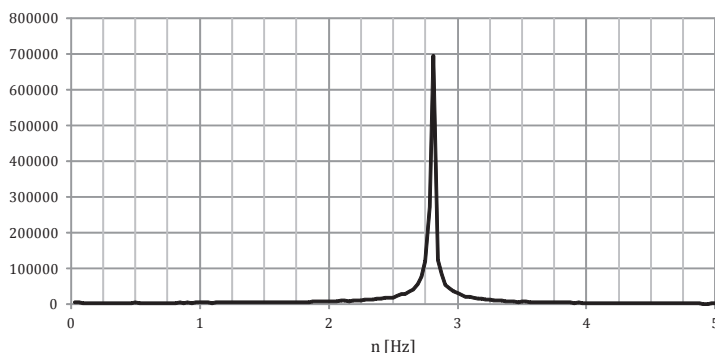
napiętej liny, zaczepionej na wierzchołku trzonu wieży, przy czym kontrolowana będzie siła naciągu wstępnego (przy ustalonym położeniu zaczepu liny w poziomie 0).

Wzbudzenia drgań konstrukcji dokonywane są w czasie względnej ciszy wiatrowej, tzn. przy braku odczuwalnych podmuchów wiatru (na wysokości pomiarowej), co na obecnym etapie doświadczeń pozwala przyjąć brak wpływu tłumienia aerodynamicznego. W przypadku każdego obiektu rejestrowanych jest kilka (od czterech do ośmiu) przebiegów zmienności przyspieszeń drgań, przy czym przed rozpoczęciem pomiarów ustalany jest kierunek amplitud w pierwszej, giętej postaci drgań własnych (na podstawie analizy modalnej lub wstępnych badań). Pozwala to na takie usytuowanie czujnika, aby kierunek drgań konstrukcji w przybliżeniu był zgodny z jednym z dwóch prostopadłych kierunków poziomych, w których rejestrowane są przyspieszenia drgań. Po zarejestrowaniu kolejnych sygnałów prowadzona jest obróbka danych, którą rozpoczyna przefiltrowanie sygnałów, z zastosowaniem filtra dolnoprzepustowego, o wartości 4 lub 8 Hz. Przykład tak przefiltrowanego sygnału przedstawiono na rysunku poniżej.



Rys. 2. Przykład przefiltrowanego sygnału opisującego zarejestrowany przebieg zmienności przyspieszeń poziomych drgań wieży kratowej, po wymuszeniu impulsowym

W dalszej kolejności prowadzona jest analiza widmowa każdego z przefiltrowanych sygnałów dyskretnych, mająca na celu wyznaczenie podstawowej częstotliwości drgań własnych. W tym celu obliczona jest Dyskretna Transformata Fouriera, z zastosowaniem metody Szybkiej Transformacji Fouriera (ang. FFT). Przykład uzyskanego widma częstotliwościowego przebiegu czasowego przyspieszeń drgań jak na rys. 2, przedstawia poniższy rysunek. Odczytana z tego wykresu wartość ekstremum odpowiada poszukiwanej częstotliwości drgań własnych konstrukcji w pierwszej postaci.

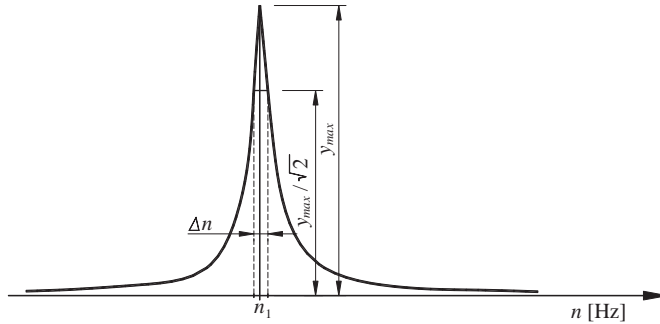


Rys. 3. Widmo częstotliwościowe sygnału przedstawionego na rys. 2 – wykres transformaty Fouriera

Na podstawie uzyskanych danych jw., dla każdego z zarejestrowanych sygnałów dyskretnych możliwe jest wyznaczenie logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań. Stosowane są dwie metody. Pierwszą z nich jest metoda połowy

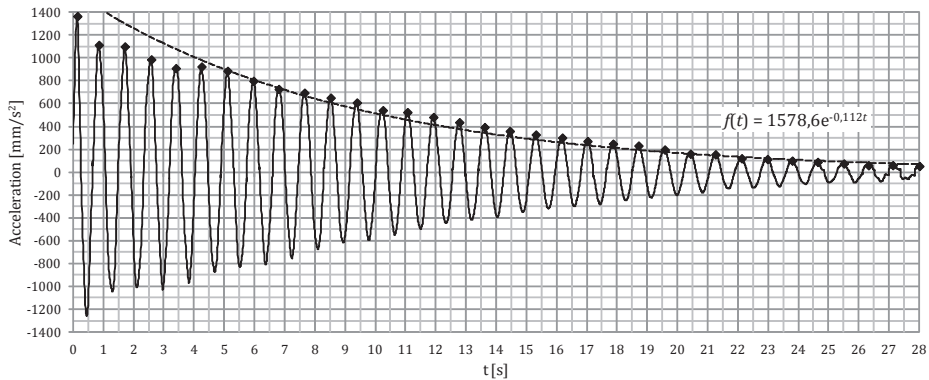
szerokości pasma (ang. half-power bandwidth), w której wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań uzyskiwana jest na podstawie analizy widmowej sygnału, na podstawie poniższej zależności (wg [6]), oraz rys. 4. Metoda ta jest właściwa dla konstrukcji o pojedynczych lub wyraźnie odseparowanych częstotliwościach drgań własnych, a więc także dla przedmiotowych wież kratowych.

$$\delta_s = \pi \frac{\Delta n}{n_1} \quad (9)$$



Rys. 4. Wyznaczanie logarytmicznego dekrementu tłumienia na podstawie analizy widmowej.

Drugą ze stosowanych równolegle metod wyznaczania logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań jest metoda krzywej zaniku drgań (metoda filtracyjno – regresyjna wg [6]). Polega ona na wyznaczeniu krzywej zaniku drgań $f(t)$ (rys. 1) z uzyskanego, przefiltrowanego sygnału, właściwego dla rozpatrywanej częstotliwości drgań własnych.



Rys. 5. Przykład zastosowania metody krzywej zaniku drgań do wyznaczenia logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego

Krzywa zaniku drgań $f(t)$ dopasowywana jest tu metodą najmniejszych kwadratów (przykład na rys. 5), a opisać ją można następującym równaniem wykładniczym:

$$f(t) = Ae^{-\beta t} \quad (10)$$

gdzie β jest współczynnikiem tłumienia drgań, który zapisać można wg [6] w postaci:

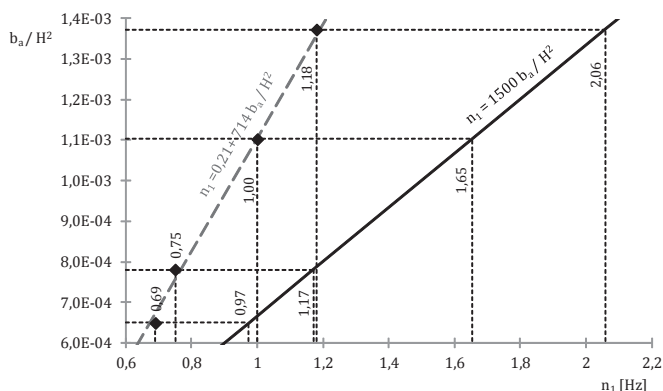
$$\beta = \frac{\delta_s}{T} \quad (11)$$

gdzie T jest okresem drgań własnych. Znając parametr β dopasowanej krzywej oraz wyznaczoną wcześniej częstotliwość drgań własnych, korzystając z równania (11),

wyznacza się wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań δ_s .

4. Omówienie uzyskanych wyników pomiarów

Do chwili obecnej autorzy opracowali wyniki pomiarów przeprowadzonych na dwunastu wieżach o wysokości od 25 do 50 m. Wśród nich są zarówno trzony o podstawie trójkąta równobocznego (5 wież) jak i kwadratowej (pozostałe). Cztery z tych obiektów to konstrukcje nie zawierające istotnych elementów wyposażenia. Zestawiając wyniki pomiarów dla tych wież, w odniesieniu do zależności (6), uzyskano pewną zgodność, proponując możliwość skorygowania przytoczonego wzoru empirycznego, co przedstawiono na rys. nr 6 poniżej. Zaznaczyć przy tym należy, że zaproponowanej funkcji nie można uogólniać, gdyż wyprowadzona została dla wąskiej grupy specyficznych obiektów (stosunkowo lekkich wież o małej sztywności trzonów). Poza tym, ustalone doświadczalnie częstotliwości drgań własnych wykorzystywane są przez autorów w obliczeniach oraz umożliwiają weryfikację modeli komputerowych analizowanych wież.



Rys. 6. Wyniki pomiarów częstotliwości drgań własnych wież w pierwszej postaci, w odniesieniu do wartości wyznaczanych ze wzoru empirycznego (6) oraz możliwość jego korekty (opis w tekście)

Wyznaczone doświadczalnie wielkości charakteryzujące tłumienie wież kratowych pozostawia się jednak w chwili obecnej jako pozbawione możliwości szerszej interpretacji. Można jedynie powiedzieć, że uzyskane wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań mieszczą się od wartości 0,04 dla wież sztywnych, do blisko 0,20 dla tych bardziej podatnych. Zauważalne są przy tym rozbieżności wartości uzyskiwanych na bazie dwóch opisanych wyżej metod. Do szerszej interpretacji wyników wymagana jest jednak większa liczba badanych obiektów, a także opisana wyżej, planowana modyfikacja metodyki bezpośredniego prowadzenia pomiarów.

5. Podsumowanie

W pracy opisano możliwość przeprowadzenia pomiarów charakterystyk dynamicznych stalowych wież kratowych, jako jedną z metod doświadczalnych dopuszczanych normami Eurokod. Uzyskane do tej pory wyniki badań wskazują na możliwość sformułowania empirycznych zależności określających wartość częstotliwości drgań własnych wież w pierwszej postaci oraz potwierdzają znaczne rozbieżności odpowiadających im wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań, zaczerpniętych z różnych źródeł literatury. Niezbędne są kolejne pomiary, w tym takie, które prowadzone będą z kontrolą wielkości amplitudy początkowej drgań wymuszanych impulsowo. Autorzy planują dalsze badania w tym zakresie, a ich wyniki przedstawią w przyszłych publikacjach.

Literatura

- 1 Skwarek M., Hulimka J. Obciążenia w obliczeniach stalowych wież kratowych na podstawie norm Eurokod. Szersze spojrzenie. Inżynier Budownictwa nr 3/2012, s.76-80.
- 2 Skwarek M., Hulimka J. Wybrane problemy wyznaczania obciążenia wiatrem wież kratowych w ujęciu norm PN-EN, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z.58 (3/11/II), Rzeszów 2011, s.299-306.
- 3 PN-EN 1993-3-1:2008 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
- 4 PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- 5 PN-EN 1993-3-2:2008 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-2: Wieże, maszty i kominy – Kominy.
- 6 Szulej J. Wyznaczenie ekwiwalentnego tłumienia drgań w konstrukcjach wielomateriałowych. Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2010.
- 7 Kawecki J., Kowalska A. Tłumienie drgań w opisie sztywnościowo – bezwładnościowym. Czasopismo Techniczne, Z. 11. Budownictwo z. 3-B. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2010, s. 43-50.
- 8 PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- 9 Giergiel J. Tłumienie drgań mechanicznych. PWN, Warszawa 1990.
- 10 PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- 11 Żurański J.A. Obciążenia wiatrem budowli i konstrukcji. Arkady, Warszawa 1978.
- 12 Madugula M.K.S. Dynamic response of lattice towers and guyed masts. SEI, ASCE, 2002.
- 13 Glanville M.J., Kwok K.C.S., Denoon R.O. Full-scale damping measurements of structures in Australia. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 59 (1996) 34-364.
- 14 Holmes J.D., Schafer B.L., Banks R.W. Wind-induced vibration of a large broadcasting tower. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 41-44 (1992) 2101-2109.
- 15 Pagnini L.C., Solari G. Damping measurements of steel poles and tubular towers. Engineering Structures 23 (2001) 1085-1095.
- 16 Holmes J.D. Wind loading of structures. Taylor & Francis, 2007.
- 17 PN-79/B-03204 Konstrukcje stalowe. Maszty oraz wieże radiowe i telewizyjne. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Dynamic characteristics measurements as a part of design assisted by testing in estimation of the steel latticed towers wind loading according to Eurocode

Marcin Skwarek¹, Jacek Hulimka²

¹ *Pracownia Projektowa M.Skwarek J.Hulimka Sp. J., e-mail: marcin.skwarek@pracowniaprojektowa.com.pl*

² *Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, e-mail: jacek.hulimka@polsl.pl*

Abstract: Previous authors' publications, related to the analysis of steel lattice towers, describe some problems connected with it, especially ones referring to the calculations made according to the past Polish Standards. This paper presents the possibilities of measuring the dynamic characteristics of towers, as one of experimental methods allowed in Eurocode, practicable in verification of load capacity of existing structures.

Keywords: steel latticed towers, wind loads of latticed towers.

Nośność i stateczność stalowych belek o przekroju ceowym

Radosław Szczerba

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: szczerba@prz.edu.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę nośności i stateczności elementów o przekroju ceowym, obciążonych w płaszczyźnie równoległej do środka, nie przechodzącej przez środek ścinania. Następstwem tego jest powstanie momentu skręcającego, który generuje powstanie naprężeń normalnych od bimomentu oraz naprężeń stycznych od skręcania skrępowanego i swobodnego. Oszacowano udział tych naprężeń w wyężeniu przekroju na przykładzie belki wolnopodparłej obciążonej obciążeniem ciągłym oraz siłą skupioną. Przy weryfikacji prętów odniesiono się do obowiązujących obecnie Eurokodów oraz do Normy Polskiej PN-90/B-3200. Do obliczenia momentu krytycznego przy zwichrzeniu sprężystym wykorzystano program Autodesk Algor Simulation Professional 2012.

Słowa kluczowe: przekroje otwarte ceowe, skręcanie swobodne, skręcanie skrępowane, bimoment

1. Wprowadzenie

W normie PN-90/B-03200 [1] podana była metoda sprawdzania nośności i zwichrzenia belek o przekroju ceowym. Norma PN-EN 1993-1-1 [2] nie podaje takiej metody. Jak w wielu innych przypadkach norma [2] odsyła projektanta do wiedzy podstawowej, którą w tym przypadku jest wytrzymałość materiałów.

Podstawą obliczania naprężeń w prętach o przekrojach otwartych jest teoria prętów cienkościennych, której podstawowym założeniem jest hipoteza sztywnego konturu. W wyniku skręcania dochodzi do deplanacji (spaczenia) przekroju, co uniemożliwia zastosowanie teorii bazującej na założeniu płaskich przekrojów. Prekursorem w dziedzinie prętów cienkościennych był Timoszenko [3], a uporządkowania teorii dokonał Własow [4].

W przypadku zginania belek o przekroju ceowym, obciążonych w płaszczyźnie równoległej do środka, nie przechodzącej przez środek ścinania, w poprzecznych przekrojach oprócz naprężeń od zginania, powstają naprężenia normalne σ_ω . Naprężeniom normalnym towarzyszą naprężenia styczne skręcania skrępowanego τ_ω , rozłożone równomiernie na grubości ścianki, które nakładają się na naprężenia styczne od skręcania swobodnego τ (St. Venanta).

Naprężenia skrępowanego skręcania σ_ω i τ_ω oblicza się ze wzorów:

$$\sigma_\omega = \frac{B_\omega \omega(s)}{I_\omega}; \quad (1)$$

$$\tau_\omega = \frac{M_\omega S_\omega}{I_\omega \cdot t}; \quad (2)$$

gdzie: M_ω - moment giętno-skrętny, $\omega(s)$ -główne pole wycinkowe, S_ω - wycinkowy moment statyczny odciętej części przekroju, I_ω - wycinkowy moment bezwładności, t - grubość ścianki

Wzór do obliczania naprężeń normalnych pochodzących od rozciągania ze zginaniem i skręcaniem dla pręta o profilu otwartym przyjmuje postać:

$$\sigma_{(x,s)} = \frac{N(x)}{A} + \frac{M_y(x)}{I_y} \cdot z(s) - \frac{M_z(x)}{I_z} \cdot y(s) + \frac{B_\omega(x)}{I_\omega} \cdot \omega(s) \quad (3)$$

Wielkość naprężeń skręcania swobodnego τ_t można uzyskać z wyrażenia:

$$\max \tau_T = \pm \frac{M_T \cdot t}{I_T}; \quad (4)$$

We wzorze (4) wartość momentu bezwładności skręcania swobodnego I_T wyznacza się następująco:

$$I_T = \frac{1}{3} \sum h_i t_i^3; \quad (5)$$

gdzie: h_i, t_i - wymiary prostokątnych ścianek przekroju otwartego.

Wzory do obliczania wycinkowego momentu bezwładności I_ω , wykresy S_ω oraz $\omega(s)$, a także wzory na położenie *środka ścinania* dla typowych przekrojów z pominięciem wyokrągłeń w narożach zostały stabilcowane [5]. Dla ceowników wzór na wartość wycinkowego momentu bezwładności przyjmuje następującą postać:

$$I_\omega = \frac{I_{1y}^2 + 2I_{1y} \cdot I_{2y} \cdot b^2}{I_y \cdot 3} \quad (6)$$

gdzie: I_y, I_{1y}, I_{2y}, b - momenty bezwładności i wymiary przekroju wg rys. 1a

Położenie środka ścinania zależnie od wielkości charakteryzujących przekrój pręta (wg rys. 2a) można wyznaczyć ze wzoru:

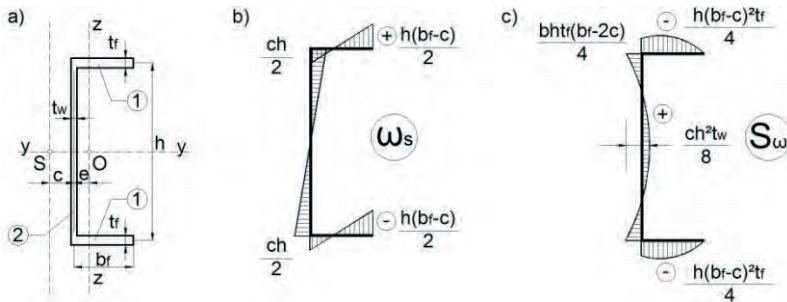
$$y_s = -(c + e); \quad z_s = 0; \quad (7)$$

gdzie: $c = \frac{I_{1y}}{I_y} \cdot b$, przy czym $e > 0$, poszczególne wartości wg rys. 1a

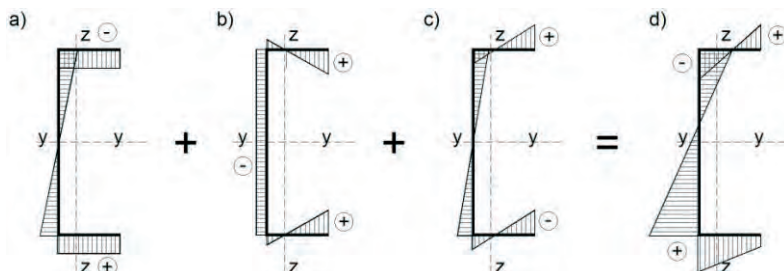
Wyrażenia do obliczenia położenia środka ścinania oraz I_ω podano także m.in. w pracy [6], a dla przekrojów o stałej grubości ścianek w [7].

Do celów praktycznego projektowania wzory służące obliczaniu S_ω oraz $\omega(s)$ podano na rys. 1b i 1c, zależnie od wartości geometrycznych podanych na rys. 1a. Problem zagadnienia zginania ze skręcaniem został także omówiony szczegółowo w pozycji [8].

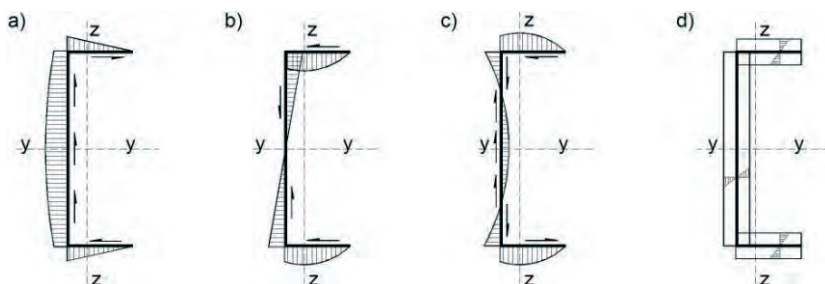
W odniesieniu do rozpatrywanego przekroju ceowego odpowiednie wykresy naprężeń normalnych i stycznych, będących wynikiem zredukowania obciążenia do sił przechodzących przez środek ścinania oraz momentu skręcającego przedstawiono na rys. 2 i 3.



Rys. 1. Charakterystyczne wielkości i wykresy dla typowego przekroju ceowego: a) wymiary przekroju, b) wykres pól wycinkowych ω_s , c) wykres wycinkowych momentów statycznych S_ω .



Rys. 2. Naprężenia normalne w przekroju ceownika: a) od składowej pionowej obciążenia poprzecznego, b) od składowej poziomej obciążenia poprzecznego, c) od bimomentu, d) sumaryczne



Rys. 3. Naprężenia styczne w przekroju ceownika: a) od składowej pionowej obciążenia poprzecznego, b) od składowej poziomej obciążenia poprzecznego, c) od momentu giętno-skrętnego, d) od momentu skręcania swobodnego

Celem artykułu jest analiza procentowego udziału naprężeń od skręcania skrępowanego w wyężeniu przekroju oraz porównanie metod badania stateczności belek o przekroju ceowym.

2. Oszacowanie udziału naprężeń normalnych i stycznych od skręcania swobodnego i skrępowanego w wyężeniu przekroju

Oszacowania udziału naprężeń normalnych i stycznych od skręcania swobodnego i skrępowanego w wyężeniu przekroju dokonano dla belek walcowanych na gorąco, wykonanych z ceownika o przekroju z zakresu UPE 200 do UPE 300. Obliczeń dokonano dla prętów o schemacie statycznym belki wolnopodpartej ujętej widelkowo na swoich końcach. Rozpiętość belki przyjęto równą 25 krotności wysokości przekroju. Rozpatrywano wariant obciążenia równomiernego na całej długości o wartości $q = 5,5 \text{ kN/m}$, a następnie obciążenie siłą skupioną w środku rozpiętości równą wypadkowej obciążenia ciągłego. Obciążenie zostało przyłożone w płaszczyźnie przechodzącej przez środek ciężkości, stąd powstało dodatkowe obciążenie momentem skręcającym. Przyjęto stal konstrukcyjną S 235.

Do wyznaczenia wartości bimomentu B_{ω} , momentu giętno-skrętnego M_{ω} i momentu swobodnego skręcania M_T dla schematu obciążenia ciągłego oraz dla schematu obciążenia siłą skupioną w środku rozpiętości, posłużono się wzorami wg tabeli 1. Uzyskane wartości naprężeń dla schematów obciążeń oraz punktów przekroju wg tabeli 1 przedstawiono w tabeli 2. W pierwszej linii komórki podano wyniki dla schematu obciążenia ciągłego, a w drugiej dla schematu obciążenia siłą skupioną.

Analizując otrzymane wartości naprężeń można zauważyć, że naprężenia normalne od bimomentu dla przekrojów przęsłowych osiągnęły wartość ok. 20-25 % wartości naprężeń od zginania dla schematu obciążenia ciągłego. Dla schematu obciążenia siłą skupioną w środku rozpiętości belki, naprężenia od bimomentu osiągnęły wartość znacznie większą, sięgającą nawet 62 % wartości naprężeń od zginania. W przypadku naprężeń stycznych o wyężeniu przekroju podporowego zdecydowały praktycznie naprężenia od skręcania swobodnego, które są większe od pozostałych naprężeń stycznych. Wraz ze wzrostem rozpiętości belki udział naprężeń od skręcania maleje.

Tabela 1. Wartości bimomentu B_ω oraz momentów: giętno-skrętnego M_ω i swobodnego skręcania M_T wg [5]

B_ω	$\frac{m_s}{k^2} \left(1 - \frac{\cosh\left(\frac{kL}{2} - kx\right)}{\cosh\frac{kL}{2}} \right)$	$\frac{M}{2k} \left(\frac{\sinh(kx)}{\cosh\frac{kL}{2}} \right)$
M_ω	$\frac{m_s}{k} \left(\frac{\sinh\left(\frac{kL}{2} - kx\right)}{\cosh\frac{kL}{2}} \right)$	$\frac{M}{2} \left(1 - \frac{\cosh(kx)}{\cosh\frac{kL}{2}} \right)$
M_T	$m_s \cdot L \left(\frac{1}{2} - \frac{z}{L} - \frac{\sinh\left(\frac{kL}{2} - kx\right)}{kL \cdot \cosh\frac{kL}{2}} \right)$	$\frac{M}{2} \left(\frac{\cosh(kx)}{\cosh\frac{kL}{2}} \right)$

Według normy [1] w przypadku pojedynczych ceowników walcowanych, zginanych w płaszczyźnie średnika lub do niego równoległej, wpływ drugorzędowego skręcania można uwzględnić w sposób przybliżony, przyjmując nośność obliczeniową zredukowaną według wzoru (8). W przypadku braku interakcji momentu zginającego oraz siły poprzecznej, przybliżony udział skręcania w wyężeniu przekroju ceownika szacuje się na 15 %. W razie występowania siły poprzecznej udział ten wzrośnie.

$$M_{R,red} = Wf_d \left[0,85 - \left(\frac{V}{V_R} \frac{et_w}{bt_f} \right)^2 \right] \quad (8)$$

3. Ocena stateczności belki

Według [2] nośność na zwichrzenie elementów belkowych niestężonych w kierunku bocznym jest określona wzorem:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (9)$$

We wzorze (9) współczynnik zwichrzenia χ_{LT} zależy od momentu krytycznego przy zwichrzeniu sprężystym M_{cr} . Moment krytyczny można obliczyć analitycznie za pomocą wzoru (10) przedstawionego w pracy [7], a zaczerpniętego z norm [9],[10]. Podstawy teoretyczne służące do wyznaczenia momentu krytycznego pręta idealnego podano także w pracy [6].

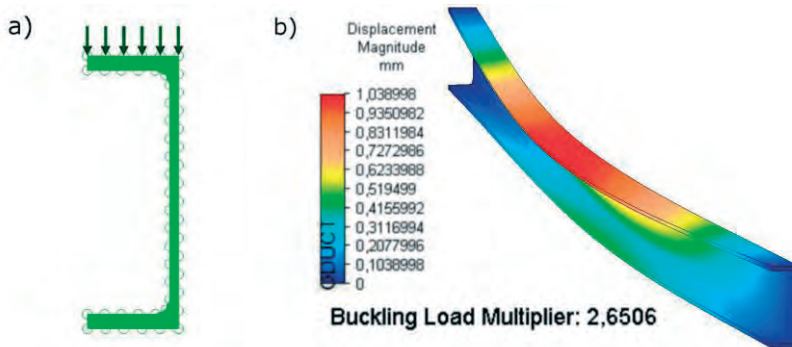
$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{l_e^2} \sqrt{\frac{I_\omega}{I_y}} \quad (10)$$

Tabela 2. Udział poszczególnych wartości naprężeń w wyężeniu przekroju

Przekrój UPE 200, rozpiętość L= 5,00m , obciążenie: -ciągłe q= 5,5 kN/m, -skupione Q= 27,5 kN					
Punkt	Przekrój przęsłowy		Przekrój podporowy		
	$(M_{\max}/I_y) \cdot z$ [MPa]	$(B_o/I_o) \cdot \omega_s$ [MPa]	$\tau_{xy}; \tau_{xz}$ [MPa]	τ_o [MPa]	τ_t [MPa]
1.			2,52	1,57	71,07
			2,52	0,17	89,75
2.	89,99	24,72	5,03	0,89	71,07
	179,97	111,15	5,03	0,10	89,75
3.			8,29	0,25	38,76
			8,29	0,03	48,96
Przekrój UPE 220, rozpiętość L= 5,50m , obciążenie: -ciągłe q= 5,5 kN/m, -skupione Q = 30,25 kN					
Punkt	Przekrój przęsłowy		Przekrój podporowy		
	$(M_{\max}/I_y) \cdot z$ [MPa]	$(B_o/I_o) \cdot \omega_s$ [MPa]	$\tau_{xy}; \tau_{xz}$ [MPa]	τ_o [MPa]	τ_t [MPa]
1.			2,30	1,39	66,29
			2,30	0,15	83,50
2.	85,36	22,38	4,61	0,79	66,29
	170,21	101,97	4,61	0,09	83,50
3.			7,70	0,25	35,91
			7,70	0,03	45,21
Przekrój UPE 240, rozpiętość L= 6,00m , obciążenie: -ciągłe q= 5,5 kN/m, -skupione Q = 33,00 kN					
Punkt	Przekrój przęsłowy		Przekrój podporowy		
	$(M_{\max}/I_y) \cdot z$ [MPa]	$(B_o/I_o) \cdot \omega_s$ [MPa]	$\tau_{xy}; \tau_{xz}$ [MPa]	τ_o [MPa]	τ_t [MPa]
1.			2,16	1,33	62,50
			2,16	0,14	78,80
2.	82,50	21,11	4,33	0,89	62,50
	165,00	95,75	4,33	0,08	78,80
3.			7,34	0,23	35,00
			7,34	0,03	44,13
Przekrój UPE 270, rozpiętość L= 6,75m , obciążenie: -ciągłe q= 5,5 kN/m, -skupione Q = 37,13 kN					
Punkt	Przekrój przęsłowy		Przekrój podporowy		
	$(M_{\max}/I_y) \cdot z$ [MPa]	$(B_o/I_o) \cdot \omega_s$ [MPa]	$\tau_{xy}; \tau_{xz}$ [MPa]	τ_o [MPa]	τ_t [MPa]
1.			1,98	1,18	59,95
			1,98	0,12	75,71
2.	80,55	19,67	3,97	0,71	59,95
	161,10	89,60	3,97	0,08	75,71
3.			6,92	0,23	33,31
			6,92	0,02	41,95
Przekrój UPE 300, rozpiętość L= 7,50m , obciążenie: -ciągłe q= 5,5 kN/m, -skupione Q = 41,25 kN					
Punkt	Przekrój przęsłowy		Przekrój podporowy		
	$(M_{\max}/I_y) \cdot z$ [MPa]	$(B_o/I_o) \cdot \omega_s$ [MPa]	$\tau_{xy}; \tau_{xz}$ [MPa]	τ_o [MPa]	τ_t [MPa]
1.			1,70	0,95	49,03
			1,70	0,07	60,88
2.	74,18	14,32	3,40	0,62	49,03
	148,36	70,11	3,40	0,05	60,88
3.			6,16	0,23	31,06
			6,16	0,02	38,55

Moment krytyczny można obliczyć także za pomocą pakietów obliczeniowych z wykorzystaniem MES. W pracy posłużono się programem Autodesk Algor Simulation

Professional 2012 [11]. Rozpatrzono przypadek belki wolnopodpartej o przekroju UPE 300 i rozpiętości równej 7,5 m. Obciążenie liniowe o wartości $q=5,5$ kN/m rozłożono równomiernie na szerokości górnej półki ceownika. Do wyznaczenia wartości momentu krytycznego przy zwichrzeniu sprężystym (M_{cr}) należy przemnożyć maksymalną wartość momentu zginającego panującego w przekroju przez mnożnik obciążenia, obliczony przez program komputerowy. Sposób zamodelowania obciążenia przedstawiono na rys. 4a, a formę zwichrzenia belki ceowej na rys. 4b.



Rys. 4. Model MES belki ceowej: a) sposób przyłożenia obciążenia do półki górnej ceownika, b) forma zwichrzenia belki

Wielkości współczynników zwichrzenia χ_{LT} obliczono:

- wykorzystując algorytm przypadku ogólnego krzywych zwichrzenia wg p. 6.3.2 [2], gdzie smukłość względna λ_{LT} zależy m. in. od wielkości M_{cr} , a krzywe zwichrzenia od parametrów przekroju oraz sposobu wykonania kształtownika (dla ceownika norma przyporządkowuje krzywą "d").
- według metody ogólnej oceny stateczności elementów ze względu na zwichrzenie i wyoboczenie z płaszczyzny układu wg p. 6.3.4 [2], gdzie smukłość względna λ_{op} zależy od minimalnego mnożnika obciążeń obliczeniowych $\alpha_{ult,k}$, przy którym przekrój osiąga nośność charakterystyczną w warunkach płaskiego stanu deformacji, a także od minimalnego mnożnika obciążeń obliczeniowych $\alpha_{cr,op}$, przy którym rozpatrywana część konstrukcji osiąga wartość obciążenia krytycznego przy niestateczności sprężystej z płaszczyzny układu.

W pracy [12] można znaleźć pewną modyfikację wzoru normowego przy wyznaczaniu mnożnika $\alpha_{ult,k}$:

$$\alpha_{ult,k} = \left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (11)$$

gdzie: współczynnik zwichrzenia $\chi_{LT} = 1,0$

Trahair w pracy [13] proponuje następującą zależność na wyznaczenie wartości obciążenia krytycznego przy niestateczności sprężystej z płaszczyzny układu:

$$\left(\frac{M_{y,max}}{M_{cr}} \right) = \left(1 - \frac{N_{max}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{max}}{N_{cr,T}} \right) \quad (12)$$

Do wyznaczania współczynników $\alpha_{ult,k}$ oraz $\alpha_{cr,op}$ norma [2] dopuszcza stosowanie metody elementów skończonych.

- metodą przekroju zastępczego, przyjmując wyoboczenie stopki ściskanej na odcinku pomiędzy stężeniami, stosując podejście analogiczne jak w przypadku dolnej stopki swobodnej płatwi współpracującej z poszyciem (ściskanej przy występowaniu wiatru). Postępowanie przedstawiono w p. 10.1.4 normy [14], a także w p. 6.3.2.4. normy PN-EN 1993-1-1. Do ustalania χ_{LT} zaleca się stosować

krzywą niestateczności b ($\alpha_{LT}=0,34$, $\lambda_{LT,0}=0,4$, $\beta=0,75$) dla smukłości względnej λ_{fz} pasa swobodnego wraz z uwzględnieniem 1/5 wysokości środka belki. Smukłość względna jest określona wzorem:

$$\lambda_{fz} = \frac{l_{fz} / i_{fz}}{\lambda_1} \quad (13)$$

Ogólny warunek stateczności ściskanego pasa swobodnego ma postać:

$$\frac{1}{\chi_{LT}} \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq f_{yb} / \gamma_{M1} \quad (14)$$

- według Polskiej Normy [1] smukłość względną λ_L ceowników walcowanych można wyznaczać jak smukłość elementów o bisymetrycznym przekroju dwuteowym, zwiększając otrzymaną wartość o 25%. Dla powiększonej w ten sposób smukłości względnej oblicza się współczynnik zwichrzenia φ_L wg krzywej niestateczności a_0 (kształtowniki walcowane).

Wartości współczynników zwichrzenia obliczone wg dwóch metod normy [2], alternatywnej metody wg [14] oraz według Polskiej Normy [1] zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Zestawienie wartości współczynników zwichrzenia obliczonych według alternatywnych metod

Moment krytyczny	$M_{cr,A} = 99,8$ [kNm] wyznaczony analitycznie, wg wzoru (10)	$M_{cr,P} = 102,5$ [kNm] obliczony w programie komputerowym, wg rys. 4
PN-EN-1993-1-1 p. 6.3.2	$\chi_{LT} = 0,42$	$\chi_{LT} = 0,42$
PN-EN-1993-1-1 p. 6.3.4	$\chi_{op} = 0,38$	$\chi_{op} = 0,38$
PN-EN-1993-1-3 p. 10.1.4		$\chi_{LT} = 0,33$
PN-90/B-3200:1990		$\varphi_L = 0,22$

Na podstawie danych zestawionych w tabeli 3 należy zauważyć, że wartości współczynników zwichrzenia uzyskanych metodami zalecanymi przez Eurokody [2], [14] są o zbliżonej wielkości. Największy zapas bezpieczeństwa można jednak uzyskać korzystając z wycofanej już Polskiej Normy [1].

4. Podsumowanie i wnioski

Analizując stan naprężenia w przekrojach prętów ceowych odniesiono się w pracy do teorii prętów cienkościennych. Przeanalizowano sytuację obciążenia, którego wypadkowa nie przechodzi przez środek ścinania przekrojów otwartych. Następstwem tego jest powstanie momentu skręcającego, który generuje dodatkowe naprężenia normalne od bimomentu oraz styczne od skręcania swobodnego i skrępowanego. Sytuacja takiego sposobu obciążenia w praktyce inżynierskiej jest częsta i nie powinna być zaniechdywana.

Naprężenia normalne od bimomentu dla przekrojów przeszły osiągnęły wartość ok. 20-25 % wartości naprężeń od zginania dla schematu obciążenia ciągłego. Dla schematu obciążenia siłą skupioną w środku rozpiętości belki naprężenia od bimomentu osiągnęły wartość znacznie większą, sięgającą nawet 62 % wartości naprężeń od zginania.

W przypadku naprężeń stycznych o wytężeniu przekroju podporowego zdecydowały praktycznie naprężenia od skręcania swobodnego. W odniesieniu do uzyskanych wyników, wartości te w porównaniu do naprężeń od zginania, obliczonych wg wzorów elementarnej teorii zginania prętów pełnych, nie są pomijalnie małe i powinny być uwzględnione w projektowaniu.

Dokonując weryfikacji stateczności prętów odniesiono się do obowiązujących obecnie Eurokodów oraz do Normy Polskiej PN-90/B-3200. Do obliczeń momentów krytycznych

przy zwichrzeniu wykorzystano metodę analityczną, a także program Autodesk Algor Simulation Professional 2012.

W porównaniu do Eurokodów, uproszczenia Normy Polskiej dają w rezultacie niższą wartość współczynnika zwichrzenia.

Literatura

- 1 PN-90/B-3200:1990 Konstrukcje stalowe - Obliczanie statyczne i projektowanie.
- 2 PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 3 Timoshenko S. P. Einige Stabilitätsprobleme der Elastizitätstheorie. - Zeitschrift für Mathematik und Physik. 1910.
- 4 Własow W. Z. Tonkostiennoje uprugije stierzni. Wyd. I, 1940, Wyd. II. Gosudarstwennoje Izdztielstwo Fiziko-Matiematiczeskoj Litieratury. Moskwa 1959.
- 5 Bogucki W. Poradnik projektanta konstrukcji metalowych. Tom I. Arkady. Warszawa 1980.
- 6 Rules for Member Stability in EN 1993-1-1. Background documentation and design guidelines. ECCS Technical Committee 8 - Stability. 2006.
- 7 Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M. Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. PWT. 2006.
- 8 Gosowski B. Skręcanie i zginanie otwartych, stężonych elementów konstrukcji metalowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2004.
- 9 American Iron and Steel Institute. Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Publication CF 96-1. Washington D.C. 1996.
- 10 AS/NZS 4600: Cold Formed-Steel Structures. Standards Association of Australia/New Zeland. 1996.
- 11 www.autodesk.com
- 12 Silva L.S., Simoes R., Gervasio H. Design of Steel Structures. ECCS Technical Committee. 2010.
- 13 Trahair, NS (1993). Flexural-Torsional Buckling of Structures, E & FN SPON, London
- 14 PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-3: Reguły ogólne - Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

Resistance and stability of steel channel section beams

Radosław Szczerba

Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszów University of Technology, e-mail: szczerba@prz.edu.pl

Abstract: Analysis of the resistance and stability of steel beam of channel section loaded in the plane parallel to beam web, which does not pass through shear center, is presented in the paper. The consequence of this is the creation of a torsional moment that generates normal stresses due to bimoment and shear stresses as a result of St. Venant and warping torsion. In the paper, the contribution of those stresses to the global state of stress of simply supported beam is presented. Calculations were made according to Eurocodes and to the Polish Standard PN-90/B-3200. The elastic critical moment for lateral-torsional buckling was calculated with the use of Autodesk Algor Simulation Professional 2012 program.

Keywords: channel section, St. Venant torsion, warping torsion, bimoment

Nośność węzłów kratownicowych typu N z rur prostokątnych o połączeniach w formie klucz-zamek

Jerzy K. Szlendak¹, Piotr L. Oponowicz²

¹ Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, e-mail: szlendak@stal-projekt.com.pl

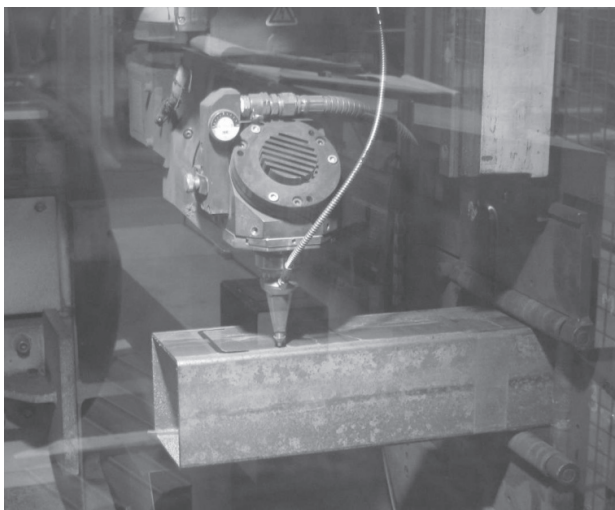
² Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, e-mail: oponowicz@aioni.pl

Streszczenie: W referacie zamieszczono wyniki sześciu badań doświadczalnych nośności węzłów kratownicowych typu N z kształtowników RHS, wykonanymi w technologii bezspoinowej, w formie klucz-zamek. Przedstawiono wykresy siła – przemieszczenie, oddzielnie dla słupków i krzyżulców, dla węzłów o różnej, reprezentatywnej dla nich geometrii. Porównano wyniki badań eksperymentalnych z wynikami uzyskanymi numerycznie. Sformułowano wstępne wnioski dotyczące przydatności opracowanego modelu numerycznego.

Słowa kluczowe: Kształtowniki zamknięte, węzły kratownicowe typu N, połączenia bezspoinowe typu plug & play, forma klucz-zamek

1. Wprowadzenie

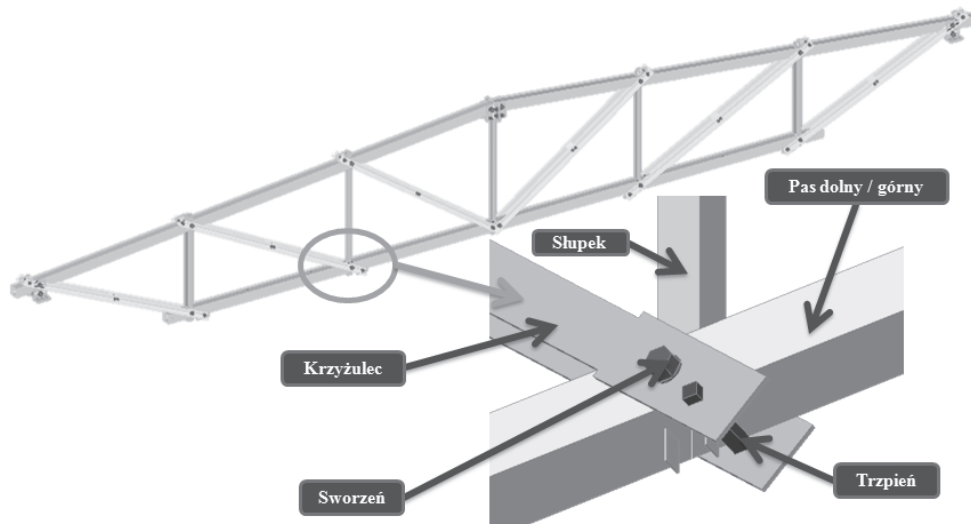
Nowoczesna technologia cięcia metali za pomocą lasera przemysłowego 3D, rysunek 1, umożliwia łatwe wycinanie w elementach stalowych, tu kształtownikach zamkniętych RHS, otworów o dowolnych, często bardzo złożonych kształtach, z dużą dokładnością.



Rys. 1. Wycinanie części zamka (do osadzenia słupka) w pasie kratownicy za pomocą lasera 3D.

Było to inspiracją projektu rozwojowego [1], w którym zbadano zachowanie bezspoinowych połączeń klucz-zamek, gdzie siły byłyby przenoszone jedynie przez docisk i ścinanie stykających się z sobą elementów klucza (skratowanie) i zamka (otwór w pasie kratownicy). W tym celu w pasie kratownicy wykonuje się „zamek” (gniazdo), które umożliwia włożenie do niego „klucza” słupka. Podwójny krzyżulec, obejmujący pas, jest

zamocowany do pasa za pomocą sworznia, włożonego przez wykonany w ściankach bocznych pasa i prętach krzyżulca otwór. Schemat kratownicy i węzła N pokazano na rysunku 2. Pas i słupki wykonano z kształtowników RHS, a jako krzyżulec zastosowano płaskowniki obustronnie obejmujące pas, ze spinającą je w środku długości przewiązką z ceownika. Z uwagi na znaczne siły w rozciągającym krzyżulcu, które szybko prowadzą do owalizacji otworu w kształtowniku RHS pasa, dodatkowo wprowadzono trzpień usztywniający. Trzpień ten w znacznym stopniu ogranicza owalizację otworu w ściankach bocznych pasa, gdyż obciążenie ze ścianek otworu przenosi on na docisk do ścianki pasa, o dużo większej powierzchni docisku. Połączenie tego typu eliminuje konieczność użycia spoin w węźle. W publikacjach autorów [2 i 3] podano wyniki badań doświadczalnych i oszacowanie teoretyczne nośności węzłów kratownicowych typu T z kształtowników RHS, wykonanymi w technologii bezspoinowej, w formie klucz-zamek [2], oraz porównano nośność teoretyczną, obliczoną przy użyciu opracowanego modelu linii załomów z badaniami eksperymentalnymi [3].



Rys. 2. Schemat wyselekcjonowanego węzła typu N z kratownicy bezspoinowej.

Konstrukcje wykonane w technologii nie wymagającej spawania z powodzeniem mogą być wykorzystywane w budownictwie np. dla MSP, na obiekty produkcyjne, magazynowe, wiaty itp. Łatwość przewiezienia tego typu konstrukcji w częściach oraz możliwość wykonania niezwiązanego trwale z gruntem posadowienie pozwala na wznoszenie hali tego typu jako stałej lub tymczasowej. Z uwagi na brak łączności na stałe poszczególnych elementów między sobą można budynek zdemontować i ponownie wznieść w innym miejscu.

2. Modelowanie numeryczne i badania doświadczalne węzłów

2.1. Zakres badań

Osiem węzłów kratownicowych typu N w skali naturalnej, poddano badaniom niszczącym. Z tych badań wyselekcjonowano sześć węzłów (WTLN2-WTLN7), dla tych stworzono modele numeryczne. W Tabeli 1 zamieszczono geometrię węzłów próbnych i własności mechaniczne stali.

Zastosowano oznaczenia:

b_0, h_0, t_0 – szerokość, wysokość i grubość ścianki kształtownika pasa

b_n, h_n, t_n – szerokość, wysokość i grubość ścianki kształtownika słupka

f_{yo} – granica plastyczności pasa

$\beta = b_n/b_0, \eta = h_n/b_0$ – bezwymiarowa szerokość, wysokość kształtownika słupka

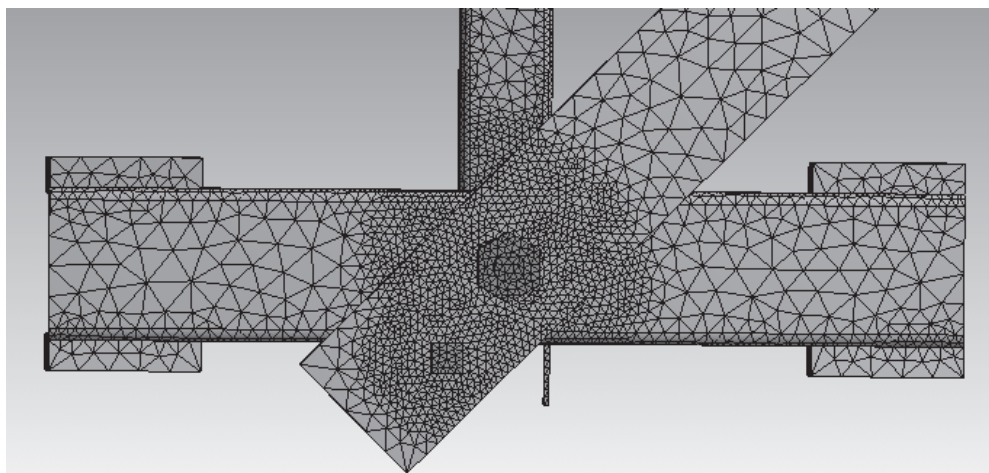
$\lambda_0 = b_0/t_0$ – smukłość ścianki kształtownika pasa

Tabela 1. Właściwości geometryczne i mechaniczne przebadanych próbek

Nr próbki	Wymiary geometryczne				Granica plastyczn ości	parametry		
	Pas boxho mm	Słupek bnxhn mm	Grubość ścianki pasa t0 mm	Grubość ścianki słupka tn mm	pas fy0 MPa	β	η	$\lambda_0 =$ b0/t0
WTLN2	100x100	60x60	4.0	3.0	334	0.60	0.60	25.0
WTLN3	100x100	40x40	5.0	3.0	335	0.40	0.40	20.0
WTLN4	100x100	80x80	3.0	3.0	335	0.80	0.80	33.3
WTLN5	100x100	60x60	3.0	3.0	335	0.60	0.60	33.3
WTLN6	100x100	40x40	3.0	3.0	335	0.40	0.40	33.3
WTLN7	100x100	60x60	5.0	3.0	335	0.60	0.60	20.0

2.2. Model numeryczny

W modelu numerycznym odwzorowano sposób obciążeń zastosowanych podczas badań eksperymentalnych. Zastosowano rozmiar siatki o oczkach 20mm - w strefach drugorzędnych, a w miejscach potencjalnych maksymalnych deformacji zagęszczono siatki do 5mm. W modelu użyto elementów skończonych typu "tetrahedrons" z węzłami pośrednimi. Nie uwzględniono luzów offsetowych (0,3mm) oraz niedokładności przy produkcji profili stalowych, między innymi szwu na rurach.



Rys. 3. Model obliczeniowy węzła – zastosowana siatka

Do obliczeń, korzystając z symetrii, zamodelowano połowę węzła. W modelu obliczeniowym wykonanym w programie ANSYS, przyjęto następujące założenia:

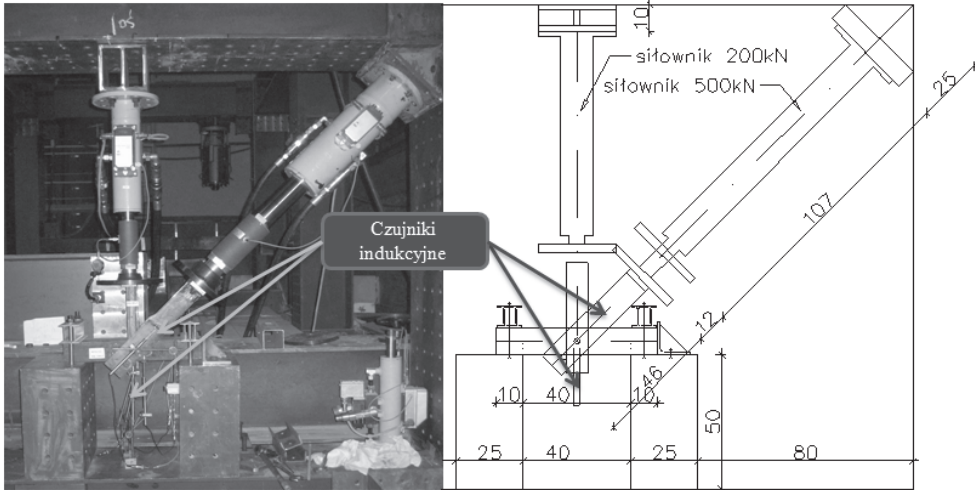
- oparcie słupka na półkach pasa został zamodelowany jako kontakt jednokierunkowy występuje tylko siła docisku (brak rozciągania), dodatkowo w niektórych węzłach zastosowano offset o wielkości 0,05mm w celu uwzględnienia niedoskonałości wykonania próbek
- kontakt między krzyżulcem a pasem zamodelowano jako kontakt jednokierunkowy występuje jedynie siła docisku (brak rozciągania)
- kontakt między śrubą (sworzniem) a pasem zamodelowano jako kontakt jednokierunkowy występuje jedynie siła docisku (brak rozciągania)
- kontakt między śrubą (sworzniem) a krzyżulcem zamodelowano jako kontakt jednokierunkowy występuje jedynie siła docisku (brak rozciągania)
- kontakt pomiędzy półką dolną pasa a trzpieniem został zamodelowany kontakt tarciovy ze współczynnikiem 0,3

- kontakt pomiędzy krzyżulcem a nakrętką został zamodelowany jako kontakt tarcowy ze współczynnikiem 0,3
- kontakt pomiędzy krzyżulcem a trzpieniem został zamodelowany jako kontakt tarcowy ze współczynnikiem 0,3

Przyjęty model obliczeniowy w znacznym stopniu odzwierciedla realną pracę węzła, przy racjonalnym czasie obliczeń numerycznych.

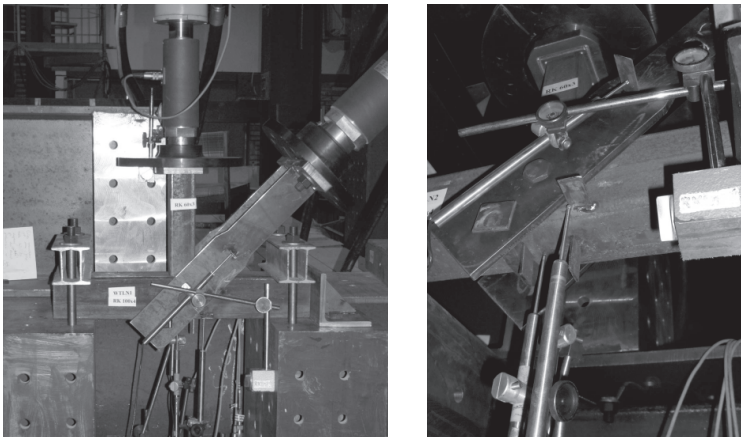
2.3. Badania eksperymentalne

Badania zostały wykonane na Politechnice Białostockiej w latach 2009-2012 w ramach grantu PR/WBiIS/1/09/NCBR, na zaprojektowanym do tego celu stanowisku badawczym, rysunek 4.



Rys. 4. Stanowisko badawcze: widok i schemat

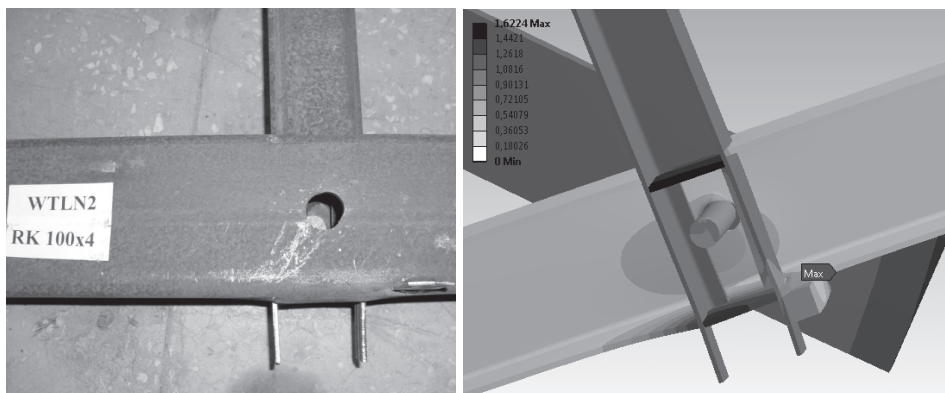
Badany węzeł poddano programowi obciążania i odciążania za pomocą dwóch siłowników sterowanych komputerowo. Przez pierwsze dwa kroki obciążenia siła wzrastała. Kolejnym krokiem jest odciążenie do wartości pierwszego kroku. Każdy kolejny krok obciążenia to wzrost obciążenia, a następnie odciążenie do wartości pierwszego kroku.



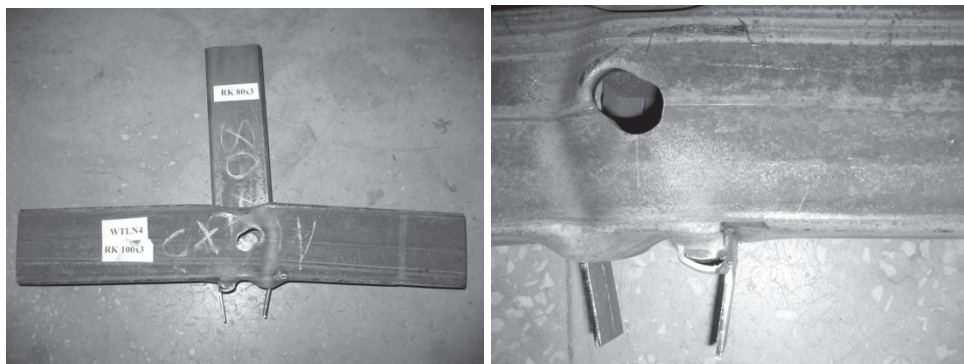
Rys. 5 i 6. Węzeł WTLN2 ($\beta = 0,6$, $\lambda_0 = 25$) podczas badań.

Węzeł został tak zaprojektowany aby zniszczenie następowało poprzez osiągnięcie nośności półki (górnej / dolnej) rury pasa lub w miejscu łączenia krzyżulca z pasem.

Krzyżulec był tak skonstruowany aby nie był przedwczesnie zniszczony (z blachy o grubości 10mm).



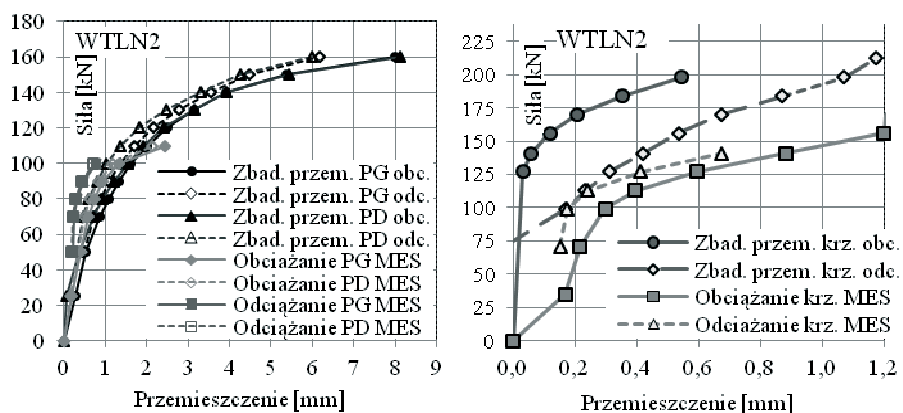
Rys. 7 i 8 Węzeł WTLN2 ($\beta = 0,6$, $\lambda_0 = 25$) po badaniu; Model numeryczny - przemieszczenia



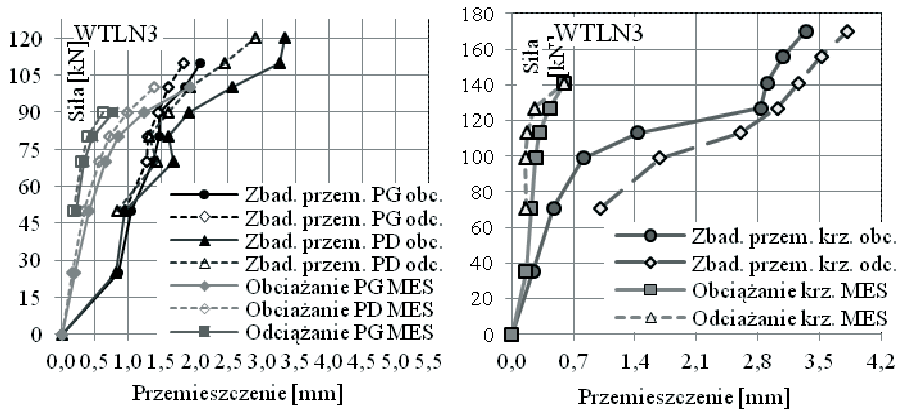
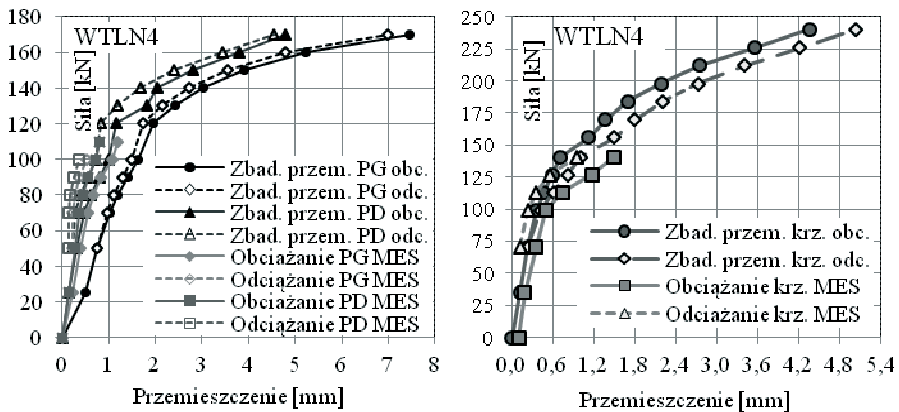
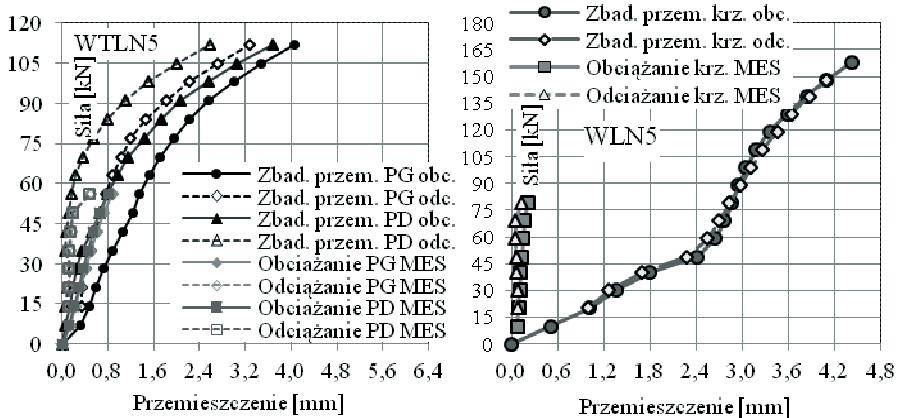
Rys. 9 i 10. Węzeł WTLN4 ($\beta = 0,8$, $\lambda_0 = 33,3$) po badaniu: widok i detale

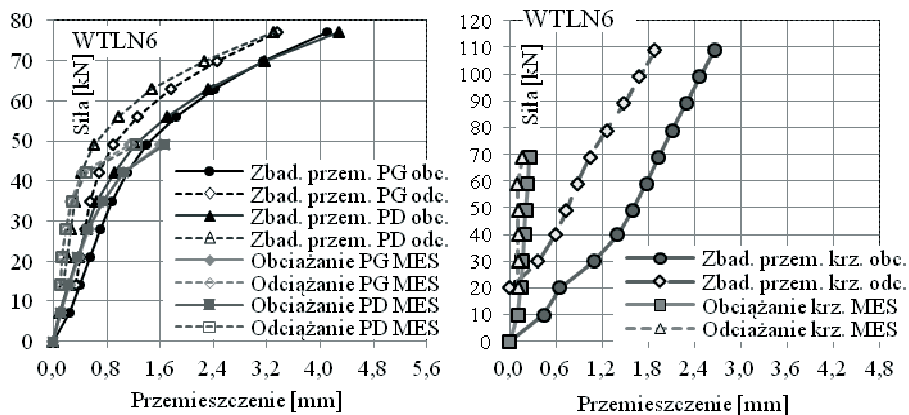
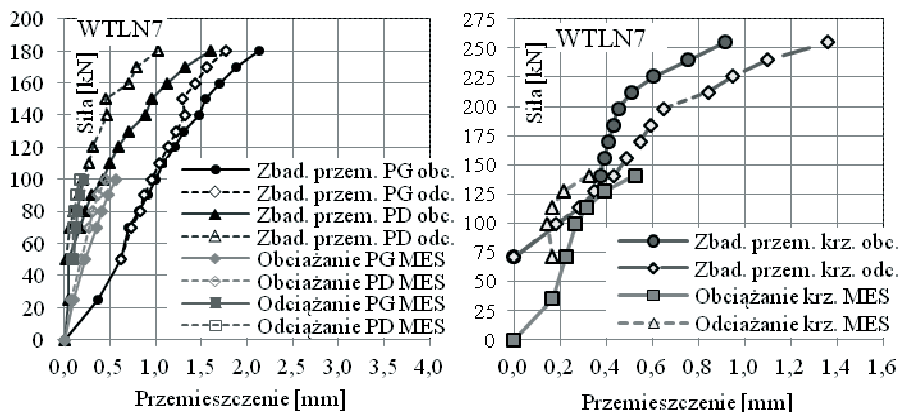
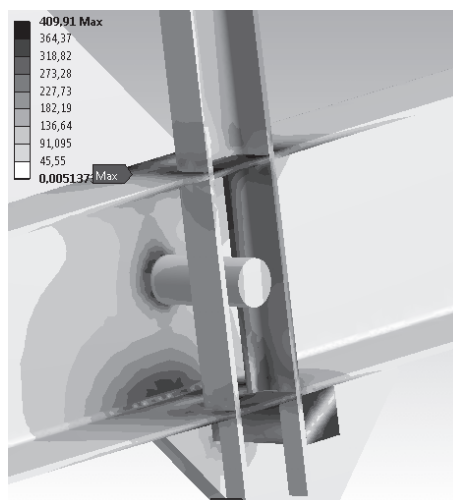
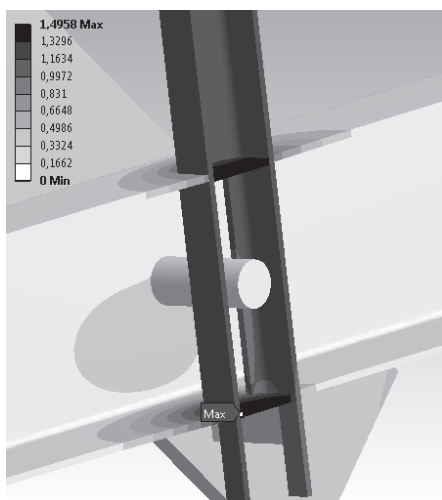
3. Porównanie wyników numerycznych i eksperymentalnych

Użyte skróty na wykresach: PD - pas dolny; PG- pas górny;



Rys. 11 i 12. Wykresy siła - przemieszczenie węzła WTLN2 ($\beta = 0,6$) odpowiednio: słupki, krzyżulec

Rys. 13 i 14. Wykresy siła - przemieszczenie węzła WTLN 3 ($\beta = 0,4$) odpowiednio: słup, krzyżulecRys. 15 i 16. Wykresy siła - przemieszczenie węzła WTLN 4 ($\beta = 0,8$) odpowiednio: słup, krzyżulecRys. 17 i 18. Wykresy siła - przemieszczenie węzła WTLN 5 ($\beta = 0,6$) odpowiednio: słup, krzyżulec

Rys. 19 i 20. Wykresy siła - przemieszczenie węzła WTLN 6 ($\beta = 0,4$) odpowiednio: słupek, krzyżulecRys. 21 i 22. Wykresy siła - przemieszczenie węzła WTLN 7 ($\beta = 0,6$) odpowiednio: słupek, krzyżulecRys. 23 i 24. Odpowiednio deformacje i naprężenia dla węzła WTLN 6 ($\beta = 0,4$)

4. Wnioski

- Możliwa jest całkowita eliminacja spawania w węźle w formie "klucz-zamek"
- Nośności słupka w węzłach RHS typu N jest zbliżona do nośności węzłów kratownicowych RHS typu T;
- Analiza numeryczna potwierdziła swoją przydatność do opisu zachowania się tego typu połączeń. Rozbieżności otrzymanych wyników numerycznych, w stosunku do tych uzyskanych z badań doświadczalnych, w głównej mierze wynikają z początkowych poślizgów powstałych z powodu: luzów wstępnych, niedokładności wykonania próbek oraz zastosowania offsetów w próbkach;
- Zaproponowany model numeryczny może być stosowany do szacowania nośności węzła i krzywych siła - przemieszczenie (szacowania sztywności) takich węzłów. Jednak z uwagi na imperfekcje realnych konstrukcji w porównaniu do modelu numerycznego, zaleca się wprowadzenie współczynnika $\square M5=1,25$;
- Z uwagi na możliwą automatyzację procesów produkcyjnych elementów, łatwość ich przewozu i scalania, wytwarzanie konstrukcji tego typu może być bardziej ekonomiczne niż porównywalnych konstrukcji spawanych.

Literatura

- 1 Szlendak J.K. Kratownice i ramownice stalowe o węzłach kształtowanych laserowo w formie klucz-zamek nie wymagających spawania. Grant NCBR N R04 0008 06, Politechnika Białostocka, 2009-2012
- 2 Szlendak J.K., P.L. Oponowicz P.L. Behaviour of one and double side non-welded T RHS compression truss joints, 7th International Conference on Steel & Aluminium Structures, Kuching, Sarawak, Malaysia, 13th –15th July 2011.
- 3 Szlendak J.K., P.L. Oponowicz P.L. Experimental tests and numerical models of one and double side non-welded T RHS truss joints, 11th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Technique, Vilnius, 16-17 May 2013.

Resistance of truss N shape joints made with steel RHS in plug & play connections

Jerzy K. Szlendak¹, Piotr L. Oponowicz²

¹ Department of Civil & Environmental Engineering, Bialystok University of Technology, Bialystok, Poland, e-mail: szlendak@stal-projekt.com.pl

² Department of Civil & Environmental Engineering, Bialystok University of Technology, Bialystok, Poland, e-mail: oponowicz@aioni.pl

Abstract: Research on resistance of truss N shape RHS joints is presented. Experimental evidence of such joint behaviour tested in natural scale is described. Geometry and material properties of the tested six connections are given. For each specimen axial-deflection curves are presented. The comparison between numerical models by ANSYS software and experimental results is shown. Finally, some important conclusions are given.

Keywords: Steel truss N shape RHS joints, non-welded plug & play connections, numerical estimation of resistance by ANSYS software, tests of six joints in natural scale