

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO
I ARCHITEKTURA

Vol. 13(3) 2014

Politechnika Lubelska
Lublin, 2014

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 13(3) 2014

Politechnika Lubelska
Lublin, 2014

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 (Politechnika Koszalińska)
Adam Goliger (The Council for Scientific and Industrial Research - CSIR)
Zbyněk Keršner (Brno University of Technology)
Halit Cenani Mertol (Atılım University)
Carlos M. Mozo (University of Castilla - La Mancha)
Adam Nadolny (Politechnika Poznańska)
Sandro Parrinello (Pavia University)
Stanislav Pospíšil (Institute of Theoretical and Applied Mechanics)
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)
Thomas Thiis (Norwegian University of Life Sciences)
Viktor Tur (Technical University of Brest)
Tim K.T. Tse (The Hong Kong University of Science and Technology)

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**

Redaktorzy Tematyczni:

Stanisław Fic, Joanna Giecewicz, Anna Halicka, Piotr Jaśkowski, Wojciech Kosiński,
Jan Kukielka, Tomasz Lipecki, Marek Łagoda, Wojciech Piasta, Jadwiga Roguska,
Małgorzata Rozbicka, Elżbieta Ryńska, Bogusław Szymgin, Maciej Trochonowicz,
Magdalena Wdowin, 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 2014

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

Budownictwo ogólne

Stanisław Fic, Maciej Szelağ, Andrzej Szewczak:

- Problemy eksploatacyjne budynków wielkopłytowych na przykładzie obiektów na terenie Lubelszczyzny
Operational phase problems of prefabricated residential buildings on the example of the objects in the Lublin region7

Wiesław Ligeza:

- Budownictwo wielkopłytowe po latach. Wybrane problemy remontowe
Large-panel buildings after years of exploitation. Selected problems of repairs15

Beata Nowogońska:

- Prognoza stanu technicznego ścian murowanych w budynkach mieszkalnych
Prognosis of the technical condition of masonry walls in residential buildings27

Dominika Pilarska:

- Geometryczne kształtowanie wybranych struktur dwuwarstwowych kopuł prętowych
Geometric shaping of chosen two-layered bar domes33

Jerzy Z. Piotrowski, Radosław Zaborek:

- Program prac remontowych budownictwa systemowego na przykładzie budynków W-70
The program of renovation work on the example of the system building construction W-7041

Krystyna Wróbel, Wiesław Kubiszyn:

- Problemy eksploatacyjne budynków wzniesionych w technologii OWT na przykładzie dziesięciokondygnacyjnego budynku mieszkalnego w Rzeszowie
Operating problems of buildings erected by using OWT large panel technology on the example of a ten-storey residential building in Rzeszów49

Jacek Zyga:

- Ocena budownictwa wielkopłyтового przez pryzmat rynku nieruchomości
Evaluation of prefabricated blocks of flats through the Real estate market point of view57

Konstrukcje Betonowe

Zinoviy Blikharskiy, Dmytro Dubizhanskiy, Roman Khmil:

- Badania nośności belek żelbetonowych wzmocnionych pod obciążeniem przez obetonowanie
Investigation of the bearing capacity of reinforced concrete beams strengthened with reinforced concrete ring under load65

Szymon Cholostiakow, Renata Kotynia:

- Nośność i odkształcalność żelbetonowych belek wzmocnionych na zginanie przy użyciu kompozytowych profili węglowych o przekroju teowym – badania doświadczalne
Flexural strengthening of RC beams by using a near surface mounted T-section profiles71

Barbara Goszczyńska, Wiesław Trąpczyński, Magdalena Bacharz, Kamil Bacharz:

- Nośność belek żelbetonowych obciążanych cyklicznie
A load capacity of cyclic loaded reinforced concrete beams79

Barbara Goszczyńska, Wiesław Trąpczyński, Paweł Tworzewski:

- Analiza wpływu rozmieszczenia prętów zbrojeniowych na deformacje i obraz zarysowania belki żelbetowej
An analysis of the influence of the reinforcing bar distribution on the beam deformation during loading87

Lukasz Jabłoński:

- Wpływ położenia styku na wysokości żelbetonowych elementów zespolonych o przekroju teowym na stan graniczny zarysowania styku
Influence of the interface location at the height of composite reinforced concrete elements on the interface crack limit state95

Jakub Jarosz:

- Doświadczalna weryfikacja modelu obliczeniowego zintegrowanego obiektu mostowego
Experimental verification of numerical model of integral bridge103

Michał Knauff, Marcin Niedośpiał:

- Uwagi o obliczaniu szerokości rys w węzłach stropów zespolonych stalowo – betonowych
Comments concerning crack width calculation in joints of steel-concrete composite slabs111

Jacek Korentz:

- Metody analizy pracy przekroju żelbetowego mimośrodowo ściskanego w stanie deformacji pokrywicznych
Methods of analysis of a reinforced concrete section under bending with axial force in the post-yield range119

Krzyszyna Nagrodzka-Godycka, Anna Knut, Kamila Zmuda-Baszczyń:

- Zarysowanie i nośność przestrzennego układu tarcz zbrojonych ortogonalnie
Crack morphology and load carrying capacity of the deep beams reinforced orthogonally127

Rafał Ostromięcki:

- Udział zbrojenia poprzecznego w nośności na ścinanie - spostrzeżenia z badań
Transverse reinforcement contribution in shear – remarks from experimental research135

Paulina Paško, Bartosz Piątek, Tomasz Siwowski:

- Badania zakotwień w systemie wzmacniania konstrukcji sprężonymi taśmami CFRP
Research on anchorages of the structural strengthening system with prestressed CFRP strips143

Marta Słowik:

- Wpływ zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów żelbetonowych bez zbrojenia poprzecznego
The influence of longitudinal reinforcement on shear capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement151

Michał Staśkiewicz, Renata Kotynia, Julien Michels, Christoph Czaderski,**Masoud Motavalli:**

- Badania doświadczalne kablobetonowych dźwigarów wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP
Experimental tests of post-tensioned girders strengthened with prestressed CFRP composites159

Piotr Szymczak, Paweł Olbryk, Maria Kamińska:

- Pręty kompozytowe GFRP jako zbrojenie elementów betonowych obciążonych siłą podłużną i momentem
Composite GFRP bars as reinforcement of concrete members under axial force and bending moment167

Tadeusz Urban, Michał Goldyn, Łukasz Krawczyk:

- Badania nośności słupów żelbetonowych w obszarze połączeń krawędziowych z płytą żelbetową
Experimental investigations of reinforced concrete columns in the edge connection zone with a reinforced concrete slab175

Tadeusz Urban, Jakub Krakowski:

- Nośność na przebicie krępych płyt żelbetowych – badania i analiza metodą S-T
*Punching shear behavior of thick reinforced concrete slabs according to
 Strut-and-Tie model*183

Tadeusz Urban, Łukasz Krawczyk, Michał Goldyn:

- Badanie nośności na przebicie płyt żelbetowych z różnie ukształtowanym
 zbrojeniem poprzecznym
*Experimental investigations of punching shear concrete slabs with different types
 of transverse reinforcement*193

Marek Urbański, Andrzej Łapko:

- Przyczynki do oceny stanu zarysowania belek z betonu zbrojonego prętami BFRP
On assessment of cracking of concrete beams reinforced with BFRP bars201

Konstrukcje Metalowe**Antoni Biegus:**

- Blacha fałdowa jako usztywnienie pasów kratownic płaskich przy wyoboczeniu
 z ich płaszczyzny
Corrugated sheet as a bracing of flat truss chords at their out-plane buckling209

Paweł Błażejowski, Jakub Marcinowski:

- Najbardziej niekorzystne imperfekcje geometryczne stalowych powłok sferycznych
Most adverse geometrical imperfections of steel spherical shells219

Marian Giżejowski, Zbigniew Stachura:

- Współczynniki częściowe w ocenie nośności elementów stalowych o przekroju klasy 4
Partial resistance factors of class 4 steel elements227

Marcin Górski:

- Obliczanie podstaw słupów zginanych dwukierunkowo
Calculation of column bases under biaxial bending235

Zbigniew Kowal, Rafał Piotrowski:

- Energoaktywne segmenty dylatacyjne hal przekryte strukturą regularną ze ściąganiem
*Energy-active expansion segments of steel halls covered with a regular
 structure with a tie*243

Mariusz Maślak, Małgorzata Snela:

- Wpływ siły podłużnej na podatność zginanych węzłów stalowej konstrukcji
 nośnej w pożarze rozwiniętym
*The axial force influence on the flexibility of steel joints subject to bending
 under fully developed fire conditions*251

Monika Matuszkiewicz:

- Badanie wpływu wstępnych imperfekcji trzonu masztu na wartości sił
 wewnętrznych i wyężenie konstrukcji masztu
*The study of the influence of initial mast shaft imperfections on the values
 of internal forces and the effort of mast structure*259

Krzysztof Ostrowski, Aleksander Kozłowski:

- Analiza czynnikiowa zdolności do obrotu uźebrowanego połączenia doczołowego
 belki do słupa
*Parametric study on the rotation capacity of stiffened end-plate beam-to-column
 connection*267

Marcin Skwarek, Jacek Hulimka:

- Aerodynamiczne tłumienie drgań w obliczeniach stalowych wież kratowych
Aerodynamic damping in the structural analysis of steel lattice towers275

Radosław Szczerba:

- Odporność ramowych konstrukcji stalowych na zniszczenie postępujące
w wyniku oddziaływań wyjątkowych
Structural robustness of steel framed buildings subjected to accidental actions283

Andrzej Szychowski:

- Wyboczenie sprężyste zamocowanej ścianki wspornikowej z usztywnieniem
krawędzi swobodnej
Buckling of elastically restrained cantilever wall with free edge stiffening291

Problemy budownictwa wielkopłytkowego**Renata Janusz, Krzysztof Janus:**

- Budynki wykonane w systemie OWT - 67 w układzie urbanistycznym osiedla
„Maki” w Lublinie
*Buildings constructed in the system OWT- 67 in urban layout of residential
settlement „Maki” in Lublin*299

Aleksandra Jarocka-Mikrut, Piotr Gleń:

- Koncepcja osiedla A, B i C dzielnicy „Felin” w Lublinie, a jego realizacja.
Problemy budownictwa wielkopłytkowego
*The concept of housing estate A, B, and C in the borough of Felin District
in Lublin and its implementation. Panel buildings and problems they pose*309

Anna Ostańska:

- Badania społeczne przyczynkiem do oceny jakości energetycznej budynków
wielkopłytkowych w osiedlach mieszkaniowych
*End-user survey results as contribution to energy performance assessment
of precast panel housing stock*317

Zbigniew Radzewanowski:

- Walory kulturowe formy architektonicznej w aspekcie uwarunkowań
współczesnych Technologii budowlanych, w tym budownictwa wielkopłytkowego
*The cultural values of architectural form in terms of current conditions
of building technologies including prefabricated buildings*325

Olga Skoczylas:

- Przekształcać, ale jak?
Transform, but how?333

Magdalena Szpytma:

- Rewitalizacja osiedli z wielkiej płyty. Implementacja rozwiązań europejskich
do warunków polskich
*Revitalization of prefabricated housing. Implementation of European solutions
to Polish conditions*341

Jan Wrana, Olga Skoczylas:

- Rewitalizacja osiedla z wielkiej płyty w mieście Lipsko – uzupełnienie funkcji
o budynek wielofunkcyjny
*Revitalization of prefabricated estate in Lipsko - complement the function
of the multi-purpose building*349

Problemy eksploatacyjne budynków wielkopłytowych na przykładzie obiektów na terenie Lubelszczyzny

Stanisław Fic¹, Maciej Szela², Andrzej Szewczak³

^{1,2,3} *Katedra Budownictwa Ogólnego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: ¹s.fic@pollub.pl, ²maciej.szela@pollub.pl, ³a.szewczak@pollub.pl*

Streszczenie: Opracowane w Polsce systemy budownictwa wielkopłyтового były jedną z możliwości skutecznego rozwiązania podstawowego problemu okresu rozwoju przemysłowego jakim był brak odpowiedniej liczby mieszkań. Niestety stopień realizacji ich założeń na skutek licznych błędów spowodował problemy w eksploatacji wykonanych obiektów. Opracowanie zawiera przegląd podstawowych przyczyn awarii i usterek w budynkach wielkopłytowych, począwszy od etapu projektowania, przez warunki transportu i montażu elementów a skończywszy na problemach wynikających z ich nieprawidłowej eksploatacji. Skutki wszystkich w/w błędów zostały pokazane na przykładach budynków z Lublina i okolic jako jedne z najczęściej występujących problemów technicznych.

Słowa kluczowe: budownictwo wielkopłytowe, błędy projektowe i wykonawcze

1. Wstęp

Po okresie powojennej odbudowy w latach 50 – tych i 60 – tych XX wieku budownictwo w Polsce stanęło przed kolejnym wyzwaniem. Początek wyżu demograficznego [1], zmiany społeczno – gospodarcze połączone z drugim etapem rozwoju przemysłu i urbanizacji kraju [11] oraz wzrastające wymagania dotyczące standardów życiowych wymusiły konieczność poprawy warunków życia rodzin [2]. Dodatkowym problemem była coraz mniejsza dostępność najpopularniejszych materiałów budowlanych (głównie cegły ceramicznej) oraz duża praco- i czasochłonność wykonywania obiektów [4]. Wskutek podjętych działań opracowano systemy wznoszenia budynków z elementów wielkogabarytowych z tzw. Wielkiej Płyty z wykorzystaniem specjalnie zaprojektowanych systemów połączeń tych elementów [2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9]. Metody te były zgodne z ogólnym trendem rozwoju gospodarki jako wysokowydajne i uprzemysłowione, dawały możliwość szybszego wznoszenia budynków, prowadzenia prac montażowych zimą i wykorzystanie nowych rozwiązań materiałowych; wytwarzanie i łączenie poszczególnych elementów eliminowało długie i pracochłonne procesy budowlane.

Wraz z wdrożeniem systemów pojawiły się problemy wynikające z ich zastosowania. Pierwszym był brak w tym czasie odpowiedniej infrastruktury produkcyjno – transportowej, który uniemożliwiał prawidłowe wykonywanie elementów budynków w zakładach prefabrykacji i ich transport na budowę. Problem ten był częściowo rozwiązywany przez tworzenie tymczasowych zakładów prefabrykacji blisko terenów budowy [6]. Inną kwestią problematyczną była charakterystyczna dla gospodarki kraju tendencja do powiększania ilości kosztem jakości elementów a także brak dokładnie opracowanych wytycznych utrzymania i modernizacji obiektów [3].

Celem opracowania jest przegląd występujących usterek i awarii w budynkach wznoszonych w technologii Wielkiej Płyty na terenie Lubelszczyzny.

2. Awarie w budynkach wielkopłytowych i ich przyczyny

Awarie, uszkodzenia i usterki są powszechnie kojarzone z budownictwem wielkopłytowym. Systemy OWT/67, W70 i W_k70 także się ich nie wystrzegy. W sytuacji gdy każdy, nawet najmniejszy element podlega zasadom typizacji w celu usystematyzowania procesu produkcyjnego, każde odstepstwo od początkowych założeń mogło przeloy się w przyszłości na problemy eksploatacyjne.

Pierwsze bedy pojawiały się na etapie projektowania i były spowodowane niedostatecznym stanem wiedzy technicznej, złych wstepnych założeń projektowych dotyczących nieprawidłowo przyjętych schematów statycznych i przekazywania obcie przez połączenia, złego rozpoznania podłoża gruntowego, nieuwzględnienia procesów technologicznych przy obróbce temperaturowej czy zle przyjętych elementów złączy stalowych – nieodpowiedni rodzaj i srednica stali.

Drugą grup są bedy wykonawstwa poszczególnych elementów: stosowanie gorszej jakości materiaw - kruszywa do betonu, stali zbrojeniowej; niezachowanie założeń projektowych dotyczących rozmieszczenia zbrojenia i zagęszczenia mieszanki – często w trakcie wibrowania betonu zbrojenie zmieniało swoje położenie; zabetonowywanie gniazd montażowych, które później naleo rozkuwać na budowach [8]. Znacznym problemem była kwestia obróbki termicznej betonu, gdyż często temperatura procesu naparzenia nie była kontrolowana (zwłaszcza w wytwórniach poligonowych), co wpływało negatywnie na wytrzymałość betonu poprzez powstawanie spękań; niedokładne rozmieszczenie i kotwienie elementów montażowych.

Do grupy trzeciej należą bedy popełniane w czasie transportu gotowych elementów na budowę – prefabrykaty rozformowywano przed czasem i ładowano na srodki transportu bezpośrednio po opuszczeniu wytwórni, co powodowało dalsze spękania [5, 6, 8].

W trakcie transportu dochodziło do uszkodzeń elementów, odrywania krawędzi, wypadania srub rektyfikacyjnych i uchwytów montażowych. Pyty składowano w złych warunkach na budowie co przekładało się na pogorszenie jakości betonu a nawet odkrywania zbrojenia.

Efektem w/w błedów były także: pękanie pyt w warstwach fakturowej i nośnej i odkrywanie zbrojenia tych warstw, niezapewnienie odpowiedniej grubości izolacji termicznej (pyty warstwowe).

Grupa czwarta dotyczy samego montau elementów budynków. Najczciej dotyczyły one braku odpowiedniego stopnia nadzoru nad montażem, niedokładności wykonania wbudowywanych elementów jak również ogólnej niedostępności potrzebnych materiaw budowlanych czy też brakiem odpowiedniego przeszkolenia i kwalifikacji pracowników. Do najczstszch błedów wykonawstwa budynków wielkopłytowych należą:

- niezachowanie założeń projektowych dotyczących schematów i głebokości oparcia pyt na scianach;
- niedokładności montau wynikające ze zbyt dużych odchyłek montażowych od płaszczyzn pionowych i poziomych, nadmiernych ugięć i uszkodzeń elementów, co prowadziło do nadmiernych przemieszczeń pyt w płaszczyznach styków lub odchylanie elementów sciennych od pionu;
- nieprawidłowe aczenie elementów scian i stropów z wykorzystaniem połączeń stalowych wykonanych z nieodpowiedniego gatunku stali (najczciej nieodpornej na korozj, o złym przekroju acznikw) [3], zle rozmieszczonych elementów aczcych, niedostatecznej sztywności połączeń skręcanych i spawanych – tego rodzaju bedy powodowały powstawanie rys w zaczach i na stykach pyt;

- brak zapewnienia odpowiedniego stopnia monolityczności połączeń powodowany niedostatecznym lub całkowitym brakiem wypełnień styków płyt, przyczepności betonu/zaprawy cementowej do stali łączników i betonu prefabrykatu;
- nieodpowiednie wypełnienie styków i złączy zaprawą cementową i materiałami elastycznymi - dotyczy to zwłaszcza płyt ścian nośnych i osłonowych;
- nieprawidłowo dobierane zbrojenie podłużne wieńców, zbyt małe długości zakotwień prętów między poszczególnymi przęsłami płyt oraz w wieńcach,
- niewłaściwie wykonane lub brak dylatacji konstrukcyjnych elementów poddanych wahaniom temperatury, warstw pokrycia płyt dachowych, dylatacji obwodowych, które powodowały powstawanie rys termicznych w stropach i ścianach;
- wykonywanie podpór pośrednich płyt z materiałów o niewłaściwej wytrzymałości - efektem jest powstawanie naprężeń w miejscach ich oparcia;
- brak konsekwencji przy eliminowaniu poszczególnych błędów w czasie następnych realizacji i ich powtarzanie.

Do przyczyn awarii powstałych w czasie samej eksploatacji budynków należą:

- brak odpowiedniej konserwacji budynków – problem ten wynika częściowo z nieopracowywanych zasad kontroli budynków po ich wykonaniu;
- nieuzupełnianie ubytków w stykach między płytami, powodujące ich zawilgocenie i przedostawanie się wody do wnętrza budynku, a w konsekwencji do korozji stali w złączach i osłabienia ich nośności wskutek utraty przyczepności pomiędzy betonem a stalą w złączu, czy też nadmierną korozją połączeń spawanych;
- niewłaściwa eksploatacja budynków pod względem usuwania awarii instalacji wodnej, ogrzewania pomieszczeń, zwiększanie ponad dopuszczalne wartości obciążeń stropów.

Wśród innych skutków błędów wynikających z montażu i eksploatacji należy wymienić także zarysowania stropów w sytuacji gdy na poziomie jednej kondygnacji montowano płyty o różnej strzałce ugięcia i różnice poziomów próbowano wyrównać większą ilością betonu [8]; powstawanie rys w strefach podokiennych i nadproży; zmiany schematów statycznych wynikające z opierania elementów wyżej zamontowanych na elementach niższych wskutek osłabienia złączy wspornikowych płyt stropowych i ściennych [3].

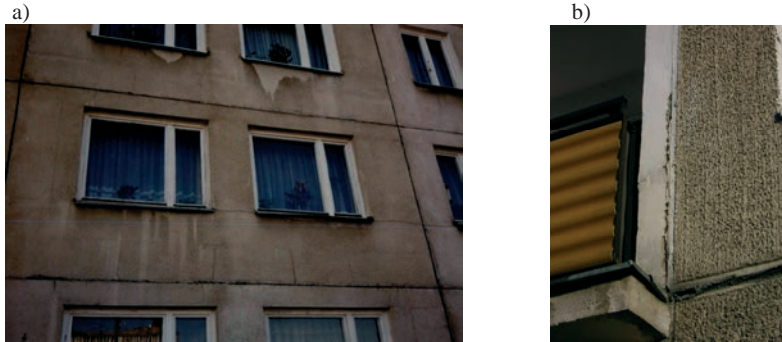
3. Wybrane przykłady uszkodzeń i ich analiza

Opis i analizę wybranych uszkodzeń mieszkalnych budynków wielkopłytowych przeprowadzono na przykładzie obiektów zlokalizowanych w mieście Lublin i okolicach.

Najczęściej występującą usterką są spękania oraz deformacje ścian osłonowych typu SEG (GWO) budynków zrealizowanych w systemie W-70. Spękania występują na powierzchni płyt i na styku ze ścianami poprzecznymi budynku. Charakter stwierdzonych zarysowań i pęknięć tych ścian przedstawiono na przykładzie kilku budynków mieszkalnych o wysokości 10-11 kondygnacji w systemie W-70 ze scaloną ścianą gr. 30 cm. Ściany zewnętrzne typu SEG w konstrukcji budynku spełniają rolę ścian osłonowych zawieszonych na wspornikach lub samonośnych opartych za pomocą podlewki cementowej na dolnych płytach GWO. Przykładowy charakter zarysowań i spękań tych ścian przedstawiono na Rys. 1.

W badanym obiekcie w celu ustalenia prawidłowości montażu w wybranych mieszkaniach wykonano odkrywki w okolicach węzłów podporowych płyty osłonowej SEG. Stwierdzono, że rozpatrywane płyty zostały zmontowane w oparciu o obowiązującą dokumentację projektową, jednak nie zostały one zamontowane zgodnie z obowiązującymi

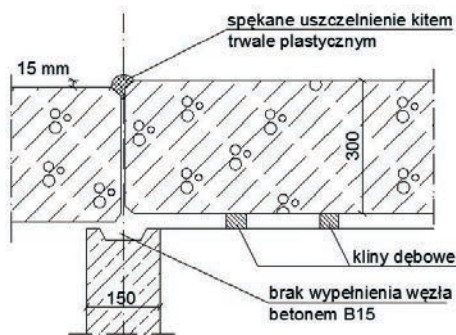
zasadami montaĝu. Nie zostały w sposób prawidłowy dokręcone nakrętki w węzłach połączeniowych, oraz nie zostały zabetonowane węzły montaĝowe betonem klasy B10. Skutkiem było przesunięcie górnej części płyty SEG na wspornikach i odchylenie od pionu. Nieprawidłowo wykonane połączenia płyt spowodowały dodatkowo zmianę statycznych schematów ich styków i powstanie rys.



Rys. 1. Spękania ściany SEG: a) spękania w pasach dolnych płyt SEG długości 6,0 m; b) spękania na styku ze ścianą poprzeczną stanowiącą konstrukcję loggii

Podczas montaĝu po dokonaniu rektyfikacji płyt, nie zostały one w sposób prawidłowy podbite zaprawą cementową co spowodowało punktowe podparcie płyt, w szczególnych przypadkach w węzłach montaĝowych. Powyższa sytuacja była bezpośrednim przyczynkiem do wystąpienia rys i pęknięć pionowych i ukośnych w dolnych pasmach scalonych płyt osłonowych.

Stwierdzono, że występujące pęknięcia na krawędziach pionowych płyt o większej rozwartości w części górnej i mniejszej w części dolnej wynikają z pracy termicznej płyty i nieprawidłowo wykształcone połączenie płyt w węzle. Płyta osłonowa typu SEG nie przeciwstawia się odkształceniom termicznym. Swobodne ruchy termiczne płyt wywołały jej deformację co bezpośrednio przyczyniło się do powstawania rys i pęknięć na krawędziach w styku ze ścianami poprzecznymi, zależnie od pory roku. W ramach przeprowadzonej analizy obliczono, że w płytach osłonowych SEG długości $L = 600$ cm wygięcie może powodować zarysowanie wzdłuż krawędzi pionowych o rozwartości 3,9 – 4,4 mm. Przeprowadzone obliczenia są zgodne ze stanem faktycznym, gdzie zinventaryzowano rozwarcie rys na krawędziach płyt pionowych rzędu 4 mm.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny węzła połączenia wysuniętej ściany osłonowej SEG ze ścianą poprzeczną

Przykładem awarii stanowiącej sytuację wyjątkową jest wysunięcie poza płaszczyznę pionową płyty wyżej opisanego typu na skutek zalania mieszkania wodą w wyniku awarii

instalacji wodociągowej. W mieszkaniu przylegającym do rozpatrywanej płyty w wyniku w/w awarii wszystkie parkiety uległy odkształceniom (odspoiły się od podłoża i wybrzuszyły ku górze). W okresie krótkim po zalaniu zauważono znaczne pęknięcia dochodzące do 1,0 cm (pomiędzy ścianami poprzecznymi i ścianą zewnętrzną SEG) oraz pęknięcia na krawędzi sufitu ze ścianą zewnętrzną. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono wysunięcie płyty dołem o około 15 mm i górą około 3 mm, co zostało pokazane na Rys. 2.

W celu potwierdzenia tezy, że na skutek pęcznienia drewna stanowiącego parkiet nastąpiło wysunięcie płyty osłonowej z płaszczyzny lica budynku przeprowadzono obliczenia, których celem było porównanie siły rozpierającej powstałej w wyniku pęcznienia parkietu i siły tarcia 1 mb płyty ściany zewnętrznej o beton. Stosunek ten wynosi 2,38. Warto tutaj zaznaczyć, że zgodnie z tablicą Z 2-1 poz. 2 PN-88/B-02003 współczynnik tarcia płyty SEG po betonie wynosi 1,8. Wykazano, że powstałe siły poziome wynikające ze zmian odkształceniowych drewna są większe od tarcia płyty SEG po betonie, na którym płyta ta jest wsparta. Dodatkowo po odjęciu listwy przypodłogowej wzdłuż ściany zewnętrznej, stwierdzono (nieusunięte po wykonaniu posadzki) kliny dębowe między płytami ściennymi i stropowymi, co dodatkowo spotęgowało efekt działania zamoczonych parkietów.

W jednym z analizowanych obiektów mieszkalnych na przełomie zimy i wiosny w 1996 roku, w bardzo wielu mieszkaniach położonych na najwyższych kondygnacjach wystąpiło zamakanie stropów (sufitów). Na konstrukcję rozpatrywanych stropodachów składały się stropy najwyższej kondygnacji, wentylowana przestrzeń oraz konstrukcja przekrycia w postaci płyt panwiowych na ściankach ażurowych.

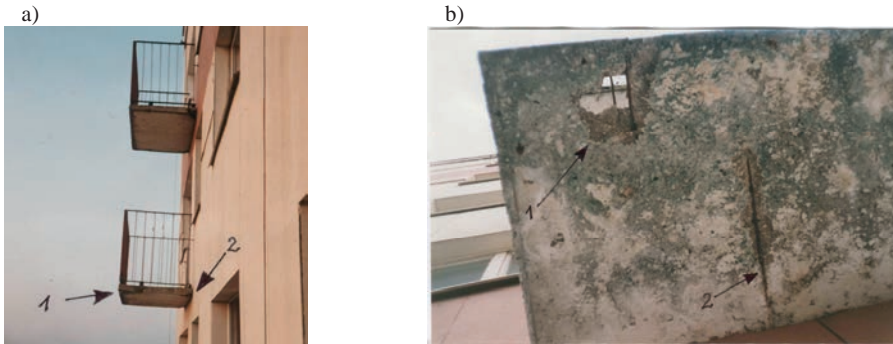
Przyczyn powyższego zjawiska zaczęto poszukiwać w dokumentacji projektowej obiektu. W dokumentacji znaleziono błąd polegający na zaprojektowaniu paroizolacji w postaci 1 warstwy papy układanej luzem na stropie najwyższej kondygnacji, gdzie z kolei obowiązujące w tym czasie warunki techniczne [13] nakazywały wykonanie paroizolacji z papy asfaltowej przyklejonej do podkładu i sklejonej na 5 cm zakładach lepikiem asfaltowym.

Oględziny powierzchni dachowej nie wykazały żadnych nieszczelności w przekryciu. Stwierdzono również, że otwory wentylacyjne w ściankach kolankowych są drożne. Natomiast badania przestrzeni pomiędzy stropem najwyższej kondygnacji i pokryciem dachowym wykazały, że znajdujące się na stropie ocieplenie w postaci wełny mineralnej jest znacznie zawilgocone, a paroizolacja nie występuje w jakiegokolwiek formie. Brak w/w izolacji było bezpośrednią przyczyną występowania zawilgocenia sufitów mieszkań położonych na najwyższej kondygnacji.

Częstą wadą obiektów wielkopłytowych zlokalizowanych na jednym z lubelskich osiedli jest korozja oraz deformacje płyt balkonowych w wyniku oddziaływań atmosferycznych, co zostało przedstawione na Rys 3.

Badania przeprowadzone na płytach balkonowych wykazały, że średnia grubość otuliny zbrojenia wynosi 5 mm, natomiast odpryski betonu miejscami osiągają 1 cm. Balkony żelbetowe wykonane zostały bez opierzeń blacharskich oraz bez izolacji poziomych, jako prefabrykowane przytwierdzone do „marek” płyty stropowej poprzez spawanie. Nie są w jakikolwiek sposób zabezpieczone przed oddziaływaniami atmosferycznymi.

Stwierdzono, że głównymi czynnikami odpowiedzialnymi za taki stan płyt balkonowych są nieprawidłowa (za mała) grubość otuliny zbrojenia, zastosowanie betonu o nieprawidłowym uziarnieniu oraz jego niedogęszczenie. Czynniki te przyczyniły się do wzrostu dynamiki procesu karbonatyzacji betonu oraz korozji spowodowanej agresywnym działaniem chlorków zawartych w powietrzu.



Rys. 3. Uszkodzenia płyt balkonowych: a) korozja lica płyty balkonowej (1) i nierównomierny spadek balkonów (2); b) odspojenie betonu od konstrukcji nośnej płyty balkonowej (1), widoczna zaawansowana korozja stali zbrojeniowej (2)

Przedstawiona na Rys. 4 korozja ścian pionowych dostawianych loggii jest spowodowana tymi samymi czynnikami co wyżej opisanych płyt balkonowych. Na podstawie obliczeń statycznych pionowych ścian nośnych loggii wykazano natomiast, że przenoszą one bezpiecznie obciążenia na wysokości całego budynku i nie stwarzają zagrożenia dla bezpieczeństwa konstrukcji, pomimo odsłoniętych prętów zbrojeniowych. Zalecono jednak natychmiastową naprawę uszkodzonych elementów z wykorzystaniem zapraw żywicznych.



Rys. 4. Korozja ściany pionowej – filaru loggii

Kolejną awarią jest zapadanie się prefabrykowanych płyt dachowych (Rys. 5a) o wymiarach 4,73m x 2,68m opartych na elementach murowanych ścian podłużnych w obiekcie wzniesionym zgodnie z systemem OWT-67.

Stwierdzono, że główną przyczyną uszkodzenia było wykonanie ścianek wsporczych z materiałów niezgodnych z dokumentacją projektową (zamiast cegły dziurawki zastosowano belit). Dodatkowo ścianki wsporcze wykonano w postaci słupków (Rys. 5b), a nie jako podparcie ciągłe. Niedbały montaż płyt dachowych wymusił konieczność wykonania warstwy wyrównawczej o grubości 1-5 cm do spowodowało dodatkowe obciążenie dachu.

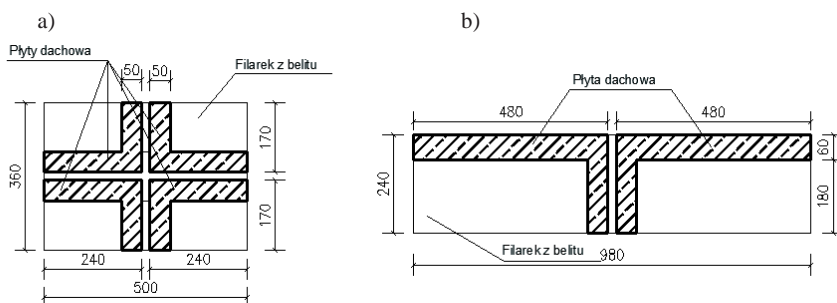
Obliczeniowa wypadkowa sił działających na ścianki wsporcze zewnętrzne o wartości 50,5kN spowodowała powstanie naprężeń o wartości 0,75MPa, które przy obliczeniowej nośności filarka, dla przyjętej wytrzymałości gazobetonu $f_b = 6\text{MPa}$ oraz wytrzymałości zaprawy $f_m = 5\text{MPa}$, równej 1,16MPa nie spowodowały zniszczenia podpór.

Uszkodzeniu uległy natomiast podpory pośrednie (wewnętrzne), na których opierały się płyty o rozpiętości 5,4m i 4,8 m. W tym przypadku wypadkowa siła działająca na filarek o wartości 99,42kN spowodowała powstanie naprężeń o wartości 1,38MPa i tym samym przekroczenie nośności ścianki podpierającej. Dodatkowymi czynnikami, znacznie

wpływającymi na obniżenie nośności podpór, było zawilgocenie gazobetonu powstałe na skutek nieuszczelnienia pokrycia dachowego i ubytki zaprawy w spoinach pomiędzy elementami gazobetonowymi. Nie wykonano również prawidłowej wentylacji przestrzeni stropodachu (niedrożne otwory w prefabrykatkach – wada elementu prefabrykowanego). Schemat oparcia płyt na ściankach podpierających przyjęty do obliczeń przedstawia Rys.6.



Rys. 5. Uszkodzenie konstrukcji dachu: a) widok zapadniętej płyty dachowej; b) zmiądzzona ścianka wsporcza pod płytą dachową



Rys. 6. Schemat oparcia płyt dachowych na ściankach wsporczych a) pośredniej, b) zewnętrznej

4. Podsumowanie

Przeprowadzona analiza uszkodzeń budynków wielkopłytowych wybudowanych w latach 70-, 80-tych ubiegłego wieku wykazała, że obiekty te w funkcji czasu eksploatacji wykazują szereg wad technicznych, począwszy od niegroźnych spękań, po uszkodzenia zagrażające statyce całej konstrukcji.

Omówione w opracowaniu uszkodzenia są wynikiem głównie błędów montażowych podczas wznoszenia obiektów. Nie tylko czynnik ludzki miał tutaj znaczenie, ale również ówczesna jakość wykonawstwa i produkcji elementów prefabrykowanych wpływała na późniejszą ich degradację. Niska jakość stosowanych materiałów (zarówno betonu, jak i stali stosowanej na wieszaki) często nieodpowiadająca wytycznym zawartych w dokumentacji projektowej, nieprawidłowy transport prefabrykatów na budowę oraz warunki składowania powodowały, że elementy często jeszcze przed wbudowaniem w obiekt były uszkodzone.

W Polsce, w technologiach wielkopłytowych, wybudowano łącznie około 2,5 mln mieszkań. Biorąc pod uwagę fakt, że najstarsze tego typu obiekty osiągają właśnie wiek 50 lat można otrzymać obraz oraz zakres problemów związanych przede wszystkim z prawidłową diagnostyką powstałych uszkodzeń jak i późniejszą ich naprawą.

Literatura

- 1 Roczniki statystyczne GUS 1970 – 1975.
- 2 Jasiczak. J. Technologie budowlane II. Poznań, 2003.
- 3 Biliński T., Gaczek W. Systemy uprzemysłowionego budownictwa ogólnego. PWN, Warszawa 1982.
- 4 Fic S., Barnat – Hunek D. Ściany osłonowe scalone w systemie W-70. Builder, nr 7 (2013) 74-77.
- 5 Wierzbicki M. S. Konstrukcje budynków wielkopłytyowych z punktu widzenia zabezpieczenia przed awarią oraz możliwości modernizacji. XXVI Konferencja Awarie budowlane, Szczecin, 2013.
- 6 Dębowski J. Typowe uszkodzenia w budynkach wielkopłytyowych. Przegląd Budowlany, nr 10/2012.
- 7 Dębowski J. Cała prawda o wielkiej płycie., Przegląd budowlany, nr 09/2012.
- 8 Wójtowicz M. Możliwość awarii warstwowych ścian zewnętrznych budynków wielkopłytyowych – problem realny czy sensacja medialna. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane” Szczecin-Międzyzdroje 2011.
- 9 Runkiewicz L. Błędy i uszkodzenia w budownictwie wielkopłytyowym. Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie – WEKA Wydawnictwo Informacji Zawodowej, Warszawa 2002.
- 10 Katalog elementów. Ściana scalona W-70. Inwestprojekt, Lublin 1979.
- 11 Lewicki B. Budynki mieszkalne z prefabrykatów wielkopłytyowych – obliczanie i konstrukcja., Arkady, Warszawa, 1964.
- 12 BN 79/8812 – 01 : Konstrukcje budynków wielkopłytyowych. Projektowanie i obliczenia statycznie – wytrzymałościowe.
- 13 Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano – montażowych. Instytut Techniki Budowlanej. Tom I. część 1-4. Wyd. Arkady 1990-91

Operational phase problems of prefabricated residential buildings on the example of the objects in the Lublin region

Stanisław Fic¹, Maciej Szela², Andrzej Szewczak³

^{1,2,3} *Department of General Building Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹s.fic@pollub.pl, ²maciej.szela@pollub.pl, ³a.szewczak@pollub.pl*

Abstract: Developed in Poland systems of prefabricated residential buildings provide an opportunity for an effective solution to the basic problem of the period of industrial development which was the lack of an adequate number of apartments. Unfortunately, the degree of realization of objectives due to numerous errors caused problems in the usage of made objects. The paper provides an overview of the basic causes of failures and defects in the prefabricated residential buildings, starting from the design stage, the conditions of transport, assembly of components and ending with negligence resulting from their improper use. The effects of neglect are shown in the examples of buildings from Lublin and the surrounding area as one of the most common technical problems. An analysis of the causes of the faults and their effects in the form of failure and damage of structural elements was shown.

Keywords: Prefabricated residential buildings, design errors and execution errors

Budownictwo wielkopłytowe po latach. Wybrane problemy remontowe

Wiesław Ligęza

*Zakład Budownictwa i Fizyki Budowli, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych,
Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska,
e-mail: wligeza@pk.edu.pl*

Streszczenie: W artykule omówiono zagadnienia remontów w istniejących budynkach wielkopłytowych w świetle: uszkodzeń połączenia ścian nośnych i osłonowych, wymagań konstrukcyjnych przy modernizacji funkcjonalnej, uszkodzeń połączenia warstw w nośnych i osłonowych ścianach trójwarstwowych, nowych zagadnień remontowych w aspekcie wykonanego ocieplenia budynków.

Słowa kluczowe: budownictwo wielkopłytowe, remonty

1. Wprowadzenie

Zakres remontów budynków wielkopłytowych jest determinowany z jednej strony ich aktualnym stanem technicznym, a z drugiej strony współczesnymi wymaganiami ochrony cieplnej oraz oczekiwaniami społecznymi związanymi z podnoszeniem walorów użytkowych i architektonicznych. Oceniając obecnie ich stan techniczny należy pamiętać, iż są to budynki, które powstawały w dobie prymatu ilości nad jakością i wykonawcy nie zawsze przestrzegali stawianych im wymagań. Stan techniczny wielu budynków wzniesionych metodami uprzemysłowionymi wskazuje, że nie wszystkie zostały wykonane zgodnie z ówczesnymi wymaganiami projektowo-technologicznymi. Dla konstrukcji prefabrykowanych ma to znaczenie szczególne, z uwagi na większą ich wrażliwość na lokalne uszkodzenia wskutek wad wykonawczych w: złączach pionowych pomiędzy ścianami nośnymi, ścianami nośnymi i osłonowymi, złączach poziomych (wieńce) oraz połączeniu warstwy fakturowej z warstwą nośną prefabrykatów ściennych za pomocą stalowych wieszaków i szpilek. Dotyczy to zwłaszcza obiektów zrealizowanych w systemach (W-70, Wk-70) o wysokim stopniu gotowości budynku bezpośrednio po montażu prefabrykatów. W konsekwencji tego istniały/istnieją budynki z usterkami i wadami wykonawczymi obniżającymi standard użytkowy mieszkań [1, 2, 3], a sporadycznie także zagrażającymi bezpieczeństwu [4, 5, 6]. Budynki wielkopłytowe istniejące od kilkudziesięciu lat niewątpliwie wymagają remontów w zakresie: konstrukcyjno-budowlanym, termomodernizacji (przegrody zewnętrzne budynku, systemy instalacji w.k. i c.o. i wentylacji) oraz ewentualnej modernizacji funkcjonalnej i architektonicznej [7,8]. Również ważnym jest, niedoceniany przez projektantów i wykonawców, wpływ remontów na zmianę warunków cieplno-wilgotnościowych [8]. Fakt, że mieszkania w tych budynkach nie spełniają obecnych wymagań użytkowych, termoizolacyjnych a czasami technicznych nie jest ich nieodwracalną wadą.

Celem artykułu jest sformułowanie problemów remontowych w istniejących budynkach wielkopłytowych, zrealizowanych w systemach W-70 i Wk-70, w świetle wybranych zagadnień: uszkodzeń złączy pionowych i poziomych wskutek wad wykonawczych,

wadliwego połączenia warstw w elementach ścian nośnych i osłonowych, planowanej modernizacji funkcjonalnej, nowych zagadnień remontowych w wadliwie ocieplonych budynkach.

2. Remonty w świetle uszkodzeń w złączach pionowych i poziomych

W polskich zasobach mieszkalnych z wielkiej płyty istnieją budynki bez uszkodzeń, jak również budynki, w których występują uszkodzenia wymagające naprawy. Po wieloletniej eksploatacji istniejących budynków można przyjąć, że już ujawniły się wszystkie wady wykonawcze stanowiące potencjalne zagrożenia awarią i stan ten został zlikwidowany [4, 7, 8, 9]. A zatem obecnie możemy mieć do czynienia tylko z budynkami, w których występujące uszkodzenia nie zagrażają bezpieczeństwu konstrukcji nośnej budynku [10]. Uszkodzenia te są spowodowane najczęściej przez niewłaściwą produkcję elementów oraz wadliwe wykonawstwo złącz pionowych i poziomych pomiędzy ścianami nośnymi a ścianami osłonowymi [1, 7, 11, 12, 13]. Dotychczas jest niewiele upowszechnionych wyników kompleksowego badania budynków wielkopłytych. Systematykę możliwych uszkodzeń powstałych wskutek wad wykonawczych, metody identyfikacji przyczyn ich powstawania oraz wynikające stąd sposoby napraw i wzmocnień opisano między innymi w pracach [7, 14, 15]. Skutkiem wad wykonawczych lub eksploatacyjnych, opisanych szczegółowo w tych pracach, są dwa charakterystyczne typy uszkodzeń:

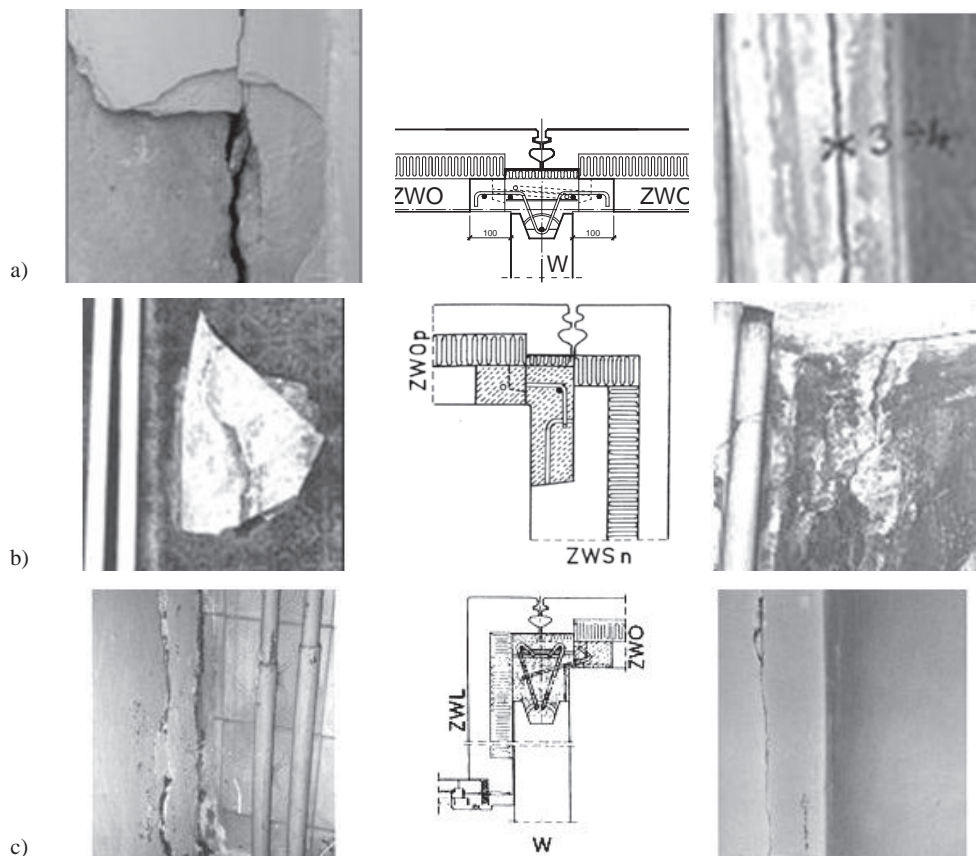
- uszkodzenia/zarysowania w złączach pionowych (rys. 1) – skutek wad wykonawczych,
- uszkodzenia w złączach poziomych w strefie nadproża okien z jednoczesnym „wypchnięciem” ściany na zewnątrz budynku wskutek iniekcji szczeliny dylatacyjnej pomiędzy stropem a górną krawędzią ściany osłonowej (rys. 2) – wada eksploatacyjna.

Przyczyny uszkodzenia złącz przedstawionych przykładowo na rysunkach 1 i 2 są opisane szczegółowo m.in. w pracach [7, 8]. Analiza wyników badań „in situ” około 2500 złącz pionowych w 10 budynkach wielkopłytych, po kilkunastoletniej eksploatacji wykazała, że stopień i zakres uszkodzeń w złączach budynków z wielkiej płyty zdecydowanie zależy od jakości montażu i nie może być uogólniany na całość budownictwa wielkopłytych [7]. Dlatego należy mieć świadomość tego, że istnieją budynki bez uszkodzeń, jak również istniały lub jeszcze istnieją budynki o różnej liczbie uszkodzonych złączy. Dotychczas brak jest komplementarnej wiedzy o zakresie ewentualnych uszkodzeń w istniejących budynkach z wielkiej płyty. Natomiast można domniemywać, iż apogeum ich wystąpienia mamy poza sobą. Bowiemy już od lat 90. tych XX wieku „istotne” uszkodzenia w budynkach wielkopłytych były/powinny być przedmiotem ekspertyz, w których zalecano różne sposoby napraw i wzmocnień połączenia ścian osłonowych (ZWO) ze ścianami nośnymi wewnętrznymi (W) i zewnętrznymi (ZWS).

Wzmacnianie i naprawy budynków wielkopłytych, zwykle projektowane indywidualnie przez ekspertów, powinny być poprzedzone badaniami morfologii występujących uszkodzeń/rys i określeniem przyczyn ich powstania. Charakter uszkodzeń implikuje bowiem sposoby napraw lub wzmocnień.

Rysy w złączach pionowych ZWO-W-ZWO, ZWS-ZWO i ZWL-W-ZWO (rys. 1), jak wykazano w pracy [10], teoretycznie nie zmniejszają obliczeniowej nośności konstrukcji nośnej (ściany osłonowe w obliczeniach projektowych nie były uwzględniane). Zatem jeśli rysy mają charakter ustabilizowany, a ustrój nośny budynku jest nienaruszony, dostosowanie budynku do wymagań bezpieczeństwa konstrukcji sprowadza się do remontu,

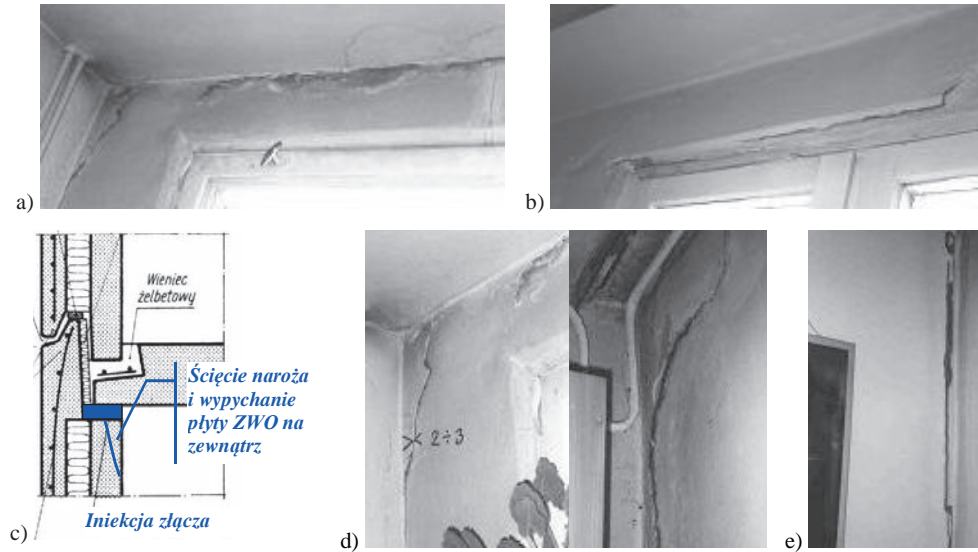
przywracającego pomieszczeniom pełne walory użytkowe. Najczęściej będzie to wypełnienie rys mocną zaprawą lub żywicą i pokrycie ich tynkiem, jeśli trzeba na tkaninie z włókien sztucznych [16].



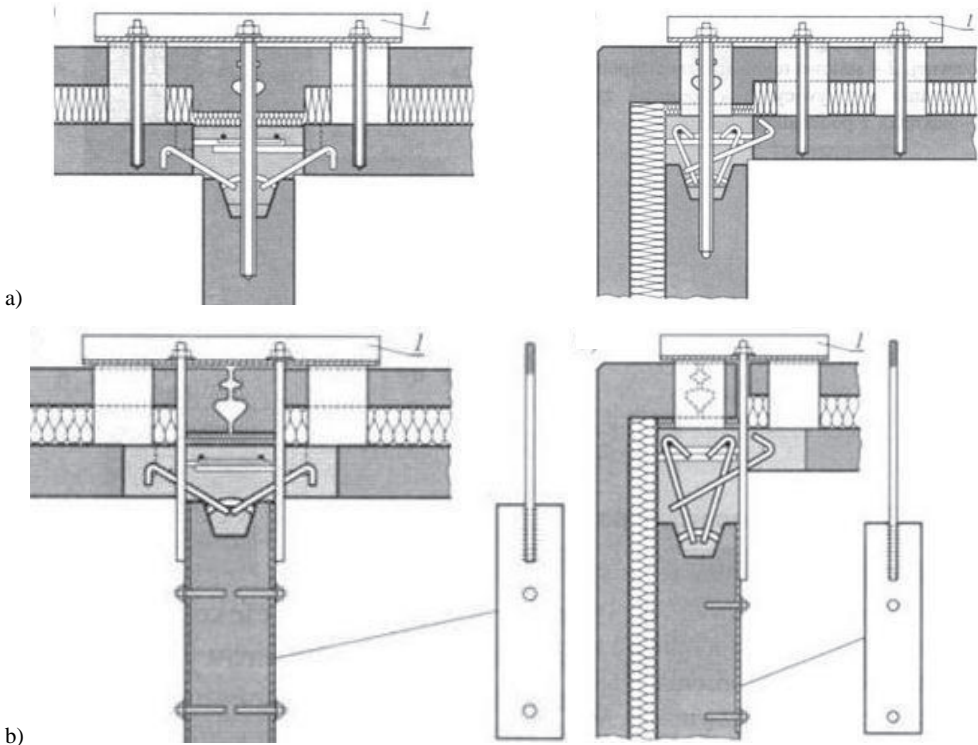
Rys. 1. Przykłady uszkodzenia/zarysowania wskutek wad wykonawczych w złączach pionowych: a) ZWO-W-ZWO, b) ZWS-ZWO, c) ZWL-W-ZWO [7]

Kiedy rysy w złączach pionowych wykazują tendencję do dalszego rozwoju, lub nastąpiło przemieszczenie (wychylenie) ściany osłonowej (rys. 2), warunkiem dostosowania budynku do wymagań bezpieczeństwa jest usunięcie przyczyn pojawienia się rys, a następnie zastosowanie wzmocnienia. Wzmocnienie złącz jest konieczne także w przypadku modernizacji funkcjonalnej poprzez wykonanie nowego otworu w nośnej ścianie wewnętrznej.

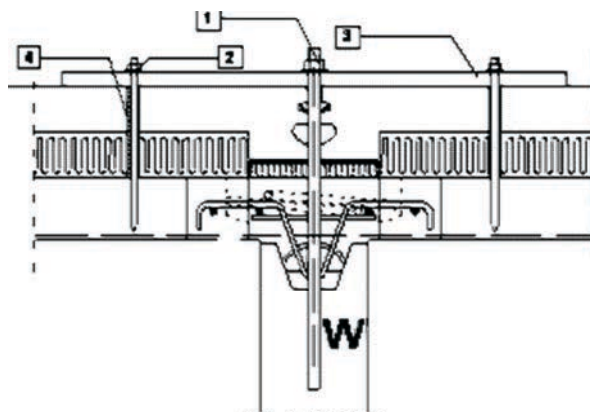
W trakcie badań prowadzonych w budynkach wielkopłytowych, zarejestrowano kilkanaście sposobów zabezpieczeń ścian zewnętrznych, polegających na żelbetowym umonolitycznieniu lub mechanicznym skotwieniu ścian nośnych i osłonowych w złączach pionowych ZWO-W-ZWO [7, 17, 18]. Wzmocnienia te były wykonywane od strony wewnętrznej lub zewnętrznej budynku. Zalety i wady tych rozwiązań są analizowane w pracy [7]. Przykładowe (zastosowane) rozwiązania wzmocnień złącz od zewnątrz budynku są zilustrowane na rysunku 3. Alternatywne rozwiązanie przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 2. Przykłady uszkodzeń złączy poziomych ZWO-S-ZWO wskutek wady eksploatacyjnej: a), b), c) ścięcie górnego naroża warstwy nośnej ściany osłonowej ZWO, d) wychylenie ściany i towarzyszące zarysowania w złączach pionowych, e) szczelina o szerokości 5-8 mm między ścianą ZWO i ścianką działową [7]



Rys. 3. Wzmocnienie pionowych złączy ZWO-W-ZWO i ZWS-ZWO przez mechaniczne połączenie ścian z zastosowaniem: a) śrób rozporowych, b) kotew (przy niedostatecznej wytrzymałości betonu), 1 – nakładka – kształtownik C-owy lub płaskownik; rozwiązanie autorskie W. Ligęza, M. Płachecki [7, 11, 19]



Rys. 4. Wzmocnienie pionowych złączy ZWO-W-ZWO – rozwiązanie autorskie W. Ligęza, J. Dębowski [20]; 1- śruba rozporowa osadzona w ścianie W, 2) śruby rozporowe mocujące element oporowy do warstwy nośnej ściany ZWO, 3) element oporowy - płaskownik, 4) tuleja dystansowa

3. Remonty w świetle modernizacji funkcjonalnej

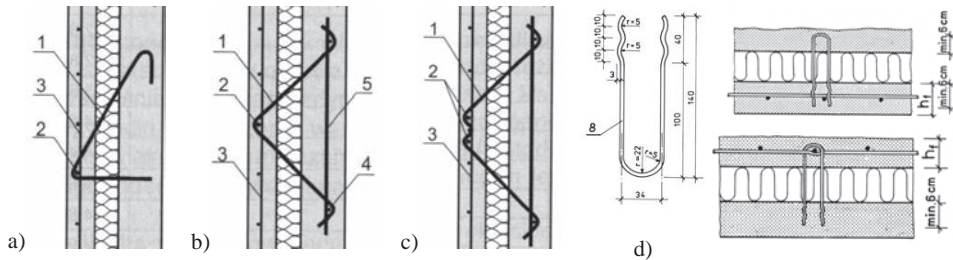
W procesie modernizacji budynków wielkopłytowych występuje niejednokrotnie potrzeba połączenia lokali mieszkalnych (obecnie jeszcze rzadko stosowana), co wymaga wykonania nowych otworów drzwiowych w wewnętrznych, poprzecznych ścianach nośnych. Podstawy teoretyczne oraz zalecenia techniczne w zakresie możliwości wykonania nowych otworów podane są w poradniku ITB [21], w którym zwrócono szczególną uwagę na potrzebę uwzględniania współpracy przestrzennej ścian konstrukcyjnych podłużnych i poprzecznych, co pozwala wykorzystać istniejące rezerwy nośności konstrukcji.

Wykonanie nowych otworów wymaga indywidualnej analizy obliczeniowej z uwzględnieniem usztywnienia ściany, w której planowane jest wykonanie nowych otworów. W poradniku ITB [21] proponuje się uwzględnianie usztywnienia tylko przez ściany nośne wewnętrzne. Natomiast w pracy [22] wykazano, że warstwa nośna ściany osłonowej ZWO, zgodnie z PN-EN 1992-1-1:2008 [23], może być również traktowana jako ściana usztywniająca. Uwzględnienie współpracy warstwy nośnej ściany osłonowej (ZWO) ze ścianą wewnętrzną (W) znacząco zwiększa jej nośność i daje możliwość wykonania w niej nowych otworów o większej szerokości i pozostawienia węższego przykrawędziowego pasma zewnętrznego. Przyjęcie usztywnienia zewnętrznej krawędzi ściany nośnej (W) przez warstwę nośną ściany osłonowej (ZWO) dopuszczalne jest jedynie w przypadku prawidłowego stanu złącza ZWO-W-ZWO. Zatem w szczególnych przypadkach modernizacji funkcjonalnej może być konieczne wzmocnienie złącza ZWO-W-ZWO (rys. 3 i 4) w celu uzyskania usztywnienia krawędzi ściany nośnej W, w której planowany jest nowy otwór. W przypadku wadliwie wykonanych złączy pionowych ZWO-W-ZWO (rysy strukturalne) [1, 18] należy pomijać współpracę pasma ściany W ze ścianami osłonowymi ZWO i traktować to pasmo, jako nieusztywnione wzdłuż krawędzi pionowej zgodnie z normą [23].

4. Remonty w świetle uszkodzeń połączenia warstw w ścianach

Występujące i potencjalne uszkodzenia warstwy fakturowej należy analizować w kontekście budowy trójwarstwowych elementów ściennych, które tworzą konstrukcję budynku. Warstwa nośna ścian (ZWS i ZWO) jest umonolityczniona ze ścianami wewnętrznymi (W) w złączach pionowych (rys. 1). Natomiast warstwa fakturowa stanowi

element tarczowo-płytkowy, osłaniający warstwę izolacji termicznej, zawieszony punktowo na tarczy warstwy nośnej ścian ZWS lub ZWO za pomocą wiotkich łączników - wieszaki i szpilki metalowe (rys. 5) i nie jest elementem konstrukcji nośnej.



Rys. 5. Połączenia między warstwą nośną a warstwą fakturową: a) wieszak z ukośnym ramieniem rozciągającym, b) wieszak „jednogarnbny”, c) wieszak „dwugarnbny”, d) szpilki; 1) wieszak, 2) przetyczka kotwiąca wieszak w warstwie fakturowej, 3) siatka zbrojeniowa warstwy fakturowej, 4), 5) pręt kotwiący wieszak w warstwie nośnej

Zatem ewentualne wady połączenia warstwy fakturowej z warstwą nośną prefabrykatom ścian nośnych ZWS i osłonowych ZWO nie stanowią zagrożenia bezpieczeństwa dla konstrukcji nośnej budynku. Natomiast stwarzają potencjalne zagrożenie bezpieczeństwa użytkownika (zwiększone w przypadku dodatkowego obciążenia warstwy fakturowej po ociepleniu budynku) wskutek możliwości destrukcji warstwy fakturowej, a w skrajnych przypadkach nawet jej odpadanie. Zagrożenie bezpieczeństwa generowane przez wady technologiczne powstałe w zakładzie prefabrykacji [19]:

- brak zakotwienia wieszaków w betonie warstwy fakturowej,
- brak prętów kotwiących lub mała ich średnica albo niepoprawne ich usytuowanie,
- pochylenia wieszaków w pionie lub nawet pominięcie założenia wieszaków,
- nadmierna (kilkakrotnie) liczba wieszaków w płycie, co ograniczało swobodę odkształceń warstwy fakturowej,
- zakładanie wieszaków w produkcji po ułożeniu warstwy izolacji termicznej, co nie zapewniało im zakotwienia i uszkadzało izolację,
- zaniżona grubość otuliny (w ok. $\frac{1}{4}$ badanych płyt),
- nieprawidłowe założenie szpilek,
- korozja i kruche pęknięcia prętów wieszaków.

Doświadczenia eksploatacyjne wykazują także, że niejednokrotnie w warstwie fakturowej występują zarysowania, które są charakterystyczne dla rys wywoływanych odkształceniami termicznymi i skurczowymi wskutek niewłaściwej pielęgnacji prefabrykatu [24].

Z powyższego wynika, że problem oceny bezpieczeństwa warstwy fakturowej w świetle potencjalnych wad materiałowych i wykonawczych, powstałych w zakładzie prefabrykacji, jest bardzo złożony. Rozważając ten problem należy mieć świadomość tego, że ocena bezpieczeństwa warstwy fakturowej powinna dotyczyć każdego elementu ściennego, bowiem statystycznie obok elementu ściennego bez wad mogą znajdować się elementy z wadami. Wskazują na to opisane przypadki jednostkowego oderwania się warstwy fakturowej. Zatem jak ocenić potencjalne zagrożenie, gdy najsłabsze miejsce połączenia warstwy fakturowej z warstwą nośną jest niewidoczne? Czy realna jest ocena bezpieczeństwa warstwy fakturowej na podstawie badania nieinwazyjnego (bliżej nieokreślonymi metodami) w budynku, w którym jest kilkaset elementów ściennych znajdujących się na różnych wysokościach? Badanie każdej płyty, zdaniem autora, jest nierealne ze względów technicznych i ekonomicznych. Stąd może właściwym jest

rezygnacja z identyfikacji wad połączenia warstwy fakturowej z warstwą nośną i zdecydowanie, aby obligatoryjnie stosować dodatkowe połączenia przed ociepleniem budynku, a może warstwy te usunąć i wykonywać ocieplenie na warstwie nośnej? Ja postępować w przypadku zagrożenia w budynkach ocieplonych? Niewątpliwym jest, że kierunki każdego działania powinny być rozważane jednocześnie z uwzględnieniem skutków ekonomicznych.

W przypadku, kiedy zgodnie z wynikami badań bądź podjętą przez projektanta lub inwestora decyzją, wymagane jest dodatkowe połączenie warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną prefabrykowanej ściany warstwowej może ono być realizowane za pomocą współcześnie stosowanych stalowych łączników trzpieniowych lub cięgnowych, a także rzadko obecnie stosowanych wsporników.

5. Nowe problemy remontowe w aspekcie wykonanego ocieplenia

Destrukcja wykonanych ociepleń na wielu budynkach jest faktem. Przyczyny wad i ich skutki są wygenerowane na etapie projektowo-wykonawczym. Analiza problemu przedstawiona w pracach [7, 8] w nawiązaniu do cytowanej tamże literatury wskazuje, że może on mieć zasięg ogólnopolski. Oczywiście hipoteza ta wyklucza budynki ocieplone przez firmy wykonawcze, które roboty wykonują zgodnie z zasadami technologicznymi w przyjętym systemie ocieplenia. Skutkami wad ocieplenia są: zarysowania i destrukcja wyprawy tynkarskiej i zbrojonej warstwy klejowej, korozja biologiczna, stany awaryjne – oderwanie ocieplenia [8]. Uszkodzone ocieplenia wymagają rekonstrukcji.

Dodatkowy problemem kreują, nowe wymagania izolacyjności cieplnej [25], które określają wartości współczynnika przenikania ciepła $U_c(\max)$ [W/m²K]: 0.25 od 1 stycznia 2014 r., 0.23 od 1 stycznia 2017 r. oraz 0.20 od 1 stycznia 2021 r. Oznacza to, że w następnych latach cyklicznie, co 3-4 lata, będzie zwiększać się liczba budynków nie spełniających nowych wymagań ciepłno-wilgotnościowych. Zatem znowu „fundujemy” sobie kolejny etap termomodernizacji (docieplania) po 2021 roku budynków wybudowanych lub wyremontowanych w latach 2014-2021. Rodzi się więc pytanie: Dlaczego docelowej wartości $U_c(\max) = 0.20$ [W/m²K] nie przyjęto już od 1 stycznia 2014 roku?

6. Podsumowanie

Konstrukcja nośna budynków wielkopłytowych wykonana zgodnie z projektem jest bezpieczna (spełnia wymagania aktualnych norm) i zapewnia ich długotrwałe użytkowanie, co wykazano między innymi w pracy [26].

A. Zagadnienia remontowe w świetle uszkodzeń w złączach pionowych i poziomych

- Najslabszymi miejscami w budynkach wielkopłytowych – wrażliwymi na wady budowlane (zła jakość zastosowanych materiałów i prefabrykatów oraz wadliwie wykonawstwo) – są: a) złącza pionowe i poziome pomiędzy ścianami nośnymi oraz ścianami nośnymi i osłonowymi, b) połączenie warstwy fakturowej z warstwą nośną prefabrykatów ściennych.
- Badania (ekspertyzy) stanu technicznego budynków wzniesionych metodami uprzemysłowionymi wskazują, że nie wszystkie zostały wykonane zgodnie z wymaganiami projektowo-technologicznymi.
- W polskich zasobach mieszkalnych z wielkiej płyty istniały (istnieją ?) budynki, w których występują uszkodzenia wymagające naprawy lub wzmocnienia. Uszkodzenia te są spowodowane najczęściej przez niewłaściwą produkcję elementów

oraz wadliwe wykonawstwo złączy pionowych i poziomych pomiędzy ścianami nośnymi i osłonowymi.

- Liczba budynków z wadami budowlanymi jest nieznana i może być bardzo zróżnicowana w skali osiedla, miasta i Polski. Stopień i zakres uszkodzeń zależy od wykonawcy i nie może być uogólniany na całość budownictwa wielkopłytkowego. Analiza wyników badań „in situ” [badania IMiKB PK] wykazała, że w budynkach tego samego typu wykonanych przez dwóch różnych wykonawców stwierdzono 3-krotną różnicę w ilości złączy pionowych wymagających wzmocnienia.
- Zatem należy zadać pytania:
 - czy problem uszkodzenia złączy wskutek wad wykonawczych jeszcze istnieje?
 - jaka może być skala tych uszkodzeń w istniejących zasobach mieszkaniowych?
 - Odpowiedzi na to mogą dać rzetelne badania stanu technicznego budynków wielkopłytkowych w Polsce, np. w ramach obowiązujących przeglądów budowlanych. Zbiór takich informacji pozwoli na oszacowanie skali problemu, a następnie podjęcie działań eksperckich w zakresie oceny stopnia zagrożenia oraz koniecznych napraw i wzmocnień.
 - Zagadnienia diagnostyki (metodyka oceny stanu technicznego) konstrukcji budynków wielkopłytkowych zostały opisane w Instrukcji ITB 371/2002. Do tego należy dodać, że badania stanu technicznego powinny obejmować nie tylko stan zachowania warstwy fakturowej ścian zewnętrznych, jak to przewidują instrukcje ITB 360/1999 i 374/2002, ale również stan złączy pionowych i poziomych (od wewnątrz budynku).
 - A priori można jedynie przyjąć, że po wieloletniej eksploatacji istniejących budynków ujawniły się już wszystkie wady wykonawcze, w złączach elementów konstrukcji nośnej (złącza ZWS-W-ZWS, ZWS-S-ZWS), stanowiące potencjalne zagrożenia awarią i stan ten został już zlikwidowany.
 - Zatem obecnie możemy mieć do czynienia tylko z budynkami, w których potencjalnie mogą występować:
 - a) zarysowania w pionowych złączach ZWO-W-ZWO oraz złączach ZWS-ZWO i ZWL-W-ZWO (wada wykonawcza),
 - b) oraz uszkodzenia w złączach poziomych ZWO-S-ZWO w strefie nadproża okien z jednoczesnym „wypchnięciem” ściany na zewnątrz budynku (wada eksploatacyjna).
 - Zarysowania w złączach pionowych umonolityczniające ściany osłonowe ZWO ze ścianami nośnymi, jeśli nie są „aktywne”, nie stanowią zagrożenia dla konstrukcji nośnej budynku. Zarysowania te wymagają jedynie standardowych napraw. Zarysowane złącza ZWO-W-ZWO wymagają wzmocnienia (np. przez kotwienie mechaniczne), jeśli rysy są „aktywne” lub planowane jest wykonanie nowego otworu w ścianie nośnej W.
 - W przypadku „wypchnięcia” ściany ZWO na zewnątrz budynku (wada eksploatacyjna) konieczne jest wzmocnienie złącza ZWO-W-ZWO, np. przez kotwienie mechaniczne.

B. Zagadnienia remontowe w świetle modernizacji funkcjonalnej

 - Modernizacja funkcjonalna (wykonanie nowych otworów w ścianach nośnych W) wymaga indywidualnej analizy obliczeniowej z uwzględnieniem wpływu warstwy nośnej ścian zewnętrznych ZWO na sztywność ścian wewnętrznych nośnych, w których planowane jest wykonanie nowych otworów.

- Uwzględnienie współpracy ściany osłonowej zwiększa nośność ściany nośnej W i daje możliwość wykonania nowych otworów o większej szerokości oraz pozostawienia węższego przykrawędziowego pasma ściany nośnej. Zatem w szczególnych przypadkach korzystna może okazać się konieczna naprawa (wzmocnienie) zarysowanego złącza w celu usztywnienia krawędzi ściany nośnej W, w której planowany jest otwór w sąsiedztwie ściany zewnętrznej ZWO.

C. Zagadnienia remontowe w świetle uszkodzeń połączenia warstw w ścianach

- Uszkodzenia połączenia (wieszaki, szpilki) warstwy fakturowej z warstwą nośną prefabrykatów ściennych ZWS i ZWO nie są powiązane z uszkodzeniami (zarysowaniami) w złączach i nie stanowią zagrożenia bezpieczeństwa dla konstrukcji nośnej budynku. Natomiast stwarzają potencjalne zagrożenie bezpieczeństwa użytkowania wskutek możliwości destrukcji warstwy fakturowej, a w skrajnych przypadkach nawet jej odpadanie.
- Zagrożenie bezpieczeństwa dla warstwy fakturowej stanowią wady technologiczne powstałe w zakładzie prefabrykacji, bardzo trudne do identyfikacji.
- Zagrożenie bezpieczeństwa warstwy fakturowej wzrasta po jej dociążeniu ciężarem warstw dodatkowego ocieplenia, który nie był uwzględniany w obliczeniach nośności wieszaków i szpilek.
- Podstawowy problem na dzień dzisiejszy stanowią odpowiedzi na pytania:
 - a) Jakie jest rzeczywiste zagrożenie bezpieczeństwa dla warstwy fakturowej?
 - b) Co z bezpieczeństwem warstwy fakturowej w budynkach ocieplonych ?
 - c) Czy należy je oceniać przez badania inwazyjne (nieinwazyjne), a następnie statystycznie prognozować rodzaje wad i stopień zagrożenia?
 - d) A może właściwym jest rezygnacja z identyfikacji wad połączenia warstwy fakturowej z warstwą nośną i zadecydowanie, że warstwy te należy obowiązkowo połączyć mechanicznie przed ociepleniem budynku (a może warstwy te usunąć i wykonywać ocieplenie na warstwie nośnej)?

D. Nowe problemy remontowe w aspekcie wykonanego ocieplenia

- Badania własne autora oraz doniesienia literaturowe wskazują, że niestety występują liczne przypadki uszkodzenia wykonanych ociepleń spowodowane odstępstwami od warunków technicznych i technologicznych wykonania ocieplenia.
- Projektując obecnie docieplenie w oparciu o obowiązujące nas przepisy, narażeni jesteśmy na nieekonomiczne podejście w stosunku do czekających nas w 2021 r. zmian. Dyskusyjnym wręcz staje się planowanie na „dzisiaj” jakichkolwiek zabiegów dociepleniowych w oparciu o obowiązujące nas warunki techniczne, albowiem koszt wykonania ponownego docieplenia w niedługim czasie będzie niewspółmierny do oczekiwanych zysków z redukcji strat ciepła. Wobec powyższego, projektowanie obecnych dociepleń powinno opierać się na wymogach obowiązujących nas dopiero za 7 lat, tj. od 2021 roku.
- Pytanie: Czy czeka nas kolejny program naprawczy tego, co zrobiliśmy dotychczas w zakresie termomodernizacji? Odpowiedź jest na tak, bowiem Stowarzyszenie na Rzecz Systemów Ociepleń (SSO) już w 2012 r. opracowało zalecenia do diagnozowania i inwentaryzacji ociepleń istniejących oraz wykonania na ich powierzchni nowych ociepleń.
- Na zakończenie pytanie do wykonawców: czy za kilka lat będziemy znowu naprawiać „naprawione ocieplenia”?

Literatura

- 1 Ligęza W., Płachecki M. Uszkodzenia złączy w ścianach osłonowych budynków wielkopłytowych. *Inżynieria i Budownictwo* Nr 4-5/2000, s. 204-208.
- 2 Runkiewicz L. Błędy i uszkodzenia w budownictwie wielkopłytowym, w: *Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie*. WEKA 2000.
- 3 Starosolski W. Wady przegród zewnętrznych budynków (orzeczenia techniczne). *Przegląd Budowlany* Nr 3/1994, s. 4-6.
- 4 Ligęza W., Płachecki M. Stan zagrożenia i jego likwidacja w konstrukcji budynku wielkopłyowego. *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 5/2001, s. 285-290.
- 5 Pająk Z., Józwiak I. Buczek T. Awaryjny stan konstrukcji budynków systemu W-70. *Przegląd Budowlany* Nr 3/1994, s. 9-11.
- 6 Ruppert J., Ligęza W. Awarie konstrukcji budynków realizowanych w systemie Wk-70. *Inżynieria i Budownictwo* Nr 1/1978, str. 21-23.
- 7 Ligęza W. Naprawa i wzmacnianie budynków z wielkiej płyty. XXI Ogólnopolska Konf. „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, t. II., Wyd. PZITB Oddział w Gliwicach, 2006, s. 217-259.
- 8 Ligęza W., Dębowski J., Nowak-Dzieszko K., Rojewska-Warchał M. Zagadnienia remontowe i modernizacyjne w budynkach z „Wielkiej Płyty”, XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, t. II., Wyd. PZITB Oddział w Gliwicach, 2014, s. 341-441.
- 9 Ligęza W., Płachecki M. Badania efektywności wzmocnienia konstrukcji budynku wielkopłyowego zagrożonego katastrofą. V konferencja „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce-Ameliówka, 27-29 kwietnia 1999, s. 169-176.
- 10 Ligęza W., Kołaczkowski M.. Wpływ ścian osłonowych na bezpieczeństwo budynków wielkopłytowych. *Izolacje*, Nr 6/2013, s. 70-75.
- 11 Ligęza W., Płachecki M. Analiza uszkodzeń i możliwości wzmacniania budynków wielkopłytowych. V konferencja „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce-Ameliówka, 27-29 kwietnia 1999, Kielce, 161-168.
- 12 Ligęza W., Płachecki M. Stan techniczny konstrukcji budynków wielkopłytowych a ich termomodernizacja, w: *Budownictwo i inżynieria środowiska 32. Zeszyty Naukowe* Nr 235. ATR w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2001, s. 143-158.
- 13 Runkiewicz L., Szymański J. Uszkodzenia i zagrożenia występujące w budynkach mieszkalnych wielkopłytowych. V konferencja „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce-Ameliówka, 27-29 kwietnia 1999, s. 225-243.
- 14 Ligęza W., Dębowski J. Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytowych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku, w: *Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje*, XXIII Konferencja naukowo-techniczna „Awarie budowlane”. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej, Szczecin 2007, s. 741-748.
- 15 Ligęza W., Dębowski J. Wpływ wzmocnień budynków wielkopłytowych na lokalną zmianę izolacyjności ściany. *Czasopismo Techniczne*, Nr 1-B/2009, s. 147-155.
- 16 Lewicki B.: *Metodyka oceny stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytowych*. ITB Seria: instrukcje, wytyczne, poradniki nr 371/2002. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe – bezpieczeństwo konstrukcji, zeszyt 1, Warszawa 2002.
- 17 Dębowski J. Wpływ ukrytych wad wykonawczych na trwałość budynków wielkopłytowych. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2008.
- 18 Ligęza W. Problemy uszkodzeń i napraw budynków z wielkiej płyty. *Materiały Budowlane* Nr 12/2006, s. 32-33, 36.
- 19 Starosolski W.. *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych*, tom 4, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012.
- 20 Ligęza W., Dębowski J. Wpływ wzmocnień budynków wielkopłytowych na lokalną zmianę izolacyjności ściany. *Czasopismo Techniczne*, Nr 1-B/2009, s. 147-155.
- 21 Cholewicki A., Chyży T., Szulc J. Nowe otwory w ścianach konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych. *Poradnik ITB* nr 385/2003.

- 22 Kołaczkowski M., Ligęza W. Aspekty konstrukcyjne modernizacji funkcjonalnej budynków wielkopłytowych. *Materiały Budowlane*, Nr 6/2013, s. 57-59.
- 23 PN-EN 1992-1-1:2008, Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 24 Cziesielski E., Fouad N. Assessment of the Stability of the Weather-Exposed Facings of Sandwich Panels in the new German Federal States. *Concrete Precasting Plant and Technology*, ISSUE 5/1993, 52-68.
- 25 Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 5 lipca 2013 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. z 13 sierpnia 2013 r., poz. 926).
- 26 Lewicki B. Bezpieczeństwo konstrukcji istniejących budynków wielkopłytowych. *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 3/2000, s. 127-129.

Large-panel buildings after years of exploitation. Selected problems of repairs

Wiesław Ligęza

Division of Building and Building Physics, Institute for Building Materials and Structures, Civil Engineering Faculty, Cracow University of Technology, e-mail: wligeza@pk.edu.pl

Abstract: In the paper there are presented problems of repairs for existing large-panel buildings within the light of: damage of joints between load-bearing and façade walls, structural requirements for functional modernization, damage of layer joints in load-bearing and façade three-layer walls, new repair questions within the aspect of executed buildings' thermal modernization.

Keywords: large-panel building, repair works

Prognoza stanu technicznego ścian murowanych w budynkach mieszkalnych

Beata Nowogońska

*Institut Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski,
e-mail: b.nowogonska@ib.uz.zgora.pl*

Streszczenie: Podstawą diagnostyki obiektów technicznych są informacje procesowe zbierane przez system pomiarowy i generowane przez odpowiednie procedury obliczeniowe. W przypadku budynków mieszkalnych parametrem opisującym symptomy sprawności / niesprawności elementów składowych obiektu jest stopień zużycia, określany podczas kontroli okresowych. Stopnie zużycia elementów składowych budynków wykonanych w tej samej technologii, o podobnej konstrukcji, ze zbliżonych materiałów stanowią kluczowe dane w predykcji niezawodności budynku.

W artykule przedstawiona jest propozycja wyznaczania zmian niezawodności eksploatacyjnej ścian murowanych z cegły, a predykcje zużycia ścian, określone dystrybuantą rozkładu Rayleigha, zostały zweryfikowane wynikami oceny stanu technicznego budynków w Zielonej Górze (woj. lubuskie).

Słowa kluczowe: stopień zużycia, trwałość, niezawodność, ściany murowane

1. Wprowadzenie

Diagnostyka uszkodzeń doraźnych w budynkach jest przedmiotem częstych rozważań, jednak problematyka związana z matematycznym modelowaniem prognozy utrzymania obiektów w stanie zdatności dotyczy najczęściej urządzeń technicznych. Określenie predykcji niezawodności budynków wykonanych w technologii tradycyjnej, z uwagi na złożoność struktury tych obiektów, różnorodność podatności na zmienne wpływy czynników zewnętrznych, niejednorodność sposobów użytkowania oraz wielu innych problemów, jest procesem wymagającym zastosowania wielu uogólnień. Jednym z uproszczeń jest postrzeganie budynku jako obiektu technicznego. Opracowany cykl życia budynku oparty jest na adaptacji modeli matematycznych, opisujących zmiany niezawodności urządzeń mechanicznych i elektronicznych. Model prognozy stanu technicznego zweryfikowany został wynikami oceny stanu technicznego rzeczywistych, istniejących budynków.

Materiał badawczy obejmuje budynki mieszkalne wykonane w technologii tradycyjnej zlokalizowane na terenie miasta Zielona Góra w liczbie 592 obiektów. Budynki objęte analizą charakteryzują się podobnymi rozwiązaniami materiałowo-konstrukcyjnymi. Ściany badanych obiektów są murowane z cegły pełnej, stropy nad piwnicami - ceglane, pozostałe - drewniane belkowe, schody oraz konstrukcja dachu - drewniane, więźba płatwiowokleszczowa, niekiedy jętkowa, pokrycie dachu dachówką karpiówką.

Dla wszystkich budynków zostały przeprowadzone kontrole okresowe stanu technicznego. Kontrole okresowe, zgodnie z artykułem 62 ustawy Prawo budowlane, są podstawowym obowiązkiem zarządcy i właściciela, a zalecenia pokontrolne są podstawą do dalszej prawidłowej eksploatacji budynków [6], [7]. W wyniku kontroli okresowych, sporządzone zostały protokoły, zawierające procentowe stopnie zużycia 25-u elementów składowych

budynków. W Tabeli 1 ujęte są wyniki kontroli, zawierające stopnie zużycia jednego z elementów składowych budynku - ścian nośnych badanych obiektów.

Tabela 1. Wyniki oceny stanu technicznego budynków mieszkalnych – ściany nośne

Wiek budynku	Stopień zużycia ścian – wartość średnia	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
0	0,000	0,0000	0,00
5	0,000	0,0000	0,00
10	0,000	0,0000	0,00
15	0,000	0,0000	0,00
20	0,020	0,0002	1,00
25	0,040	0,0022	5,50
30	0,048	0,0024	5,00
35	0,052	0,0024	4,62
40	0,080	0,0042	5,25
45	0,088	0,0060	6,82
50	0,144	0,0088	6,11
55	0,182	0,0084	4,62
60	0,225	0,0092	4,09
65	brak danych	brak danych	brak danych
70	brak danych	brak danych	brak danych
75	0,328	0,0222	6,77
80	0,350	0,0224	6,40
85	0,420	0,0248	5,90
90	0,428	0,0284	6,64
95	0,504	0,0284	5,63
100	0,564	0,0392	6,95

2. Niezawodność obiektów technicznych

Niezawodność obiektu technicznego definiowana jest jako zdolność do wykonania zadania wynikającego z przeznaczenia obiektu w określonych warunkach podczas jego eksploatacji. Oznacza to żądanie od obiektu spełnienia przez określony czas t określonej funkcji w określonych warunkach pracy. Przyjmuje się, że miarą niezawodności obiektu względem danego zadania jest prawdopodobieństwo wykonania tego zadania. Określona w ten sposób miara niezawodności jest funkcją czasu poprawnej pracy obiektu i nazywana jest funkcją niezawodności.

Do modelowania sytuacji w analizie przeżycia, gdy prawdopodobieństwo awarii zmienia się w czasie, jako rozkład zmiennej losowej czasu zdatności obiektów stosuje się najczęściej rozkład Weibulla [1], [2], [3], [4], [10]. Gęstość prawdopodobieństwa dla rozkładu Weibulla określona jest zależnością:

$$f(t) = \alpha \beta^\alpha t^{\alpha-1} \exp[-(\beta t)^\alpha] \quad \text{dla } t \geq 0 \quad (1)$$

gdzie: t - okres użytkowania obiektu,
 α - parametr skali (liczba rzeczywista), $\alpha > 0$,
 β - parametr kształtu (liczba rzeczywista), $\beta > 0$.

Parametr α rozkładu określa zachowanie prawdopodobieństwa awarii w czasie:

- dla $\alpha < 1$ prawdopodobieństwo awarii maleje z czasem, w przypadku modelowania awarii obiektu sugeruje to, że poszczególne egzemplarze mogą posiadać wady fabryczne i powoli wypadają z populacji,
- dla $\alpha = 1$ (rozkład wykładniczy) prawdopodobieństwo jest stałe, wskazuje na fakt, że awarie mają charakter zewnętrznych zdarzeń losowych,

- dla $\alpha > 1$ prawdopodobieństwo rośnie z czasem, sugeruje to zużycie części z upływem czasu jako główną przyczynę awaryjności,
- dla $\alpha = 2$ (rozkład Rayleigha) prawdopodobieństwo rośnie liniowo z czasem.

Parametr β jest współczynnikiem charakteryzującym prędkość zanikania niezawodności.

Dystrybuanta, czyli funkcja zawodności obiektu dla rozkładu Weibulla uzyskana po scałkowaniu:

$$F(t) = 1 - \exp [-(\beta t)^\alpha] \quad (2)$$

Funkcja niezawodności - zmiana w czasie prawdopodobieństwa nieszkodzenia o gęstości rozkładu Weibulla:

$$R(t) = \exp [-(\beta t)^\alpha] \quad (3)$$

Intensywność uszkodzeń $\lambda(t)$ jest wskaźnikiem charakteryzującym niezawodność, definiowana również jako intensywność prawdopodobieństwa uszkodzenia lub prędkość z jaką rośnie zawodność w stosunku do niezawodności:

$$\lambda(t) = \frac{d F(t)}{dt} \frac{1}{R(t)} \quad (4)$$

Rozkład wykładniczy jest szczególnym przypadkiem rozkładu Weibulla, gdzie parametr kształtu $\alpha = 1$. Rozkład wykładniczy stosuje się bardzo często do badania rozkładu czasu poprawnej pracy [1], [2], [3], [5]. Cechą charakterystyczną dla rozkładu wykładniczego jest stała intensywność uszkodzeń przez cały okres użytkowania obiektu $\lambda(t) = \text{const}$. Zależność definiującą funkcję niezawodności (3) dla i-tego elementu składowego budynku według rozkładu wykładniczego:

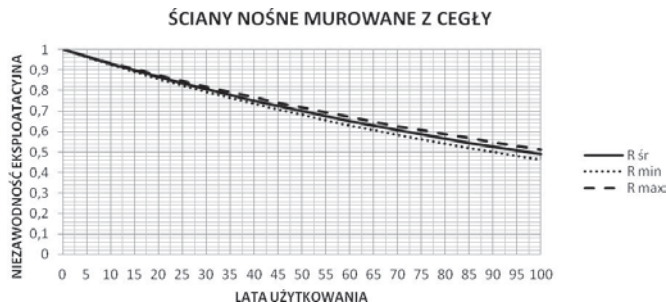
$$R(t) = \exp [-(t/T_{Ri})] \quad (5)$$

Innym szczególnym przypadkiem rozkładu Weibulla, gdzie parametr kształtu jest $\alpha = 2$ jest rozkład Rayleigha. Rozkład ten jest rozkładem jednoparametrycznym, występuje wtedy, kiedy zużycie obiektu z upływem czasu jest główną przyczyną awaryjności [1], [2], [10]. Wybór zastosowania rozkładu Rayleigha dla obiektów budowlanych wydaje się najbardziej trafnym. Wszystkie budynki i ich elementy składowe podczas eksploatacji ulegają zużyciu, a rozkład Rayleigha stosuje się w przypadkach, gdy zużycie obiektu rośnie wraz z upływem czasu użytkowania. Funkcja niezawodności (3) w tym przypadku przyjmuje postać:

$$R(t) = \exp [-(t/T_{Ri})^2] \quad (6)$$

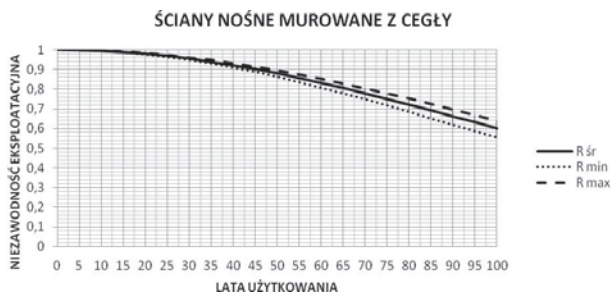
Intensywność uszkodzeń według rozkładu Rayleigha

$$\lambda(t) = 2t/T_{Ri}^2 \quad (7)$$



Rys. 1. Zmiany niezawodności eksploatacyjnej ścian murowanych z cegły według rozkładu wykładniczego

Na rysunkach 1 i 2 przedstawione są wyniki zmian niezawodności jednego z elementów składowych budynku - ścian murowanych z cegły podczas 100-letniego okresu użytkowania obiektu. Funkcje niezawodności (5) i (6) wyznaczone zostały dla trzech przypadków: minimalnych, średnich i maksymalnych okresów trwałości podawanych w literaturze (np. [9]).



Rys. 2. Zmiany niezawodności eksploatacyjnej ścian murowanych z cegły według rozkładu Rayleigha

3. Stopień zużycia ścian murowanych

W niezawodności urządzeń technicznych intensywność uszkodzeń uzależniana jest od zużycia [4], [8]:

$$S_z = \int_0^t \lambda(t) dt \quad (8)$$

gdzie: S_z - stopień zużycia wyrobów.

Stopień zużycia według rozkładu wykładniczego, gdzie intensywność uszkodzeń jest stała (7) jest funkcją liniową:

$$S_z = t/T_R \quad (9)$$

gdzie: S_z - stopień zużycia technicznego obiektu wyrażony w procentach,
 t - wiek obiektu,
 T_R - przewidywany okres trwałości obiektu w latach.

Uzyskana zależność jest stosowaną w praktyce, jedną z metod czasowych służących do określania stopnia zużycia technicznego budynków niestarannie utrzymanych w dowolnym czasie użytkowania.

Dla rozkładu Rayleigha, gdzie $\alpha = 2$, $\beta = 1/T_R$ stopień zużycia jest równy:

$$S_z = t^2/T_R^2 \quad (10)$$

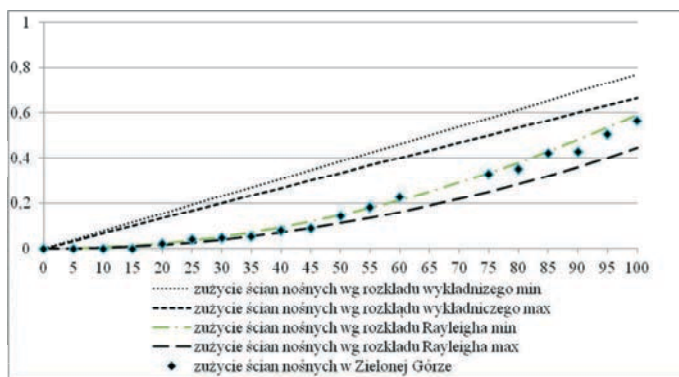
Dla każdego elementu w budynku, wykonanego z określonych materiałów budowlanych, można wyznaczyć predykcje stopnia zużycia podczas całego użytkowania. Okresy trwałości elementów budynku o określonych rozwiązaniach materiałowo-konstrukcyjnych podawane są w literaturze (np. [9]), a dzięki zastosowaniu ich w zależnościach (9) i (10) można uzyskać predykcje stopnia zużycia według rozkładu wykładniczego i Rayleigha.

W przypadku ścian murowanych z cegły okres trwałości określany jest w granicach od 130 do 150 lat. Dla wartości minimalnej (130 lat) oraz maksymalnej (150 lat) wyznaczone zostały stopnie zużycia według rozkładu wykładniczego (9) oraz według rozkładu Rayleigha (10). Uzyskane wyniki przedstawione są w Tabeli 2 i na Rys. 3. W celu weryfikacji zaproponowanych metod, na Rys. 3 zaznaczono również średnie wartości stopnia zużycia ścian nośnych budynków w Zielonej Górze.

Tabela 2. Średnie wartości zużycia technicznego ścian nośnych uzyskane podczas kontroli okresowych oraz prognozowane teoretyczne wartości stopnia zużycia

Lata użytkowania	Średni stopień zużycia ścian, uzyskany na podstawie kontroli okresowych	Predykcje stopnia zużycia wg rozkładów			
		wykładniczego (9)		Rayleigha (10)	
		min	max	min	max
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,000	0,038	0,033	0,001	0,001
10	0,000	0,077	0,067	0,006	0,004
15	0,000	0,115	0,100	0,013	0,010
20	0,020	0,154	0,133	0,024	0,018
25	0,040	0,192	0,167	0,037	0,028
30	0,048	0,231	0,200	0,053	0,040
35	0,052	0,269	0,233	0,072	0,054
40	0,080	0,308	0,267	0,095	0,071
45	0,088	0,346	0,300	0,120	0,090
50	0,144	0,385	0,333	0,148	0,111
55	0,182	0,423	0,367	0,179	0,134
60	0,225	0,462	0,400	0,213	0,160
65	brak danych	0,500	0,433	0,250	0,188
70	brak danych	0,538	0,467	0,290	0,218
75	0,328	0,577	0,500	0,333	0,250
80	0,350	0,615	0,533	0,379	0,284
85	0,420	0,654	0,567	0,428	0,321
90	0,428	0,692	0,600	0,479	0,360
95	0,504	0,731	0,633	0,534	0,401
100	0,564	0,769	0,667	0,592	0,444

Wartości stopnia zużycia ścian wg rozkładu Rayleigha zostały poddane weryfikacji testem t-Studenta. Przy założeniu 5% szans popełnienia błędu przy wnioskowaniu ($p=0,05$), a liczba stopni swobody wynosi 19, wartość krytyczna testu wynosi 2,0930. Wynik testu w badaniu wyniósł 3,05515, co oznacza, że wyniki są istotne statystycznie dla poziomu istotności $p=0,05$.



Rys. 3. Porównanie stopnia zużycia ścian murowanych określonych według różnych rozkładów ze średnimi wynikami kontroli okresowych budynków zlokalizowanych w Zielonej Górze

4. Podsumowanie

Wyniki oceny stanu technicznego budynków w Zielonej Górze potwierdzają skuteczność zaproponowanej metody wyznaczania stopnia zużycia przez zastosowanie rozkładu Rayleigha. Średnie wartości stopnia zużycia, określone podczas wizji lokalnych w trakcie

oceny stanu technicznego budynków w niewielkim stopniu odbiegają od zaproponowanej funkcji opartej na rozkładzie Rayleigha. Pomimo uproszczeń w procesie modelowania matematycznego uzyskane rezultaty są zbliżone do wyników doświadczalnych.

Prognoza stopnia zużycia ścian jest przykładem metodyki prognozowania stanu technicznego elementów budynku. Uzyskane wyniki mogą być pomocne dla zarządców budynków mieszkalnych. Diagnostyka należy do problemów podstawowych w procesie planowania właściwej eksploatacji budynków.

Literatura

- 1 Khelassi, A., Theilliol, D., Weber, P. Reconfigurability analysis for reliable fault-tolerant control design, *International Journal of Applied Mathematics and Computer Science*, (2011), s. 431–439.
- 2 Moubay J. RCM II - Reliability Centered Maintenance, Oxford, 2007.
- 3 Nowak A. S., Collins K. R. Reliability of Structures, Mc Graw-Hill Int. Edition, 2000.
- 4 Nowakowski T. Metodyka prognozowania niezawodności obiektów mechanicznych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1999.
- 5 Nowogońska B. Reliability of building determined by the durability of its components. *Civil Environmental Engineering Reports* (2011) nr 6, s. 173-180.
- 6 Runkiewicz L. Zasady kontroli i oceny jakości remontów i wzmocnień konstrukcji budowlanych. *Zeszyt Naukowy Politechniki Wrocławskiej Nr 71*, Wrocław, 1998.
- 7 Skarzyński A. Próba ogólnej systematyki sytuacji kryzysowych oraz wybranych towarzyszących im działań techniczno-organizacyjnych. *Materiały konf. XI Konferencji Inżynierii Wojskowej Inżynieria i Zarządzanie w Sytuacjach Kryzysowych*, Warszawa, 2000, s. 202 – 224.
- 8 Sugier J., Anders G. J. Modelling and evaluation of deterioration process with maintenance activities *Eksploatacja i Niezawodność – Maintenance and Reliability* 2013; (15) 4: 305 – 311.
- 9 Ściślewski Z. Trwałość budowli. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej 1995.
- 10 Walpde R. E., Myers R. H. Probability and Statistics for Engineers and Scientists, Macmillan Publishing Company, London 1985.

Prognosis of the technical condition of masonry walls in residential buildings

Beata Nowogońska

Institute of Building Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, University of Zielona Góra, e-mail: b.nowogonska@ib.uz.zgora.pl

Abstract: The basis for diagnosis of technical buildings includes information collected by the measurement system and generated by suitable computational procedures. In the case of residential buildings, the parameter describing the symptoms of efficiency / inefficiency of components of a building is defined as the degree of wear, determined during periodic inspections. The degrees of wear of components of a building performed in the same technology. i.e. similar structure-strength systems, and with similar materials are the key figures in the prediction of the reliability of a building. The article presents the methodology of predicting operational reliability of masonry walls. The predictions of the degree of wear for walls, described with the Rayleigh distribution function, have been verified with the assessment of the technical condition of buildings in Zielona Góra.

Keywords: degree of wear, durability, reliability, brick masonry walls

Geometryczne kształtowanie wybranych struktur dwuwarstwowych kopuł prętowych

Dominika Pilarska

*Katedra Konstrukcji Budowlanych i Inżynierskich, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska,
e-mail: d.pilarska@po.opole.pl*

Streszczenie: Przekrycia dużych powierzchni, takich jak obiekty sportowe, hale targowe, magazyny i inne, mogą być wykonane za pomocą form kopulastych. Konstrukcje tego typu, w szczególności prętowe, mają niewątpliwie dużą przewagę nad innymi budowlami dzięki swej lekkości czy też łatwości montażu i demontażu poszczególnych elementów. Podstawą generowania kopuł prętowych mogą być wielościany foremne. Ośmiościan, jako jeden ze wspomnianych wielościanów, stanowi punkt odniesienia do rozważań autora nad kształtowaniem przekryć kopulastych. Geometria i topologia węzłów pozwala na uzyskanie różnorodnych interesujących form ukształtowanych na konturach wyjściowego ośmiościanu foremnego. Połączenie dwóch struktur jednowarstwowych za pomocą prętów stężających umożliwia uzyskanie konstrukcji dwuwarstwowej, bardziej statecznej. Zmieniając odległość pomiędzy dwoma warstwami, czyli zakładając różne wartości promieni R_1 i R_2 opisujących sfery każdej warstwy otrzymujemy struktury różniące się między sobą geometrią. Dlatego też właściwe staje się poddanie analizie różnych parametrów geometrycznych badanych struktur. Wyniki otrzymanych obliczeń mogą stanowić dla projektanta podstawę wyboru szukanej formy przekrycia architektonicznego.

Słowa kluczowe: wielościany foremne, ośmiościan foremny, wielościany pochodne, jedno i dwuwarstwowe struktury prętowe

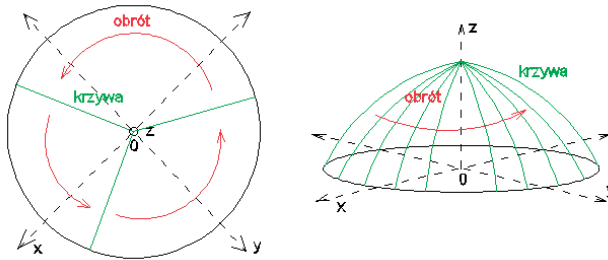
1. Wprowadzenie

Przekrycia w formie kopuł stanowią jedną z najstarszych form architektonicznych. Jeszcze z przed naszej ery znane są kopuły budowane z trzciny, wzmocnione gliną, chatki budowane w dolinach rzek, o podstawie kołowej lub owalnej, sklepione kopulastym dachem [1].

Inicjatorem kopuł geodezyjnych był niemiecki inżynier Walter Bauersfeld, który zaprojektował tego typu przekrycie z przeznaczeniem na planetarium w Jenie. W połowie XX wieku amerykański inżynier Buckminster Fuller rozwinął jego ideę i zaproponował metody podziału sfery na płaskie pola trójkątne w sposób dotychczas niespotykany. Metody przez niego opracowane polegały na rzutowaniu środkowym powierzchni ściany wielościanów foremnych, tj. 20-stościanu lub 12-stościanu foremnego na powierzchnię sfery. Opracowana w ten sposób geometria pozwalała na zaprojektowanie niespotykane dotąd lekkich i wytrzymałych kopuł geodezyjnych [2]. Dodatkową zaletą konstrukcji opartych o technologię Fullera jest fakt, że są to struktury samonośne, nie wymagające dodatkowych podpór wewnętrznych. Jako lekka architektura geodezyjna, mają szerokie i zróżnicowane zastosowanie, obejmujące między innymi możliwość przekrycia bardzo dużych i wymagających powierzchni [3].

Wybitnym kontynuatorem R.B.Fullera był Z. Makowski [4]. Pod względem naukowym kopułami pochodzącymi od 20- i 12-ścianu zajmowali się też m.in. T.Tarnai [5], J.Fuliński [3], J.Rębielak [6]. J.D.Clinton również rozpatruje wielościany i ich podział w swojej pracy [7]. Inne, oryginalne podejście zaproponował J.B.Obrębski – dzieląc sferę przecinającymi się wielkimi kołami [8].

Geometryczne pojęcie kształtowania kopuł, wiąże się najczęściej z klasyczną powierzchnią obrotową dwukrzywiznową, powstałą przez obrót linii krzywej lub prostej wokół pionowej osi przechodzącej przez punkt centralny najwyżej położony, co zostało przedstawione na Rys.1.



Rys. 1. Obrót krzywej wokół osi Z, tworząc teoretyczną powierzchnię obrotową

Taka dwukrzywiznowa powierzchnia obrotowa ma postać określoną równaniem (1):

$$x^2 + y^2 = [f(z)]^2 \quad (1)$$

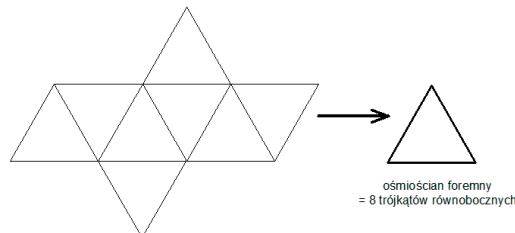
gdzie:

x, y, z – współrzędne punktów powłoki

$f(z)$ – funkcja krzywizny powłoki [9]

Geometria kopuł prętowych polega na połączeniu ich prętów w odpowiednich węzłach uzyskując jednowarstwowy ustrój statyczny. Poprzez połączenie dwóch jednowarstwowych kopuł za pomocą prętów stężających uzyskujemy konstrukcje dwuwarstwowe, bardziej stateczne. Cechą charakterystyczną kopuł prętowych jest możliwość zestawienia ich elementów w grupy o tych samych długościach. Wpływa to niewątpliwie na oszczędności materiałowe i produkcyjne, jak również szybszy i łatwiejszy montaż i demontaż poszczególnych elementów.

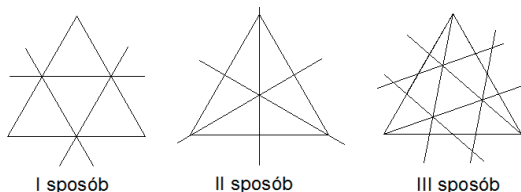
Wielościany foremne stanowią podstawę do projektowania kopuł prętowych sferycznych [10]. Omawiany w pracy temat kształtowania struktur dwuwarstwowych kopuł prętowych został opracowany na podstawie ośmiościanu foremnego. Składa się on z 8 ścian w kształcie identycznych trójkątów równobocznych (Rys.2), co niewątpliwie ułatwia przeprowadzanie obliczeń i analiz dzięki możliwości skoncentrowania się na jednym wyjściowym boku omawianego wielościanu. Otrzymane wyniki ostatecznie przekładane są na całe analizowane struktury.



Rys. 2. Siatka ośmiościanu foremnego

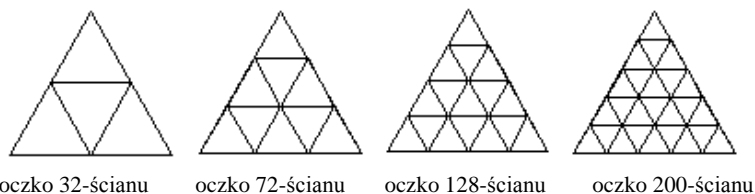
2. Zasady geometrycznego kształtowania kopuł prętowych wygenerowanych z ośmiościanu foremnego

W celu utrzymania wielościanów pochodnych z ośmiościanu foremnego, jego równoboczne ściany można dzielić na mniejsze części według znanych 3 sposobów podziału (przekształceń) [3]. Na rysunku 3 pokazano zasady podziału dotyczące wszystkich trzech sposobów.



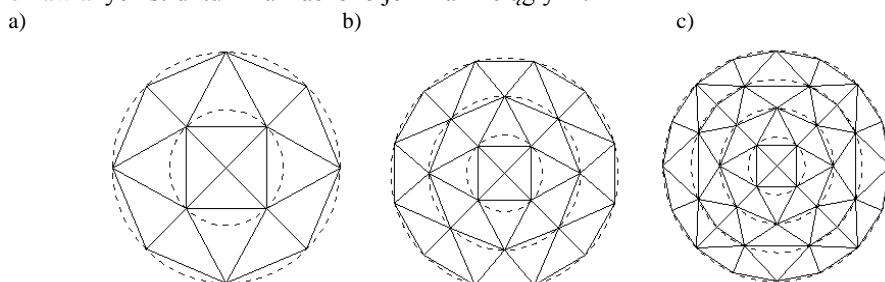
Rys. 3. Sposoby podziału trójkąta równobocznego

Pierwszy sposób podziału trójkąta równobocznego polega na podzieleniu każdej krawędzi na n części i poprowadzeniu trzech rodzin linii równoległych do każdego boku trójkąta. Stosując ten rodzaj podziału do wszystkich 8 ścian wyjściowego oktaedru otrzymujemy wielościany pochodne: 32-ścian, 72-ścian, 128-ścian, 200-ścian, itd. (Rys.4).



Rys. 4. Kolejne siatki wielościanów pochodnych utworzonych według I sposobu podziału jednego oczka ośmiościanu foremnego, czyli trójkąta równobocznego

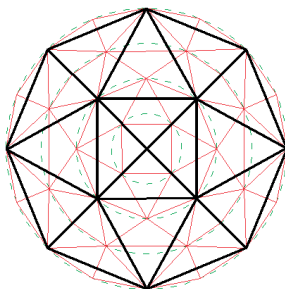
Wielościany pochodne utworzone według I sposobu podziału trójkąta równobocznego, odwzorowujące siatki jednowarstwowych kopuł prętowych zostały zaprezentowane na rysunku 5. Linie przerywane to linie pomocnicze, wykorzystane do wskazania wierzchołków (stanowiących węzły) powstałych poprzez kolejne podziały trójkąta równobocznego. Dzięki odpowiednim połączeniom wierzchołków otrzymano krawędzie, będące prętami omawianych struktur i zaznaczono je liniami ciągłymi.



Rys. 5. Siatki kopuł prętowych będących odwzorowaniem: a) 32-ścianu, b) 72-ścianu, c) 128-ścianu

Dwie siatki jednowarstwowych kopuł leżą na dwóch niezależnych sferach. Odległość pomiędzy nimi, będąca grubością dwukrzywiżnowej struktury prętowej określa stosunek promieni R_1 i R_2 współśrodkowych sfer opisujących węzły każdej siatki. Węzły te leżą na

dwóch niezależnych sferach. Zmiana grubości struktury dwuwarstwowej możliwa jest poprzez zmianę relacji promieni sfer opisujących węzły każdej z warstw. Na rysunku 6 przedstawiona została przykładowa siatka kopuły prętowej utworzonej z 32-ścianu i 128-ścianu. Linia ciągła gruba (czarna) odwzorowuje pręty jednowarstwowej kopuły utworzonej z 32-ścianu, z kolei linia ciągła cienka (czerwona) odnosi się do prętów kopuły wygenerowanej ze 128-ścianu. Linie przerywane to analogicznie jak na rysunku 5 – linie pomocnicze.



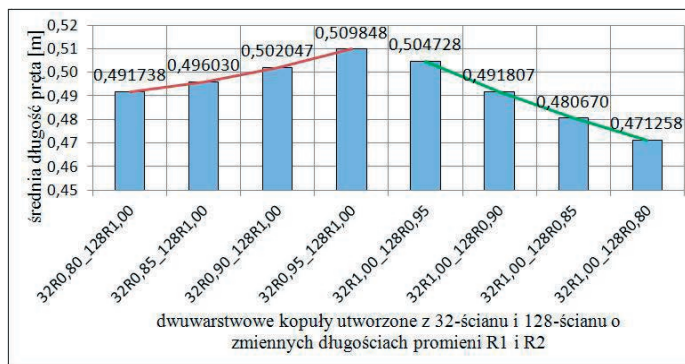
Rys. 6. Kupuła dwuwarstwowa otrzymana dzięki połączeniu dwóch jednowarstwowych siatek: 32-ścianu i 128-ścianu

3. Dwuwarstwowe kopuły utworzone z 32-ścianu i 128-ścianu

Jedną z rodzin dwuwarstwowych struktur prętowych możliwych do uzyskania dzięki zastosowaniu I sposobu podziału wyjściowego trójkąta równobocznego stanowią kopuły wygenerowane z siatek 32-ścianu i 128-ścianu. Przeanalizowanych zostało 8 modeli różniących się długościami promieni sfer opisujących każdą warstwę, czyli charakteryzujących się zmienną odległością pomiędzy swoimi jednowarstwowymi strukturami. Przyjęty został interwał zmiany relacji długości promieni co 0,05. W pierwszej kolejności model kopuły utworzonej ze 128-ścianu potraktowany został jako stały, o tym samym promieniu $R_2=1,00$ a zmianie ulegał promień R_1 opisujący kopułę utworzoną z 32-ścianu, następnie dokonana została zamiana i jako stała została ukształtowana kopuła utworzona z 32-ścianu przyjmując jednakowy promień $R_1=1,00$, a różnicując promień R_2 kopuły wygenerowanej ze 128-ścianu. Szczegółowe obliczenia geometryczne dotyczące 54 węzłów omawianych struktur, jak również odpowiednie ich połączenie ze sobą, pozwoliły na wygenerowanie prętów warstwy pierwszej, warstwy drugiej oraz prętów stężających i obliczenie długości każdego z nich. Dzięki temu otrzymano wyniki dotyczące średniej długości pręta w każdym omawianym dwuwarstwowym modelu. Rezultaty przeprowadzonego badania przedstawiono w tabeli 1 oraz na rysunku 7.

Tabela 1. Średnia długość pręta w poszczególnej dwuwarstwowej kopule utworzonej z 32-ścianu i 128-ścianu

32-ścian promień R1	128-ścian promień R2	średnia długość pręta [m]
0,80	1,00	0,491738
0,85	1,00	0,496030
0,90	1,00	0,502047
0,95	1,00	0,509848
1,00	0,95	0,504728
1,00	0,90	0,491807
1,00	0,85	0,480670
1,00	0,80	0,471258



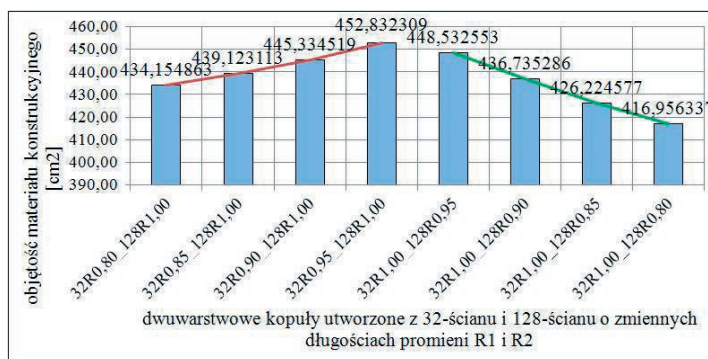
Rys. 7. Graficzne przedstawienie średniej długości pręta dla dwuwarstwowych kopuł utworzonych z 32-ścianu i 128-ścianu o zmiennych długościach promieni R1 i R2

Średnia długość pręta jest tym większa, im mniejszy rozstaw pomiędzy promieniami R1 i R2. W przypadkach, w których bardziej zaawansowana struktura stanowi warstwę wewnętrzną (128-ścian), średnie długości prętów są zdecydowanie mniejsze.

Wyniki dotyczące długości prętów pozwoliły na określenie objętości materiału konstrukcyjnego (stali), potrzebnego w celu wygenerowania analizowanych poszczególnych dwuwarstwowych struktur. W tabeli 2 zestawiono otrzymane wyniki a ich graficzna prezentacja umieszczona została na rysunku 8. Jeżeli warstwę wewnętrzną stanowi kopuła utworzona ze 128-ścianu, wówczas zostanie wykorzystane mniej materiału konstrukcyjnego, aniżeli w przypadku odwrotnym, kiedy struktura wygenerowana z 32-ścianu będzie stanowiła warstwę wewnętrzną.

Tabela 2. Objętość materiału konstrukcyjnego w poszczególnej dwuwarstwowej kopule utworzonej z 32-ścianu i 128-ścianu

32-ścian promień R1	128-ścian promień R2	objętość materiału konstrukcyjnego [cm ²]
0,80	1,00	434,154863
0,85	1,00	439,123113
0,90	1,00	445,334519
0,95	1,00	452,832309
1,00	0,95	448,532553
1,00	0,90	436,735286
1,00	0,85	426,224577
1,00	0,80	416,956337



Rys. 8. Graficzne przedstawienie objętości materiału konstrukcyjnego dla dwuwarstwowych kopuł utworzonych z 32-ścianu i 128-ścianu o zmiennych długościach promieni R1 i R2

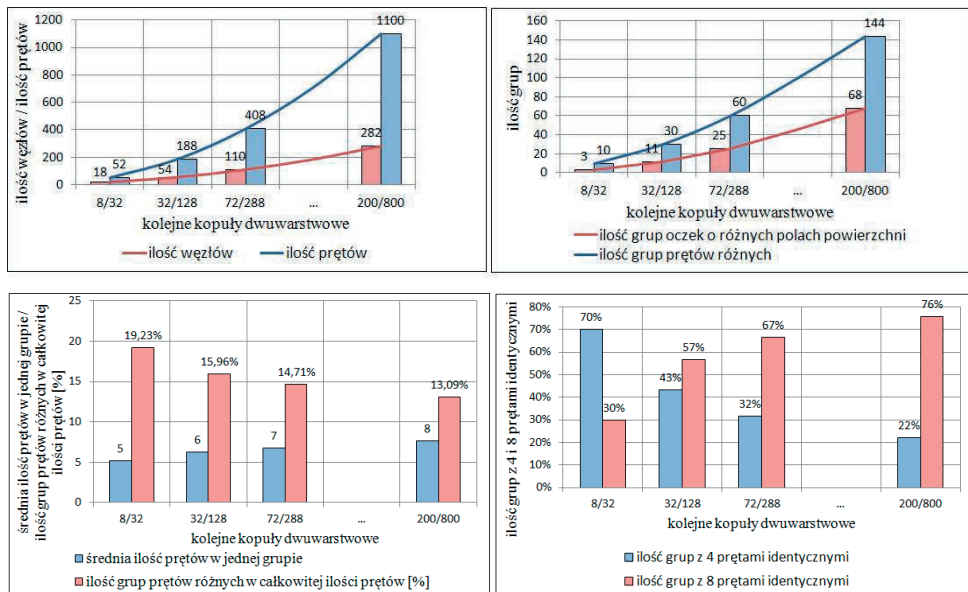
4. Porównanie parametrów geometrycznych różnych rodzin dwuwarstwowych struktur prętowych

Innymi rodzinami struktur dwuwarstwowych utworzonych na podstawie wielościanów pochodnych uzyskanych z I sposobu podziału trójkąta równobocznego mogą być kopuły wygenerowane z 8-ścianu i 32-ścianu, następnie omawiana w opracowaniu kopuła której podstawą są 32-ścian i 128-ścian, kolejne kopuły to dwuwarstwowe przekrycia utworzone z 72-ścianu i 288-ścianu czy też z 200-ścianu i 800-ścianu.

Wspominane dwuwarstwowe struktury można porównać ze sobą pod względem geometrycznym analizując takie parametry, jak: ilość węzłów, ilość grup oczek o różnych polach powierzchni, ilość prętów, ilość grup prętów różnych, średnia ilość prętów w jednej grupie czy też ilość prętów o tej samej długości w jednej grupie prętów. Wymienione parametry policzono i zestawiono w tabeli 3 a ich graficzne przedstawienie zaprezentowano za pomocą wykresów na rysunku 9.

Tabela 3. Ilościowe porównanie obliczonych parametrów geometrycznych dla poszczególnych dwuwarstwowych kopuł prętowych

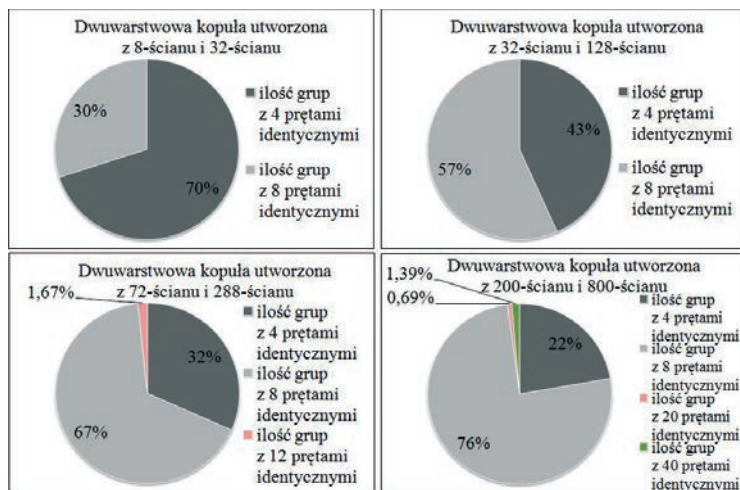
dwuwarstwowa kopuła	ilość węzłów	ilość grup oczek o różnych polach powierzchni	ilość prętów	ilość grup prętów różnych	średnia ilość prętów w jednej grupie	ilość grup prętów różnych w całkowitej ilości prętów [%]
8/32	18	3	52	10	5	19,23
32/128	54	11	188	30	6	15,96
72/288	110	25	408	60	7	14,71
...
200/800	282	68	1100	144	8	13,09



Rys. 9. Porównanie poszczególnych parametrów geometrycznych dwuwarstwowych kopuł prętowych utworzonych na podstawie I sposobu podziału trójkąta równobocznego

Ilości grup prętów różnych oraz oczek o tych samych polach powierzchni wzrastają wraz ze wzrostem zaawansowania kopuły, czyli wraz ze wzrostem zagęszczenia jej ścian kolejnymi prętami. Zwiększa się również średnia ilość prętów w jednej grupie. Z kolei maleje procentowy udział ilości grup prętów różnych w całkowitej ilości prętów.

Szczegółowa analiza kolejnych struktur dwuwarstwowych pokazała, że najczęściej grupy prętów o tych samych długościach składają się z 4 lub 8 prętów. W kopule utworzonej z 72-ścianu i 288-ścianu pojawia się dodatkowo jedna grupa z 12 prętami o tej samej długości, z kolei w kopule wygenerowanej z 200-ścianu i 800-ścianu: 1 grupa z 20 prętami o jednakowej długości oraz 2 grupy, w skład których wchodzi 40 prętów o jednakowej długości. Graficznie zaprezentowane zostało to na rysunku 10.



Rys. 10. Procentowy udział ilości grup z poszczególną liczbą prętów o tej samej długości w całkowitej ilości grup prętów różnych w kolejnych dwuwarstwowych kopułach prętowych utworzonych według I sposobu podziału trójkąta równobocznego

5. Podsumowanie

Przeanalizowanie długości prętów rodziny dwuwarstwowych kopuł prętowych utworzonych z 32-ścianu i 128-ścianu, różniących się między sobą odległością pomiędzy promieniami R1 i R2 opisującymi sfery każdej struktury, pozwoliło otrzymać wyniki dotyczące średniej długości pręta w każdym badanym modelu. Im odległość ta jest mniejsza, tym średnia długość pręta analizowanych kopuł jest większa. Podobne porównanie dokonano biorąc pod uwagę objętość stali będącej przyjętym materiałem konstrukcyjnym. W tym przypadku okazało się, że jeśli warstwę zewnętrzną stanowi kopuła mniej zaawansowana (32-ścian), a warstwę wewnętrzną kopuła charakteryzująca się większym zagęszczeniem prętów (128-ścian), wówczas objętości materiałów konstrukcyjnych przyjmują mniejsze wartości niż w sytuacji odwrotnej, czyli zamieniając relacje promieni R1 i R2 opisujących sfery analizowanych jednowarstwowych struktur i ustawiając jako kopułę zewnętrzną tę, która ma więcej prętów (128-ścian).

Kolejny etap opracowania stanowi przedstawienie wyników różnych parametrów geometrycznych i ich porównanie. Parametry te obliczone zostały dla wielościanów pochodnych od ośmiościanu foremego, odzwierciedlających następujące dwuwarstwowe kopuły prętowe: struktury wygenerowane z 8-ścianu i 32-ścianu, 32-ścianu i 128-ścianu, 72-ścianu i 288-ścianu oraz 200-ścianu i 800-ścianu. Wraz z zagęszczeniem wyjściowego boku ośmiościanu, a zatem wraz ze wzrostem ilości węzłów i prętów, wzrasta ilość grup prętów różnych, zwiększa się również średnia ilość prętów o tej samej długości w poszczególnych grupach. Dzięki przeprowadzonej szczegółowej analizie poszczególnych grup prętów różnych uzyskano wyniki dotyczące dokładnych ilości prętów w każdej grupie. Bardziej

zaawansowane dwuwarstwowe kopuły posiadają więcej grup składających się z większej ilości prętów o tej samej długości niż te, których struktury są mniej skomplikowane. Ma to niewątpliwie pozytywne odzwierciedlenie w praktyce i może stanowić jeden z punktów odniesienia dla projektanta przy wyborze odpowiedniej dwuwarstwowej struktury prętowej.

Literatura

- 1 Mirski J.Z.: Geneza i morfologia kopuł pełnościennych. Kwartalnik Architektury i Urbanistyki. 2/2002, str. 129.
- 2 Rębielak J.: Kształtowanie form powłokowych za pomocą elementów modularnych. Praca doktorska WAPWr 1982.
- 3 Fuliński J.: Geometria kratownic powierzchniowych. Prace Wrocławskiego Towarzystwa Naukowego . Seria B; nr 178/1973.
- 4 Makowski Z.S.: Räumliche Tragwerke aus Stahl. Verlag Stahleisen m.b.H. Düsseldorf 1963.
- 5 Tarnai T.: Spherical Grids of Triangular Network. Acta Technica Academiae Hungaricae. Tomus 76, 3-4 1974.
- 6 Rębielak J.: Struktury przestrzenne o dużych rozpiętościach. PNIAiU.PWr., Nr 27, Seria: Monografie Nr 15. Wyd. P.Wr. 1992.
- 7 J.D.Clinton, Advanced structural geometry studies, Part 1, Polyhedral subdivision concepts for structural applications, NASA Contractor Report, NASA CR-1734, Washington D.C., 1971.
- 8 Obrębski J.B.: Unidom-space bar system. Local Seminar of IASS Polish Charter; XII LSCE 2006; Warszawa 2006.
- 9 Fuller B.R.: Geodesic Tent. United States Patent Office, patent 2, 914, 074, Nov. 24/1959.
- 10 Mirski J.Z.: Geneza i morfologia kopuł prętowych w aspekcie geometrycznego kształtowania form architektonicznych, Monografie, studia, rozprawy 36, Kielce 2003

Geometric shaping of chosen two-layered bar domes

Dominika Pilarska

Department of Engineering and Civil Constructions, Faculty of Civil Engineering, Opole University of Technology, e-mail: d.pilarska@po.opole.pl

Abstract: The covering of large areas, such as sport areas, trade halls, warehouses and others, may be designed by using forms of spherical domes. Such constructions, especially bars ones, have undoubtedly big superiority in comparison to other structures, thanks to their light-weight or easy montage and dismantle system of particular elements. Regular polyhedra may constitute the basis for bar domes generating. Octahedron, one of the mentioned polyhedra, is for the author the basis for consideration the bar structures creation. The geometry and topology of nodes allow for the obtainment of different and interesting forms created on starting regular octahedron. The joint of two one-layered structures, using the jointing-bars, enables to obtain a two-layered structure, which is much more stable. Using different distance between two layers that is using different radiuses R_1 and R_2 describing spheres of each structure, we can receive models with different geometry. Thanks to that, it is appropriate to analyze different geometry parameters of researched domes. The results can be used by designers as the basis for the proper architectural spherical construction choice.

Keywords: regular polyhedra, regular octahedron, octahedron-based polyhedra, one- and two-layered bar structures

Program prac remontowych budownictwa systemowego na przykładzie budynków W-70

Jerzy Z. Piotrowski¹, Radosław Zaborek²

*^{1,2} Katedra Fizyki Budowli i Energii Odnawialnej,
Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska,
e-mail: ¹piotrowski@tu.kielce.pl, ²zaborek@tu.kielce.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono program prac remontowych dla budynków zrealizowanych w systemie W-70. Przeanalizowano i opisano zakres robót koniecznych do wykonania wraz z określeniem zastępczych rozwiązań materiałowych i technologicznych. Analizą objęto budynki w aspekcie bezpieczeństwa, ciepłochronności, wymiany powietrza i wentylacji, instalacji, komfortu wizualnego i użytkowego. Zwrócono szczególną uwagę na prace poprawiające warunki mikroklimatyczne w lokalach.

Słowa kluczowe: budownictwo mieszkaniowe systemowe, wadliwe rozwiązania, problemy eksploatacji, bezpieczeństwo, prace remontowe

1. Wprowadzenie

Konieczność podjęcia prac remontowych dla budynków zrealizowanych w ramach budownictwa systemowego jest nieuniknione. Ponieważ pierwsze budynki systemu szpecińskiego, a wkrótce również OWT czy W-70 osiągną wiek 50 lat, należy już podejmować działania określające niezbędny program prac remontowych dla poszczególnych obiektów. Większość zarządców, w szczególności spółdzielni mieszkaniowych, skłaniają się do wykonania remontów o charakterze kapitalnym i kompleksowym. Jedyną barierą pozostają możliwości sfinansowania tych prac. Remont kapitalny oznacza wymianę substancji budowlanej na poziomie 50%, co w niektórych przypadkach ociera się o finansową opłacalność tych działań. Nie jest więc wykluczone, że w niektórych skrajnych przypadkach, gdzie wystąpi konieczność daleko idących wzmocnień i przebudowy, podjęta zostanie decyzja o wyburzeniu obiektu. W artykule, pomijając kwestie kosztowe, przeanalizowano zakres programowy prac remontowych. Szczegółowo analizowano możliwości poprawy warunków mikroklimatycznych i wprowadzenia wsparcia OZE.

Artykuł jest skróconą wersją referatu problemowego przedstawionego na XII Konferencji Naukowej „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego” [1]. Jest próba kompleksowego ujęcia zagadnienia zakresu remontowego ogólnie budownictwa systemowego wielkopłytowego, a w szczególności budynków W-70.

2. Elementy wymagające podjęcia prac naprawczych

W analizie przyjęto, że budynki remontowane nie będą wymagały wzmocnień struktury przestrzennej. Ograniczenie nie dotyczy prac polegających na wzmocnieniu połączenia płyt trójwarstwowych oraz koniecznej przebudowy dostosowującej do obowiązujących warunków technicznych, np. klatek schodowych.

Zestawienie elementów wymagających podjęcia prac naprawczych i dostosowujących zawiera tabela 1. W kolumnie „wadliwość elementu” wyszczególniono słabe ogniwa systemu W-70, których remont jest konieczny.

Tabela 1. Elementy budownictwa systemowego W-70 wymagające podjęcia prac naprawczych

Element systemu	Wadliwość elementu	Zakres prac naprawczych
Ściany piwnic	Brak docieplenia ścian, mało skuteczne zabezpieczenie przeciwwilgociowe:	Kompleksowe wykonanie ocieplenia wraz z izolacją przeciwwilgociową i ewentualnie drenażem
Ściany nadziemne zewnętrzne	Mała grubość ocieplenia, wrażliwość co do trwałości antykorozyjnej wieszaków	Wymiana lub docieplenie dodatkowe, wzmocnienie połączeń międzywarstwowych
Stropy żelbetowe	Ograniczenie grubości warstw wykończeniowych	Zastosowanie efektywnych, o pomniejszonych grubościach materiałów wykończeniowych
Stropodachy	Mała grubość ocieplenia, zbyt mały przekrój i ilość otworów wentylacyjnych	Dodatkowe ocieplenie, udrożnienie lub wykonanie dodatkowych otworów wentylacyjnych
Biegi schodowe	Zbyt wąskie (w pierwszych realizacjach)	Dobudowa klatki schodowej, z możliwością montażu windy w miejscu usuniętych biegów
Balkony i loggie	Mostki termiczne, brak pewności co do trwałości mocowania balkonów	Ocieplenie balkonów i loggi, wzmocnienie mocowania balkonów
Trzony kominowe	Brak szczelności, ograniczona wydajność i wadliwość wentylacji grawitacyjnej	Wymiana lub uszczelnienie trzonów, systemowe rozwiązanie wentylacji
Okna	Słabe parametry cieplne i powietrzne	Wymiana, właściwa organizacja nawiewu
Izolacja akustyczna	Słaba izolacja płyt pilśniowych (w pierwszych realizacjach), brak izolacji na styku ściany i posadzki	Wymiana izolacji, wprowadzenie taśmy izolacyjnej w połączeniu ściany i posadzki

3. Zakres prac remontowych

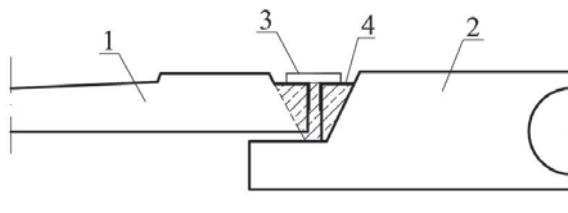
3.1. Elementy konstrukcyjne

W związku z potrzebą zabezpieczenia połączeń warstw w ścianach zewnętrznych występuje obecnie konieczność zintensyfikowania prac doświadczalnych zarówno w komorach termicznych jak i w warunkach rzeczywistych, aby można oszacować stan i trwałość przegród trójwarstwowych. Badanie w komorach jest skomplikowane, poprzez trudność w uchwyceniu skali czasowej degradacji. Oprócz możliwych do symulacji procesów kondensacji, należy pamiętać o dodatkowej wymianie powietrza na styku ocieplenie – beton, zmieniającej warunki korozyjne. Mimo braku wyraźnej warstwy wentylacyjnej, taki proces w ograniczonej skali stwierdzono podczas badań przegród w warunkach naturalnych [2]. Intensywny ruch powietrza wewnątrz przegrody został częściowo ograniczony w wyniku przeprowadzonych zabiegach dociepleniowych metodą mokrą i uszczelniających podczas wymiany okien.

Sposób zabezpieczenia warstwy zewnętrznej, przy założeniu braku trwałego zespolenia z warstwą wewnętrzną, poprzez montaż sworzni – kotew ze stali nierdzewnej, jest uważany za poprawny, aczkolwiek znacznie podraża koszty prac remontowych. Jednocześnie pojawiają się wariantowe metody, także do zastosowania we wcześniej ocieplonych obiektach, w których nie wykonano żadnego wzmocnienia. Należą do nich zabezpieczenia

np. taśmami z włókna węglowego, czy kotwami mocowanymi do węzłów poziomych i pionowych. Przy okazji wzmocnienia łączenia warstw w płytach występuje konieczność uzupełnienia docieplenia, a w niektórych przypadkach ponowna termomodernizacja. Dotyczy to szczególnie obiektów docieplonych supremą lub poddanych termomodernizacji metodą suchą lekką.

Problem korozyjności może dotyczyć także marek mocujących balkony (Rys. 1). Trwałość ich jest zdecydowanie większa niż łączników płyt ściennych z uwagi na gabaryt, grubość przekroju, łączenie spoiną pachwinową, częściowe zabezpieczenie warstwą betonu. Jednak z uwagi na wielkość obciążeń, także dynamicznych, możliwość bezpośredniej penetracji wody i nietrwałe zabezpieczenie betonem (możliwe pęknięcia i odspojenia) występuje konieczność diagnozowania połączenia, oszacowania wielkośćosłabienia nośności, ewentualnie podjęcia zabiegów zabezpieczających. Niewątpliwie w zakres tych działań powinno wejść wzmocnienie, poprzez powiększenie i rozszerzenie strefy spawu marki lub boczne, dodatkowe mocowanie płyty balkonowej do węzła poziomego. Zarówno balkony jak i loggie wymagają docieplenia, zgodnie z obecnymi wymogami.



Rys. 1. Połączenie płyty balkonowej ze stropową: 1 – balkon, 2 – strop, 3 – marka łącznikowa, 4 – marka wbetonowana [3]

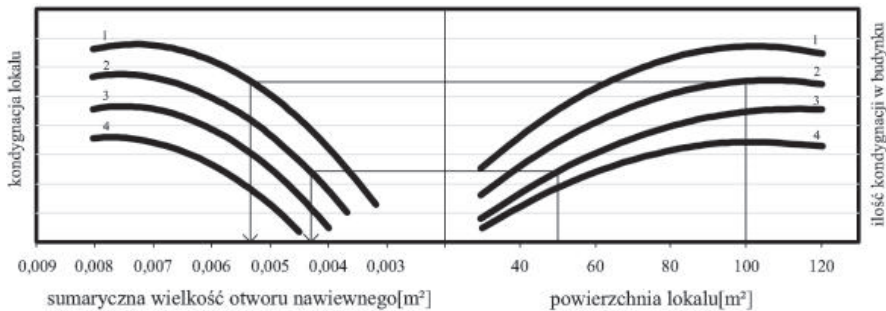
Klatki schodowe z pierwszych realizacji posiadają zbyt małe szerokości. Jeżeli nie będzie możliwe rozwiązanie tzw. odstępstwem (możliwym w przypadku niskich i niedużych obiektów), to pozostaje konieczność dobudowy klatki schodowej oraz modyfikacji istniejącej, m.in. polegającej na wydłużeniu spocznika do części dobudowanej. W miejscu rozebranych biegów schodowych możliwe będzie wykonanie np. windy, z wejściem bezpośrednio ze spocznika piętrowego. Rozwiązanie takie podwyższy standard remontowanych obiektów.

Niewielką modyfikację można przeprowadzić w zakresie ostatecznej wysokości pomieszczeń, jednak ograniczenie możliwości jest znaczne, z uwagi na wysokość w świetle w stanie surowym 2,58 m. Wymieniając podłogę z izolacją akustyczną na bardziej efektywny materiał izolacyjny, łącznie z ograniczeniem grubości warstwy wyrównawczej, można osiągnąć zwiększenie wysokości w świetle o dodatkowe 1-2 cm, co pozwoli na zastosowanie np. paneli czy desek podłogowych. W pracach remontowych posadzek należy uwzględnić wprowadzenie izolacji akustycznej w postaci taśmy izolacyjnej między posadzką i ścianą.

3.2. Ochrona cieplna

W sytuacji, kiedy od momentu wprowadzenia W-70 kilkakrotnie zmieniała się norma cieplna i wraz z nią zmniejszał się dopuszczalny współczynnik U (wcześniej k), trudno wymagać jednoznacznej i trwałej polityki dociepleniowej [4]. Nie ulega wątpliwości, że dostosowanie do obecnych wymogów cieplochronnych, to konieczność dodatkowego docieplenia wcześniej ocieplonych ścian, z ewentualnym wariantem wymiany starego docieplenia. Szczególnie dotyczy to przypadków zastosowania w technologii lekkiej suchej wełny mineralnej i płyt okładzinowych cementowo-azbestowych. Oprócz ścian nadziem-

nych, pozostałe elementy obudowy najczęściej nie były poddawane zabiegom termomodernizacyjnym, co niewątpliwie wymaga uzupełnienia. Dociepleni powinny więc podlegać również ściany i stropy piwnic, stropodachy, a także ściany klatek schodowych na parterze. W ramach zabiegów dociepleniowych powinny zostać wymienione okna wraz z uszczelnieniem połączenia ramy okiennej i ściany (jeżeli ta czynność nie była wcześniej wykonana). Zabiegi termomodernizacyjne wpływają w znaczący sposób na poprawę szczelności obudowy obiektu. Praktycznie zanika wymiana powietrza przez okno, połączenia ramy, parapetu i ściany, które przed ociepleniem stanowiły podstawę wymiany powietrza [2]. Po zabiegach termomodernizacyjnych rolę tę powinny przejąć montowane w oknach nawiewniki powietrza. Ich dobór z uwagi na powierzchnię czynną nawiewu powietrza można przeprowadzić w oparciu o nomogram zamieszczony na rys. 2 [5]. W przypadku budynku wyższego, np. 10-kondygnacyjnego „4” w nomogramie jest 10 kondygnacji, a pośrednie kondygnacje przyjmuje się na podstawie interpolacji.



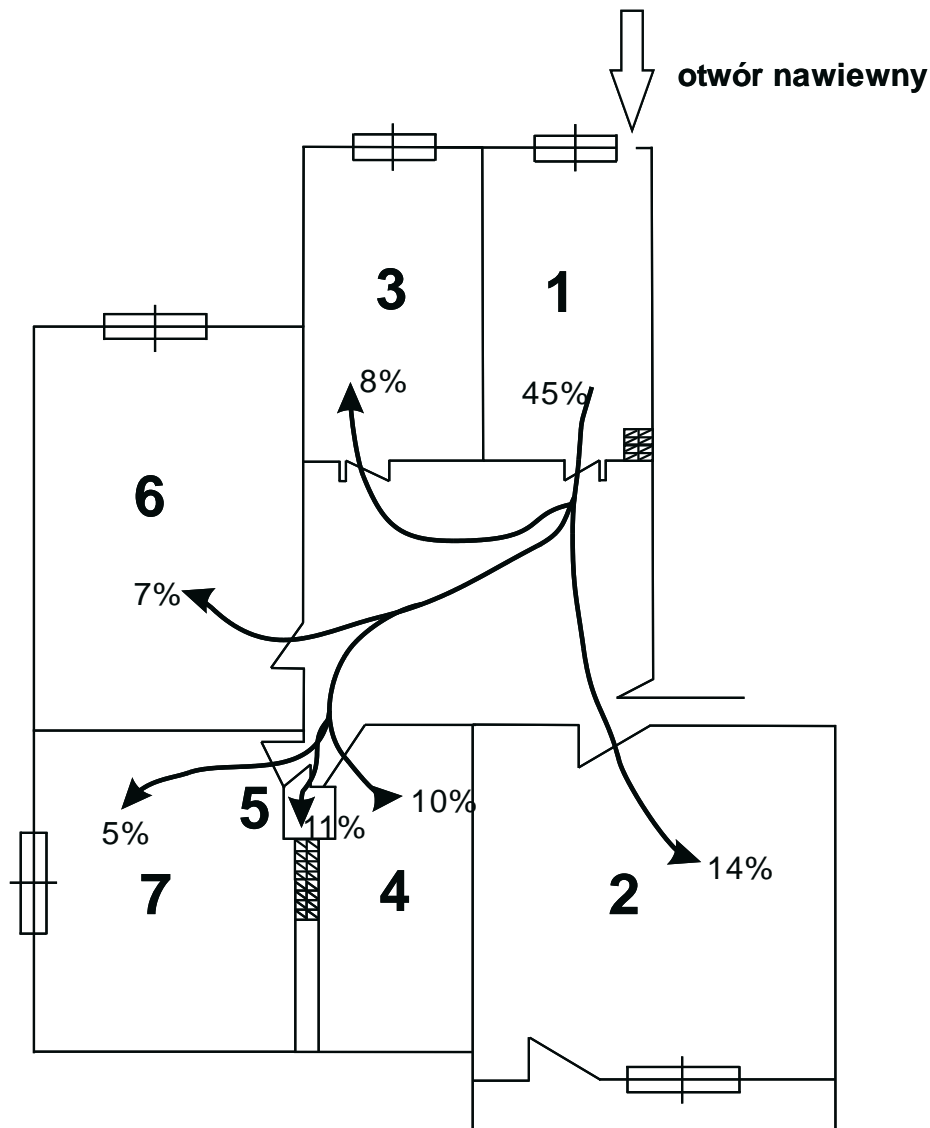
Rys. 2. Nomogram doboru powierzchni czynnej nawiewników w zależności od powierzchni lokalu, ilości kondygnacji w budynku oraz lokalizacji mieszkania [5]

3.3. Wentylacja

Problem skutecznie działającej wentylacji związany jest z brakiem szczelności kanałów oraz szachtów, w których kanały są zamontowane, a w ostatnim czasie nadmiernie uszczelnionych przegród ściennych i okiennych. Rozszczelnienie okien poprzez wprowadzenie nawiewników jest rozwiązaniem połowicznym w sytuacji nieszczelnych przewodów kominowych i szachtów.

Remont trzonów kominowych może odbywać się albo poprzez wymianę i zastosowanie indywidualnych kształtek kominowych, albo poprzez uszczelnienie istniejących kanałów oraz wprowadzenie wspomaganie hybrydowego, a także poprzez zmianę wentylacji na mechaniczną. Przebudowa kanałów jest możliwa w budynkach niskich, w których jest wystarczająco dużo miejsca w wycięciu instalacyjnym w płycie stropowej (1,2 m do 1,8 m). Łatwiejsze i może bardziej skuteczniejsze jest uszczelnienie przewodów, najlepiej rękawem z folii aluminiowej i wykonanie wspomaganie hybrydowego z dobranymi nawiewnikami (rys. 2). Optymalnym rozwiązaniem odpowiadającym obecnym tendencjom budownictwa energooszczędnego jest wprowadzenie, przy uszczelnionych przewodach, wentylacji mechanicznej, co, przy obecnych rozwiązaniach technicznych, pozwala na zastosowanie rekuperacji. Możliwe jest również wprowadzenie miejscowej (w obrębie mieszkania) wentylacji nawiewno – wywiewnej z rekuperatorem, montowanej w ścianie zewnętrznej. Mankamentem jest zajęcie przez urządzenie ok. 0,5 m² powierzchni przy ścianie zewnętrznej. W przypadku wykonania wentylacji mechanicznej, występuje konieczność likwidacji piecyków przepływowych gazowych lub kotłów grzewczych z otwartą komorą spalania.

W każdym przypadku planowanego remontu czy modernizacji wentylacji, konieczny jest montaż nawiewników lub wprowadzenie nawiewu systemowego o charakterze scentralizowanym. W miejsce nawiewników w stolarnie okiennej dobrym rozwiązaniem jest wykonanie jednego, większego, o regulowanym przekroju otworu nawiewnego w ścianie zewnętrznej w kuchni. Jak wykazały badania [6] rozdział powietrza przy otworze o średnicy 70 mm na poszczególne pomieszczenia jest bardzo dobry i jednocześnie nie odczuwalne są „przeciągi” strugą chłodnego powietrza w okresie zimowym (rys. 3).



Rys. 3. Rozdział powietrza wpływającego przez otwór nawiewny w budynku W-70: 1 – kuchnia – 45%, 2 – pokój – 14%, 3 – pokój – 8%, 4 – łazienka – 10%, 5 – wc – 11%, 6 – pokój 7%, 7 – pokój – 5% [5]

Podczas remontu wentylacji grawitacyjnej należy pamiętać o podwyższeniu indywidualnych przewodów wentylacyjnych. W systemie zbiorczych kanałów, indywidualne

przewody obsługują wyłącznie ostatnie dwie kondygnacje, narażone na niestabilność działania wentylacji i możliwe tzw. „wsteczne ciągi”. Również istotne jest docieplenie trzonów kominowych na odcinku wentylowanej przestrzeni stropodachowej. W przeciwnym wypadku może następować cofanie zimnego powietrza i mało komfortowe odczucia użytkowników. Schładzanie kanału powietrzem cofniętym do przewodu wentylacyjnego jest tak duże, że może doprowadzić, do zamrożenia wody w przewodach wodociągowych biegnących w sąsiedztwie trzonów kominowych, co miało miejsce w niektórych obiektach.

3.4. Instalacje

Żywotność instalacji ograniczona jest do 50 lat. W przypadku kompleksowej modernizacji budynków, konieczna jest wymiana pionów i rozprawdzeń instalacyjnych. Przy tej okazji powinno zostać wykonane uszczelnienie przejść instalacji przez strop międzykondygnacyjny. W budynkach W-70 oprócz montażu przegrody z blachy na poziomie stropów, specjalne uszczelnienie nie było wykonywane. Najczęściej następowało samoczynne uszczelnienie gruzem i odpadami budowlanymi na etapie wznoszenia obiektów.

Ważnym elementem modernizacji instalacji jest wymiana piecyków przepływowych lub kotłów grzewczych na urządzenia z zamkniętą komorą spalania, co zdecydowanie poprawia bezpieczeństwo i komfort użytkowania. Jest to możliwe przy okazji modernizacji trzonów kominowych w budynkach niskich, maksymalnie pięciokondygnacyjnych. Dla budynków wyższych, w których modernizacja trzonów jest ograniczona, pozostaje zmiana podgrzewania ciepłej wody z indywidualnego na zasilenie zewnętrzne z kotłowni lub węzła cieplnego. Na etapie prototypowych rozwiązań badana jest możliwość wprowadzenia specjalnych kanałów nawiewnych, z których czerpane może być powietrze dla urządzeń z zamkniętą komorą spalania, również dla budynków wysokich. Jest to jednak uzależnione od możliwości technicznych poprowadzenia tych przewodów. Istnieje również sposób, wymagający zgody zarządcy budynków, czerpania powietrza poprzez otwory indywidualne w ścianie zewnętrznej budynku. Jest to dobre rozwiązanie pod warunkiem poprawnego wykonania w aspekcie wizualnym elewacji budynku oraz technicznych możliwości realizacji tzn. koniecznej lokalizacji urządzeń grzewczych przy ścianie zewnętrznej. Niezależnie od możliwości technicznych wymiana piecyków przepływowych lub kotłów grzewczych związana jest z wynikami analizy dotyczącej efektywności podłączeń zasilania obiektu w nośniki energetyczne. Obecnie np. zalecane jest zastąpienie urządzeń grzewczych gazowych podłączeniem do ciepłowni, w których współspalanie biomasy przekracza poziom 10%.

Modernizacja instalacji przy obecnych wymogach energetycznych powinna być dyktowana możliwością wykorzystania zasilania z OZE. Stosunkowo najprostsze, aczkolwiek nie najtańsze do realizacji, to wprowadzenie podgrzewania ciepłej wody kolektorami słonecznymi. Jest to jednak rozwiązanie do zastosowania w obiektach małych. Chodzi o konieczność gromadzenia ciepłej wody i stosowanie zbiorników o dużej pojemności. Rozbiór wody np. w łazienkach jest tak duży i nierównomierny, że zastosowanie kolektorów z koniecznym uzupełnieniem grzania bezpośrednio energią elektryczną lub z pomp ciepła, nawet w przypadku małych obiektów wielorodzinnych, może być nieopłacalne. Wykorzystanie w tym wypadku dodatkowo baterii fotowoltaicznych jest możliwe, ale w granicy opłacalności, przy stosunkowo długim okresie zwrotu inwestycji. Efektywnym rozwiązaniem wspomagania grzania kolektorami słonecznymi jako dodatkowe i uzupełniające źródło zasilania, jest zastosowanie pomp ciepła powietrze – woda. W tym wypadku dobrym i sprawdzonym rozwiązaniem jest np. zasilenie pomp powietrzem z toalet, co w przypadku modernizacji kanałów wentylacyjnych i ewentualnego wprowadzenia wentylacji

mechanicznej jest możliwe. Takie rozwiązanie może być zastosowane nawet w przypadku większych obiektów mieszkalnych.

Druga możliwość wykorzystania OZE, to w sytuacji wprowadzenia wentylacji mechanicznej, rekuperacja ciepła wentylacyjnego i wsparcie dodatkowego nagrzewania energią z pomp ciepła z dolnym źródłem w wymienniku gruntowym. W tym wypadku okres zwrotu jest również stosunkowo długi, ulega jednak znacznemu skróceniu przy zastosowaniu w budynkach wysokich.

Kolejna możliwość wykorzystania OZE to pompy ciepła z wymiennikiem gruntowym jako zasilanie c.o.. Jednak w tym wypadku podstawowym problemem jest ograniczenie wynikające z wysokości pomieszczeń i możliwości umieszczenia instalacji grzewczej niskoparametrowej w posadzce. Alternatywą jest poprowadzenie instalacji na ścianach w warstwie podtynkowej.

Istnieją jeszcze inne rozwiązania będące na etapie prototypowania np. wykorzystanie ciepła pozyskiwanego z pokrycia do akumulowania lub zasilania pomp ciepła, wykorzystanie przeszklenia wielowarstwowego fasady do podgrzewania lub chłodzenia czynnika zasilającego urządzenia grzewcze lub klimatyzacyjne. Popularne ostatnio rozwiązanie wykorzystania wody opadowej do spłukiwania toalet, w przypadku budownictwa wielorodzinnego jest zupełnie nierealne i nieopłacalne z uwagi na koszt urządzeń, ich eksploatację i oddzielną instalację.

3.5. Komfort wizualny

Wraz z modernizacją całego wnętrza obiektów systemowych, zachodzi konieczność poprawy wizerunku architektonicznego budynków. Oprócz, często niezbędnej, dobudowy klatek schodowych, wydaje się oczywiste wykonanie zmiany w obrębie elewacji, a także stropodachów (w granicach możliwości konstrukcyjnych). W zależności od potrzeb, ale przede wszystkim proporcji obiektów, lokalizacji i nośności fundamentów, może nastąpić np. nadbudowa o nową konstrukcję dachową wraz ze zmianą odprowadzenia wody opadowej na zewnątrz.

Niewątpliwie dobrym rozwiązaniem będzie urozmaicenie elewacji zabudową fasadową, tym bardziej jeżeli zostanie ona wykorzystana do dodatkowego pozyskiwania energii. Dostępne i często stosowane są różne detale upiększające: obramowania okien, gzymsy, ryzality, fryzy itp.. Zdecydowanie podnoszą one atrakcyjność elewacji i całego budynku, łamiąc monotonność osiedli systemowych.

Wymiana okien i zabiegi termomodernizacyjne powinny podlegać działaniom poprawiającym ogólną estetykę. Okna powinny zachować jednolity podział i barwę, a kolorystyka budynku powinna komponować się z przyjętą kolorystyką osiedla. Bez względu na uporządkowanie powinny podlegać zabudowy loggi, które powinny być objęte działaniami systemowymi, kompleksowymi i ujednoliconymi, i nie mogą być wykonywane według indywidualnych koncepcji.

4. Podsumowanie

Obecnie, szczególnie przy okazji wsparcia funduszami rozwojowymi i programami finansowanymi ze środków europejskich, występuje konieczność podjęcia starań o kompleksową modernizację budownictwa mieszkaniowego systemowego.

W programie prac remontowych i modernizacyjnych powinno uwzględnić się:

- poprawę bezpieczeństwa płyt trójwarstwowych oraz mocowania balkonów,
- poprawę użytkowania przez dostosowanie do obecnych standardów i obowiązujących przepisów (aranżacja wnętrz, klatki schodowe),

- kompleksowe docieplenie obiektów,
- modernizację wentylacji i zakresu szczelności powietrznej,
- wymianę instalacji i urządzeń grzewczych,
- poprawę komfortu mikroklimatycznego,
- wprowadzenie nowych rozwiązań poprawiających bilans energetyczny i dodatkowo wspomaganych instalacjami OZE,
- poprawę wizerunku architektonicznego.

W pracy wykorzystano badania finansowane z Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka w ramach Projektu 1. Działania 1.1 PO IG Poddziałanie 1.1.2, umowa NR POIG 01.01.02-10-106/09-00.

Literatura

- 1 Piotrowski J.Z. Problemy eksploatacji i zakresy prac remontowych i modernizacyjnych budownictwa mieszkaniowego systemowego. Materiały Konferencyjne „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego Kielce 2014” (w druku).
- 2 Zaleski S. i inni. Remonty i modernizacja budynków mieszkalnych. Poradnik. Arkady, Warszawa 1987.
- 3 Piotrowski J.Z., Faryniak L. Przenikanie powietrza przez elementy przegrody budowlanej. 41 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1995, s. 131 – 138.
- 4 Arendarski J. Poprawa izolacyjności cieplnej budynków mieszkalnych. Arkady, Warszawa 1988.
- 5 Piotrowski J.Z., Telejko M. Warunki mikroklimatyczne w mieszkaniach z zainstalowanymi nawiewnikami powietrza. 50 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa - Krynica 2004, s. 117 – 124.
- 6 Piotrowski J.Z. Research into Air Exchange and Air Flow with the Marker Method. 2nd International Conference “Air Quality Ventilation and Energy in Buildings”, Montreal 1995, s. 361 – 367.

The program of renovation work on the example of the system building construction W-70

Jerzy Z. Piotrowski¹, Radosław Zaborek²

^{1,2}*Department of Building Physics and Renewable Energy, Faculty of Environmental Engineering, Geomatics and Power Engineering, Kielce University of Technology,
e-mail: ¹piotrowski@tu.kielce.pl; ²zaborek@tu.kielce.pl*

Abstract: The article presents a program of renovation works for buildings realized in the system W-70. The scope of work necessary to comply is analyzed and described with the specification of alternative materials and technology solutions. The analysis covers the building safety, thermal insulation, air exchange and ventilation, installation, visual and utility comfort. Special attention is paid to the work of improving microclimate in the rooms.

Keywords: system residential construction, faulty solutions, operational issues, safety, repair work

Problemy eksploatacyjne budynków wzniesionych w technologii OWT na przykładzie dziesięciokondygnacyjnego budynku mieszkalnego w Rzeszowie

Krystyna Wróbel¹, Wiesław Kubiszyn²

*^{1,2} Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Rzeszowska, e-mail: ¹wrobel@prz.edu.pl, ²wkubisz@prz.edu.pl*

Streszczenie: W artykule ogólnie przybliżono problemy związane z utrzymaniem sprawności użytkowej budynków wielkopłytowych oraz ich rangę. Szczegółowo zagadnienia trwałości, bezpieczeństwa i komfortu użytkowania budynków wzniesionych w technologii OWT w latach 80-tych i 90-tych zobrazowano na przykładzie X-kondygnacyjnego budynku mieszkalnego zbudowanego jako ostatni w tej technologii w Rzeszowie. Jest on monitorowany przez autorów referatu od roku 2002. W tym czasie stwierdzono pojawiające się sukcesywnie nieprawidłowości i zbadano ich przyczyny. Zaproponowano rozwiązania naprawcze mające na celu doprowadzenie budynku do stanu prawidłowego i zapewnienia poczucia bezpieczeństwa i komfortu użytkowania. Część z tych rozwiązań została już wdrożona, a część czeka na realizację w połączeniu z termomodernizacją.

Słowa kluczowe: budownictwo wielkopłytowe, poziom bezpieczeństwa, wzmacnianie, remont, termomodernizacja

1. Wprowadzenie

Budownictwo mieszkaniowe prefabrykowane z lat 60-tych do 90-tych zeszłego wieku stanowiło podstawową substancję mieszkaniową w naszym kraju. Nadal mieszkań tego typu w kraju jest najwięcej. Budynki wzniesione w technologii wielkopłytovej mają wiele wad materiałowych, projektowych i wykonawczych. Częściowo nastąpiło już ich zużycie techniczne i są przestarzałe funkcjonalnie. Jednak przez najbliższe lata dla tego typu budownictwa nie ma alternatywy.

W zasadzie od zarania rozwoju budownictwa w technologii prefabrykowanej zdawano sobie sprawę z jego wad. Przez pewien czas starano się tzw. wady technologiczne eliminować poprzez wdrażanie rządowych programów naprawczych.

Od roku 2003 na podstawie ustawy o spółdzielniach mieszkaniowych [1] większość mieszkań w tych budynkach została przekazana lokatorom za symboliczną złotówkę. Od tego momentu ludzie ci stali się ich właścicielami i troska o stan mieszkań stała się wyłącznie ich problemem finansowym, chociaż nie od razu byli tego świadomi. Obecnie rola Państwa ogranicza się jedynie do wspierania inwestycji termomodernizacyjnych poprzez preferencyjne kredyty. Szczegółowo zagadnienia te zostały opisane w pracy [2].

Zanim budynek zostanie poddany termomodernizacji, jego stan techniczny powinien być szczegółowo sprawdzony i na tej podstawie podjęte działania, które doprowadzą do usunięcia wad i efektów zużycia technicznego po wieloletniej eksploatacji.

Ukrycie nieprawidłowości pod izolacją termiczną jest niedopuszczalne – w przyszłości znacząco utrudni ich identyfikację i podjęcie działań naprawczych. Będzie skutkowało niekorzystnym wpływem na stan bezpieczeństwa obiektu.

2. Charakterystyka problemów technicznych związanych z eksploatacją budynków wielkopłytowych

Autorzy referatu od lat 80-tych zajmują się obserwacją i oceną stanu technicznego wielu budynków mieszkalnych wzniesionych w technologii prefabrykowanej w Rzeszowie i okolicy [3, 4, 5]. Działania te rozpoczęły się od badania wad technologicznych związanych z nieprawidłowościami technologii wytwarzania elementów wielkopłytowych skutkujących zaniżonymi parametrami cieplnymi prefabrykatów i koniecznością opracowania projektów poprawy termoizolacyjności oraz ich wdrożenia.

Z czasem elementy konstrukcyjne budynków, zwłaszcza żelbetowe cienkościennie (płyty balkonów, loggii, zadaszeń wejść do budynków) uległy znacznemu zużyciu technicznemu (rys. 1 i 2). Opracowano projekty ich remontów, wzmocnień i przebudowy.



Rys. 1, 2. Przykłady degradacji elementów cienkościennych

Następnymi problemami stwierdzonymi w budynkach wielkopłytowych były problemy: stateczności konstrukcji wsporczych balkonów, stateczności płyt warstwowych elewacyjnych oraz jakości i bezpieczeństwa kotwienia warstwy fakturowej w nośnej warstwowych płyt elewacyjnych.

W sytuacji planowanej termomodernizacji nabrały one szczególnej wagi. Skłoniło to Administratorów budynków do bardziej szczegółowego przyjrzenia się ich kondycji przed planowaną modernizacją.

W dalszej części referatu kompleksowo problemy te omówiono na konkretnym przykładzie.

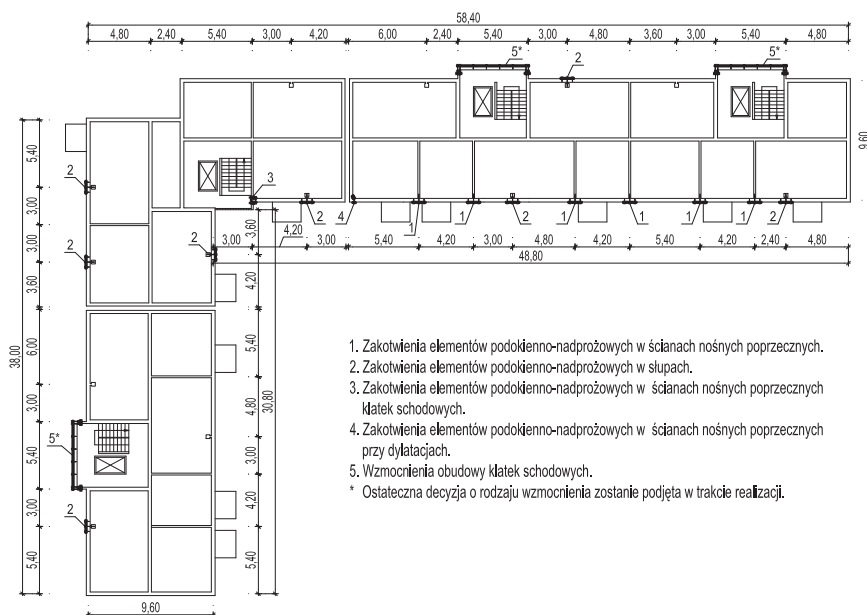
3. Opis analizowanego budynku

Budynkiem wybranym do szczegółowej analizy jest wzniesiony jako ostatni prefabrykowany w Rzeszowie, oddany do użytku w 1991r. To budynek o X kondygnacjach nadziemnych, podpiwniczony. Rzut budynku przedstawiono na rys. 3.

Budynek posadowiono na żelbetowej płycie fundamentowej o grubości 60 cm. Ściany piwnic są ścianami żelbetowymi monolitycznymi o grubościach: 30 cm – zewnętrzne, 25 cm – wewnętrzne.

Część nadziemną zrealizowano w technologiach OWT-75 i OWT-75 NS. Konstrukcję nośną stanowią:

- żelbetowe prefabrykowane ściany wewnętrzne podłużne i poprzeczne o gr. 15 cm,
- słupy żelbetowe typu U-1 o przekroju 40 x 40 cm,
- trójwarstwowe elementy podokienno-nadprożowe ścian zewnętrznych podłużnych,
- ściany szczytowe trójwarstwowe typu BTZ,
- stropy – płyty żelbetowe prefabrykowane pełne o grubości 16 cm,
- przekrycie budynku stanowią żelbetowe płyty dachowe panwiowe, lokalnie płyty korytkowe i pasma monolityczne,
- balkony – płyta balkonowa opiera się na ścianie podłużnej budynku przy pomocy dwóch wsporników zewnętrznych i na konstrukcji wsporczej składającej się z belki wspornikowej i przelotowego słupa.



Rys. 3. Rzut kondygnacji powtarzalnej z naniesionymi wzmocnieniami

4. Zakres przeprowadzonych badań

Monitoring budynku trwa od roku 2002. Określenia stanu technicznego dokonano na podstawie przeglądów i szczegółowych badań opisanych poniżej, w kolejnych etapach.

Etap I (2002 r.) – ocena stanu technicznego i opracowanie projektu technologicznego remontu balkonów na całym osiedlu.

Etap II (2006 r.) – ocena stanu technicznego balkonów i ich konstrukcji wsporczych po utracie stateczności przelotowych słupów podpierających płyty balkonowe w dwóch pionach, wrywkowa ocena stanu technicznego konstrukcji budynku, wrywkowa ocena radiograficzna stanu zbrojenia warstwy fakturowej i stanu wieszaków elewacyjnych płyt ściennych (z zastosowaniem Ferroscaņu PS 200 firmy HILTI).

Etap III (lata 2008-10) – kompleksowa ocena stanu technicznego i pomiary geodezyjne odształceń budynku.

Etap IV (lata 2013-14) – szczegółowy przegląd stanu technicznego budynku, opracowanie projektu wykonawczego poprawy stateczności elementów konstrukcyjnych budynku przed planowaną termomodernizacją budynku.

5. Charakterystyka stwierdzonych nieprawidłowości i przyczyn ich powstania

Zaawansowana korozja elementów konstrukcyjnych balkonów (płyty, przelotowych słupów, belek wspornikowych podpierających te płyty). Zużycie techniczne tych elementów i ich wykończenia (rys. 4 ÷ 8) nastąpiło z powodu braku właściwych rozwiązań materiałowych oraz niedbałości wykonawczych w zakresie prac konstrukcyjnych i zabezpieczeń przeciwwilgociowych. Zastosowane rozwiązania projektowe sprzyjały penetracji wilgoci w połączenia ww. elementów oraz na połączeniu płyty balkonowej ze ścianą zewnętrzną. Miejsca penetracji wód opadowych oznaczono strzałkami na rys. 7, 8 i 9.



Rys. 4. Typowe uszkodzenia korozyjne płyty balkonowej i podpierającej ją konstrukcji wsporczej



Rys. 5. Jak obok – zbliżenie

Utrata stateczności słupów parteru (rys. 8 i 10) była wynikiem zaniedbań wykonawczych. Słupy prefabrykowane zostały wykonane jako zbyt krótkie. W większości przestrzeni pomiędzy płytami balkonowymi a podstawami słupów wypełniano podkładkami blaszanymi układanymi w stosy (rys. 7). Część połączeń przelotowych słupów nad płytą balkonową zamiast podkładkami stalowymi wypełniono workami z cementu, styropianem i innymi odpadami budowlanymi. W poziomie parteru najbardziej obciążone wiotkie nakładki boczne nie były w stanie przenieść nadmiernych obciążeń i uległy deformacji.



Rys. 6. Uszkodzenia korozyjne podstawy słupa



Rys. 7. Uszkodzenia jak obok. Wypełnienie przestrzeni pomiędzy płytą balkonu i podstawą słupa podkładkami stalowymi



Rys. 8. Widok podstawy słupa po utracie stateczności



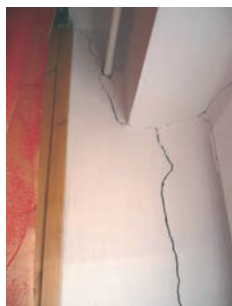
Rys. 9. Tymczasowe podparcie słupa



Rys. 10. Słup jw. przygotowany do naprawy – prostowania



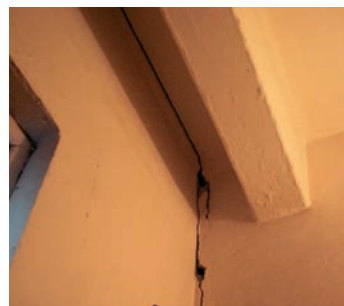
Rys. 11. Widok słupa po zakończeniu operacji prostowania i stabilizacji



Rys. 12. Pęknięcie na połączeniu ściany zew. i elementu łącznikowego słupa o szer. do 2.5 mm (styczeń 2009), do 7 mm (styczeń 2014)



Rys. 13. Przykładowe pęknięcia na połączeniach obudowy i ścian poprzecznych wewnętrznych - klatka schodowa II



Rys. 14. Jak obok – inny widok



Rys. 15. Uszkodzenia płyt elewacyjnych



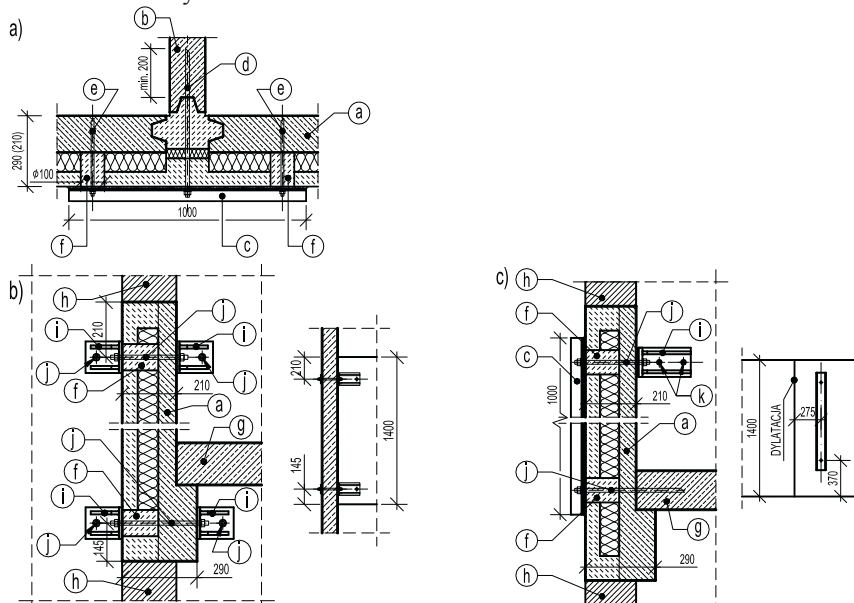
Rys. 16. Jak obok

Utrata stateczności płyt elewacyjnych, głównie górnych kondygnacji objawiająca się wychyleniem z pionu do 20 mm na wysokości jednego elementu podokienne-nadprożowego oraz zarysowaniami i pęknięciami widocznymi wewnątrz budynku (rys. 12 ÷ 14) była rezultatem nieprawidłowego wykonania węzłów w miejscach połączeń płyt. Skutkiem ubocznym braku właściwego wypełnienia złączy betonem są przedmuchy powietrza i przecieki wód opadowych do pomieszczeń.

Zła jakość prefabrykatów dostarczonych na budowę, nieszczelności złączy (rys. 15, 16) były cechami charakterystycznymi okresu schyłku prefabrykacji.

Częściowy brak „wieszaków” kotwiących warstwę fakturową w nośnej płyt elewacyjnych, to wynik zamontowania zbyt małej liczby wieszaków w stosunku do projektu, a ich korozja – zastosowania na wieszaki stali zwykłej zamiast odpornej na korozję.

Przeprowadzone pomiary odkształceń bryły budynku jako całości nie wykazały nieprawidłowości w tym zakresie.



Rys. 17. Elementy kotwiące prefabrykaty elewacyjne: a) elementy „1” i („2”) do ściany poprzecznej (do słupa), b) element „3” do ściany poprzecznej przy klatce schodowej, c) element „4” do ściany poprzecznej przy dylatacji. Oznaczenia: a. ściana zewnętrzna podłużna, b. ściana wewnętrzna poprzeczna nośna, c. ceownik 100, d. pręt wklejany M16 na żywicy HILTI HIT-HY 200, e. pręt wklejany M12, f. korek z betonu Φ 100 mm, g. płyta stropowa, h. filarek miedzynokienny, j. pręt gwintowany M16, k. kotwy mechaniczne M12

6. Przyjęte metody przywrócenia sprawności użytkowej budynku

Zakres prac wykonanych:

1. Naprawa słupów konstrukcji wsporczych balkonów poprzez wypionowanie (rys. 11), odpowiednie podklinowanie w ustalonej pozycji oraz wykonanie naprawy wszystkich elementów balkonów w technologii PCC materiałami firmy SIKA. Połączenia elementów zostały uszczelnione, wykonano warstwy wykończeniowe i zabezpieczające.
2. Zakotwienie elewacyjnych elementów podkiońno-nadprożowych w ścianach nośnych poprzecznych pięciu węzłów. Zastosowane wzmocnienia „1” szczegółowo opisano w artykule [5].

Zakres prac do wykonania:

1. Poprawa stateczności elementów konstrukcyjnych budynku poprzez zastosowanie pięciu typów wzmocnień („1” do „5”) dostosowanych do lokalizacji węzłów i charakteru uszkodzeń. Część rozwiązań w tym zakresie pokazano na rysunku nr 17.
2. Poprawa zakotwień warstwy fakturowej w warstwie nośnej płyt elewacyjnych z zastosowaniem rozwiązania systemu HILTI. Liczbę łączników HWB dobrano na podstawie wytycznych producenta.
3. Uszczelnienie styków prefabrykatów i naprawa skutków ich przecieków.
4. Termomodernizacja obiektu.

7. Podsumowanie

Budynki mieszkalne niezależnie od technologii wznoszenia standardowo są projektowane na pięćdziesięcioletni okres użytkowania. Po takim czasie budynek ulega zużyciu technicznemu, obniża się również jego funkcjonalność. Otoczenie budynku również nie spełnia podstawowych wymogów lokatorów.

Część budynków (zwłaszcza te wznoszone w technologii wielkopłytowej) z uwagi na posiadane wady starzeje się szybciej - świadczy o tym zaprezentowany przykład. Niestety tylko nieliczne budynki w kraju (a w Rzeszowie pewnie ten, jako jedyny), zostały poddane tak szczegółowej analizie. Analiza ta była podyktowana względami bezpieczeństwa. Decyzję o kolejnych krokach analizy podejmowano na podstawie wizualnie łatwych do stwierdzenia niepokojących objawów.

Autorzy niniejszego referatu traktują ten przypadek jako przyczynek w toczącej się narodowej dyskusji na temat bezpieczeństwa, funkcjonalności i przyszłości budownictwa prefabrykowanego. W naszym kraju zagadnienie rewitalizacji praktycznie nie istnieje. Państwo nie jest zainteresowane działaniami tego typu, a dla pojedynczego właściciela mieszkania nie mają one najmniejszego sensu z uwagi na wysokie koszty. Porównanie kosztów budowy niewielkiego budynku mieszkalnego jednorodzinnego i rewitalizacji mieszkania w budynku wielorodzinnym wypada na korzyść tego pierwszego rozwiązania. Również komfort użytkowania jest znacznie wyższy.

Reasumując należy stwierdzić, iż konieczne jest wypracowanie rozwiązań globalnych:

1. Stworzenie spójnego programu działań naprawczych. Posiadamy odpowiednią liczbę ekspertów budowlanych z odpowiednim doświadczeniem i projektantów, którzy stroną techniczną potrafią się zająć i sprostać tak postawionemu zadaniu.
2. Opracowanie stabilnego, przejrzystego systemu finansowania ze środków publicznych działań mających na celu przede wszystkim zapewnienie bezpieczeństwa, ale również funkcjonalności użytkowej budynków oraz przebudowy infrastruktury całych osiedli zbudowanych w technologii przemysłowej kilkadziesiąt lat temu.

Literatura

- 1 Ustawa z dnia 15.12.2000r. o spółdzielniach mieszkaniowych / tekst jednolity : Dz. U. z 2003r. Nr 119 , poz. 1116 z późn. zmianami. Data wygaśnięcia aktu 2013.10.17.
- 2 Ligęza W., Dębowski J., Nowak-Dzieszko K., Rojewska-Warchał M.: Zagadnienia remontowe i modernizacyjne budynków z "wielkiej płyty". XXIX Ogólnopolska Konferencja WPPK, Szczyrk, T. II (26-29 Marzec 2014) 341-441.
- 3 Wróbel K., Kubiszyn W.: Using comfort improvement of large panel apartment buildings taking as an example two buildings located on housing development in Rzeszow. European Cooperation In The Field of Scientific and Technical Research COST, Konferencja: COST, Project C16 "Improving the quality of existing urban building envelopes", z.C-16-WG-3-2004-PL-2 (Geteborg, 14-16 October 2004) 1-9.
- 4 Wróbel K., Kubiszyn W.: Connection of repair systems and steel support for strenghtening and increasing durability of the thin external reinforced concrete elements. European Cooperation In The Field of Scientific and Technical Research COST, Konferencja: Improvement of Buildings Structural Quality by New Technologies - Outcome of the Cooperative Activities, COST Action C12, (Insbruck, 20-22 January2005) 529-532.
- 5 Wróbel K., Kubiszyn W.: Care of the technical state and safety level of a building object exemplified by a multi-storey apartment building in Rzeszow. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z.53 (2009) 171-179.

Operating problems of buildings erected by using OWT large panel technology on the example of a ten-storey residential building in Rzeszów

Krystyna Wróbel¹, Wiesław Kubiszyn²

^{1,2} *Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: ¹wrobel@prz.edu.pl, ²wkubisz@prz.edu.pl*

Abstract: The article in general describes the problems- associated with maintenance of buildings erected in large panel technology and their importance. In particular, the issues of sustainability, safety and comfort of use of buildings erected in the OWT technology in the 80's and 90's were illustrated on the example of the last residential X-storey building built in this technology in Rzeszow, located in one of the housing estates. The building have been monitored by the authors of the paper since 2002. During that time many defects have been successively found and investigated.

Proposed remedial solutions aimed at bringing the building to normal state as well as providing a sense of security and comfort to ensure a good technical state of the building and enhance the residents' feeling of safety. Some of the solutions have already been implemented, but some are waiting for implementation in conjunction with a thermomodernisation.

Keywords: large panel building, safety level, strengthening, repairing, durability, termomodernization, technical state

Ocena budownictwa wielkopłytkowego przez pryzmat rynku nieruchomości

Jacek Zyga

*Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: j.zyga@pollub.pl*

Streszczenie: w artykule opisano wyniki analizy lubelskiego rynku lokali mieszkalnych położonych w budynkach wielkopłytkowych na tle pozostałych lokali w analogicznym wieku. Analizą objęto zmienne w czasie ceny jednostkowe lokali mieszkalnych (z okresu lat 2005-2013), położonych w budynkach wielorodzinnych, których rok zakończenia budowy zawierał się w przedziale lat 1962-1991 a konstrukcja stanowiła wariant budownictwa wielkopłytkowego lub innego. Analizę porównawczą przeprowadzono odrębnie dla wydzielonych stref oraz dla miasta Lublin. Zestawienie transakcji w skali całego miasta wykazało, że w większości porównywanych okresów wyższe pozostawały średnie ceny jednostkowe lokali mieszkalnych, w budynkach z tzw. wielkiej płyty. w okresie roku 2004 oraz w latach 2011-2013 (osobno w poszczególnych latach) średnie ceny jednostkowe lokali mieszkalnych w budynkach z tzw. wielkiej płyty były natomiast niższe niż średnie ceny lokali pozostałych. Statystyczna istotność różnic pomiędzy średnimi w równoległych podgrupach (budynki z wielkiej płyty/budynki zrealizowane w pozostałych technologiach) została wykazana testem t-studenta. Porównanie wykazało niewielkie zróżnicowanie obu segmentów, dowodząc że rynek odmiennie niż konstruktorzy ocenia użyteczność i bezpieczeństwo budynków zrealizowanych w technologii wielkiej płyty.

Słowa kluczowe: budownictwo wielkopłytkowe, rynek nieruchomości ceny jednostkowe lokali, budynki wielorodzinne, rynek lokali mieszkalnych, ocena ekonomiczna

1. Wprowadzenie

Budownictwo wielkopłytkowe stanowi istotny element substancji budynkowej Polsce. Wprowadzone na grunt polski miało stanowić antidotum na poważne problemy rynku mieszkaniowego w latach 60-tych i dalszych ubiegłego wieku, stąd jego największy udział obserwowany jest w tak zwanych zasobach mieszkaniowych. Od początku lat 60-tych (a raczej od końca lat 50-tych [2]) w plener miast polskich wrastały modernistyczne, surowe bryły „błoków” a z czasem „błokowiska” stały się elementem rzeczywistości poddawany poważnym analizom nie tylko konstrukcyjnym, technologicznym czy kosztorysowym ale także prawnym, socjologicznym czy kulturowym.

Niniejszy artykuł abstrahuje od powyższych aspektów koncentrując się na ekonomicznej ocenie walorów budownictwa wielkopłytkowego, ocenie formułowanej przez rynek nieruchomości. Ramy opracowania obligują do ograniczenia zakresu analiz dlatego uwagę skoncentrowano na rynku lokali mieszkalnych Lublina poszukując zależności pomiędzy rodzajem konstrukcji budynków, w których sprzedawane lokale się znajdują a osiąganymi cenami jednostkowymi.

2. Zakres opracowania

Analizą objęto zmienne w czasie ceny jednostkowe lokali mieszkalnych, położonych w budynkach wielorodzinnych, których rok zakończenia budowy zawierał się w przedziale lat 1962-1991 a konstrukcja stanowiła wariant budownictwa wielkopłytkowego (w zasadzie była to wyłącznie technologia OWT). Rok 1962 wybrano jako rok wybudowania najstarszego budynku o zidentyfikowanej konstrukcji wielkopłytkowej w Lublinie. Rok 1991 był rokiem zakończenia budowy ostatnich budynków w tej technologii.

Badaniom poddano wyłącznie ceny lokali stanowiących w dacie sprzedaży przedmiot własności (lokali samodzielnych i wyodrębnionych prawnie) sprzedanych w okresie lat 2004-2013. Co prawda wprowadzone ograniczenie w sposób istotny zmniejszyło liczebność próby (do 3434 lokali). Uczyniło ją jednak bardziej spójną i jednorodną. Bardzo duża ilość lokali położonych w budynkach o konstrukcji wielkopłytkowej pozostaje bowiem w zasobach spółdzielni mieszkaniowych, stanowiąc przedmiot spółdzielczych praw do lokali. Częściowe badania rynku tych lokali nie wykazują zazwyczaj istotnego zróżnicowania wartości praw własności i praw spółdzielczych własnościowych. Nie mniej jednak wysoka korelacja rodzaju praw do lokali z typem konstrukcji budynków mogłaby wprowadzić zaburzenia w analizie porównawczej dotyczącej cen jednostkowych lokali w budynkach o odmiennej konstrukcji.

Ponadto drugi (spółdzielczy) segment rynku charakteryzuje się dużo wyższą nieprzejrzystością, przez co skompletowanie informacji na jego temat jest trudne. Część z lokali spółdzielczych nie występuje na rynku w ogóle (lokale będące przedmiotem prawa lokatorskiego) natomiast informacje o obrocie lokalami objętymi spółdzielczym własnościowym prawem do lokali są nie pełne lub trudno dostępne (w zależności od sposobu gromadzenia informacji przez zarządy spółdzielni.).

3. Wyniki badań

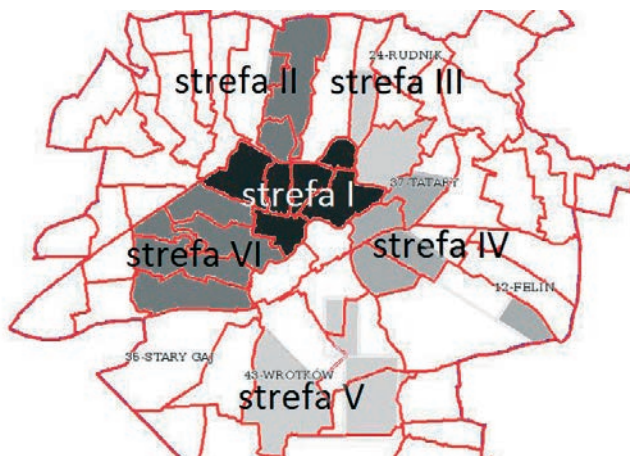
W gronie zgromadzonych 3434 transakcji wyodrębniono 1817 lokali położonych w budynkach z wielkiej płyty. Do grupy lokali pozostałych włączone zostały wszystkie inne lokale, położone w budynkach w podobnym wieku (okres zakończenia budowy 1962-1991) i o konstrukcjach od murowanej (budynki na osiedlach z przełomu dekad 1950/1960 po uprzemysłowioną (np. system „Żerań”). Dla czytelności dane przedstawione na wykresach rozdzielono na strefy geograficzne, odrębnie analizując porównywane grupy w poszczególnych strefach:

- Strefie I centralnej (obejmującej samo centrum miasta jak też bliskie osiedla wokół niego)
- Strefie II północnej (Osiedla dzielnicy Czechów)
- Strefie III północno-wschodniej (Osiedla dzielnicy Kalinowszczyzna, Rudnik, Wiktoryn)
- Strefie IV wschodniej (Osiedla dzielnic Kośminek, Tatary, Majdan Tatarski, Felin)
- Strefie V południowej (Osiedla Wrotków, Dziesiąta)
- Strefie VI południowo-zachodniej (Osiedla dzielnicy LSM, Czuby)

Rozmieszczenie wyżej wymienionych stref na tle podziału miasta Lublin na obręby geodezyjne, ilustruje rysunek 1.

Wprowadzane na rynek lokale w budynkach o konstrukcji wielkopłytkowej zlokalizowane są przede wszystkim na dużych obszarowo osiedlach spółdzielczych (Czuby, Czechów, Wrotków –strefy II, IV, V) powstałych w okresie największego rozkwitu

technologii wielkopłytkowej. w dzielnicach, w których budownictwo mieszkaniowe tak komunalne jak i spółdzielcze, rozwinęło się np. dekadę lub dwie wcześniej (dzielnie centralne, wschodnie i część południowo wschodnich) występuje wyraźne współistnienie różnych technologii.



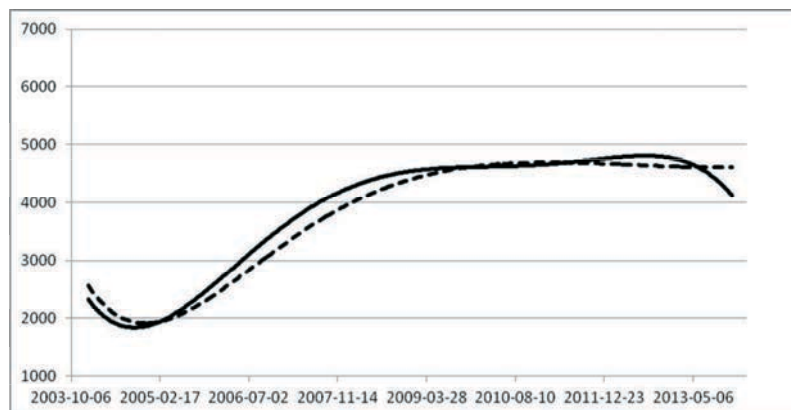
Rys. 1. Schemat rozmieszczenia analizowanych stref miasta

W poszczególnych strefach zestawiono ze sobą zbiory nie poddanych modyfikacji (np. zaktualizowanie na wskazaną datę) cen jednostkowych lokali z obu wyodrębnionych grup, uzyskując w wyniku ocenę, które z porównywanych cen pozostawały wyższe w kolejnych latach. Rozmycie zbiorów ze względu na nieidentyfikowane, specyficzne cechy poszczególnych przedmiotów transakcji powoduje, że oceny powyższe mogą odnosić się wyłącznie do zbiorowości. Zatem na wykresach nie zaprezentowano samych transakcji (obraz których skutecznie unieczytelnia rysunki) a jedynie wielomianowe krzywe regresji porównywanych zbiorów. Omawiane zestawienia przedstawiono na poniższych rysunkach.

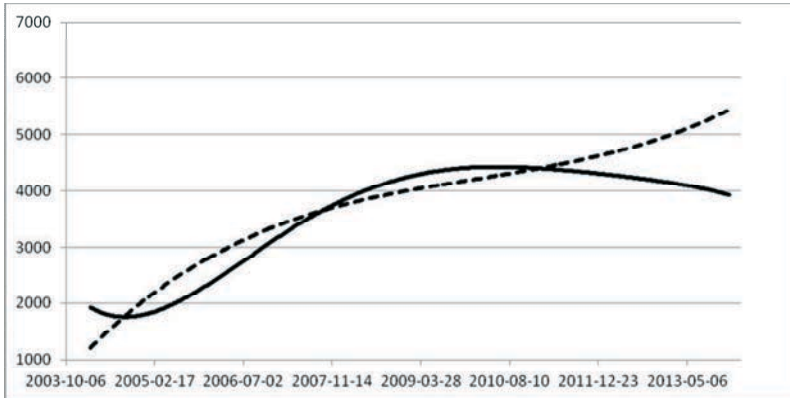
Na wykresach wielomianowe krzywe regresji poszczególnych podzbiorów odpowiadają odpowiednio:

— Linia ciągła - średniej cenie jednostkowej lokali w budynkach o konstrukcji wielkopłytkowej

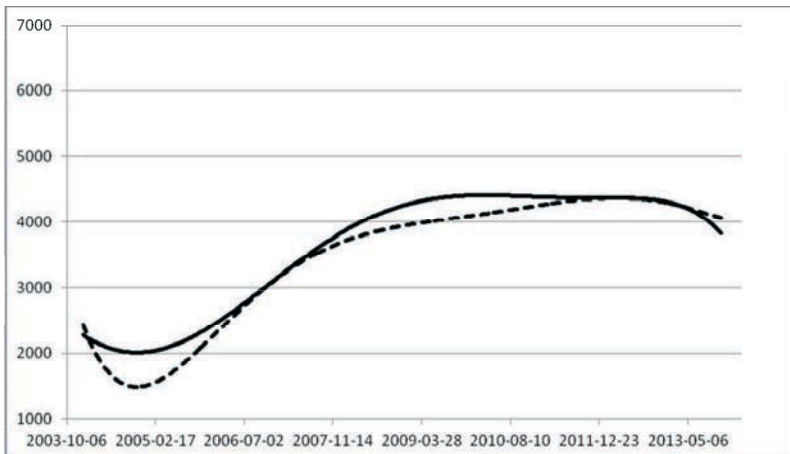
--- Linia kreskowa - średniej cenie jednostkowej lokali pozostałym.



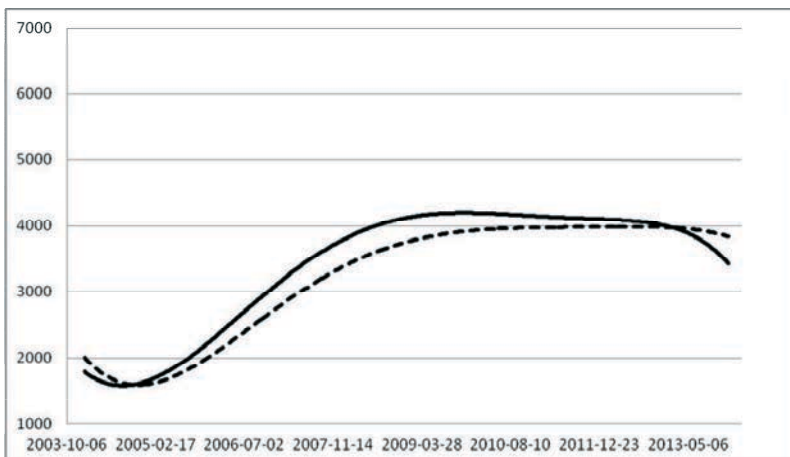
Rys. 2. Wykresy trendów cen jednostkowych lokali w budynkach wielkopłytkowych i pozostałych, w strefie I (Centrum) w okresie lat 2004-2013



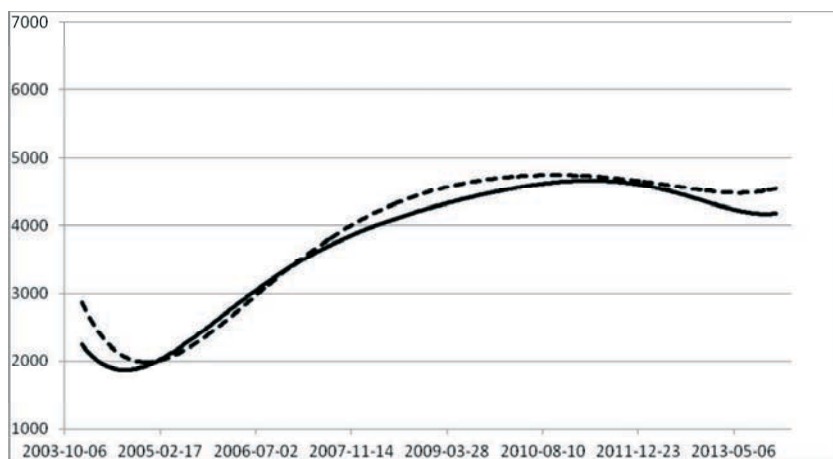
Rys. 3. Wykresy trendów cen jednostkowych lokali w budynkach wielkopłytowych i pozostałych w strefie II (Czechów) w okresie lat 2004-2013



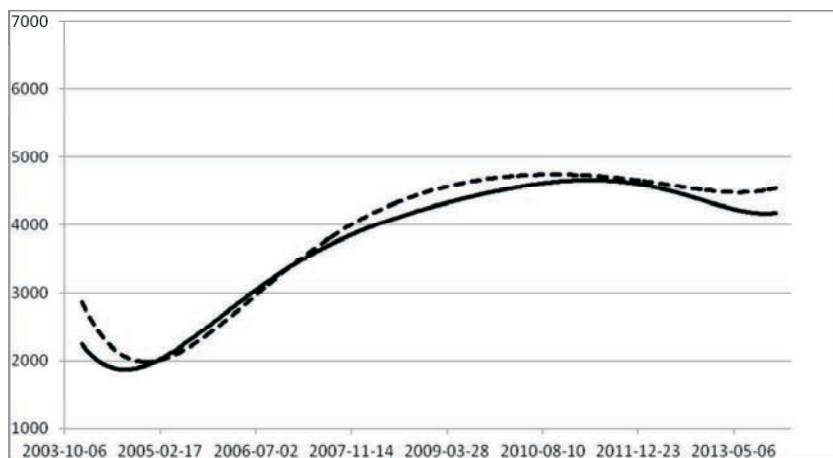
Rys. 4. Wykresy trendów cen jednostkowych lokali w budynkach wielkopłytowych i pozostałych, w strefie III (dzielnice północno-wschodnie) w okresie lat 2004-2013



Rys. 5. Wykresy trendów cen jednostkowych lokali w budynkach wielkopłytowych i pozostałych, w strefie IV (dzielnice wschodnie) w okresie lat 2004-2013



Rys. 6. Wykresy trendów cen jednostkowych lokali w budynkach wielkopłytkowych i pozostałych, w strefie V (dzielnice południowe) w okresie lat 2004-2013



Rys. 7. Wykresy trendów cen jednostkowych lokali w budynkach wielkopłytkowych i pozostałych, w strefie VI (LSM-Czuby) w okresie lat 2004-2013

Jak wynika z powyższych zestawień dynamika zmian obu wyróżnionych segmentów rynku lokali mieszkalnych w Lublinie jest podobna. Zarysowują się jednak okresy przewagi cenności jednej grupy lokali nad drugą.

Linie modelujące ceny jednostkowe na wszystkich przedstawionych wykresach są bardzo zbliżone, co sugeruje skorelowanie cen lokali w poszczególnych podgrupach i ich uwarunkowanie tymi samymi czynnikami cenotwórczymi. Brak podstaw do stwierdzenia, iż któreś z tych cen w trwały sposób pozostają większe od pozostałych. W dzielnicach południowych, wschodnich i północno-wschodnich rysuje się lekka przewaga cen jednostkowych lokali w budynkach z wielkiej płyty, jednak w pozostałych częściach miasta różnice te zanikają lub przewagę wykazują ceny lokali w budynkach zbudowanych w pozostałych technologiach.

W skali rynku całego miasta przeprowadzono porównanie cen średnich lokali w budynkach o konstrukcji wielkopłytkowej oraz pozostałych, w podziale na poszczególne lata.

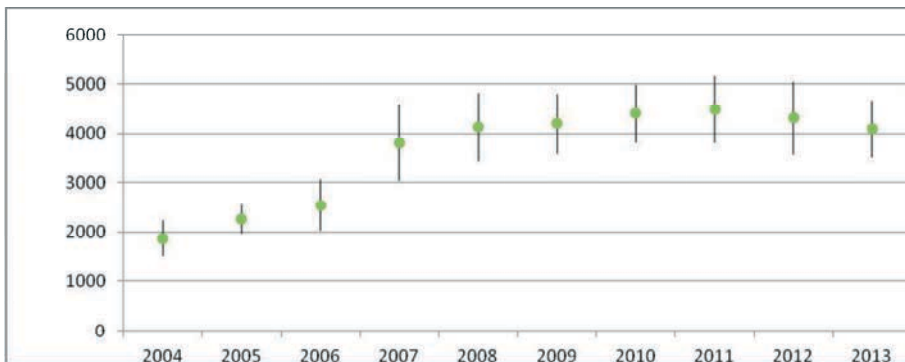
Zagregowane dane ilustruje poniższa tabela oraz wykresy na rysunkach nr 8 i 9.

Zestawienie transakcji w skali całego miasta wykazało, że w latach 2005-2010 (osobno w poszczególnych latach) wyższe pozostawały średnie ceny jednostkowe lokali mieszkalnych w budynkach z tzw. wielkiej płyty. Statystyczna istotność różnic pomiędzy średnimi w równoległych podgrupach (budynki z wielkiej płyty/budynki zrealizowane w pozostałych technologiach) wykazana testem *t-studenta* ($t > 1,99$) była zmienna ale szansa popełnienia błędu oceny była nie większa niż $\alpha = 0,05$ (oznaczenie w tabeli „*”) a często nie większa niż $\alpha = 0,001$ (oznaczenie w tabeli „***”).

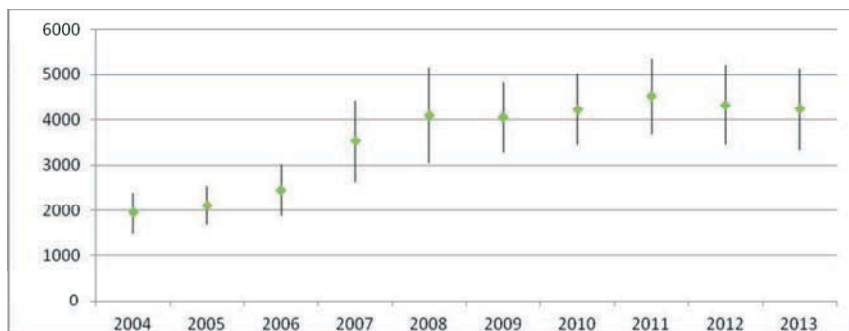
Tabela 1. Zestawienie różnic średnich cen 1 m² lokali (X) w budynkach wielkopłytowych i pozostałych

rok	wielka płyta (1)			inne technologie (2)			n_1/n_2	σ_{1+2}	n_1+n_2	t-studenta
	$X_{1\bar{s}r}$	n_1	σ_1	$X_{2\bar{s}r}$	n_2	σ_2				
2004	1 879	44	359	1 946	112	0,965	0,393	189,53	156,00	1,99*
2005	2 264	56	285	2 111	119	1,072	0,471	160,64	175,00	5,85***
2006	2 540	82	510	2 445	156	1,039	0,526	298,75	238,00	2,35*
2007	3 809	92	773	3 526	139	1,080	0,662	487,25	231,00	4,31***
2008	4 132	204	689	4 093	140	1,009	1,457	530,68	344,00	0,66
2009	4 199	208	601	4 050	145	1,037	1,434	461,49	353,00	2,97**
2010	4 403	319	582	4 226	209	1,042	1,526	452,56	528,00	4,41***
2011	4 490	288	664	4 524	219	0,993	1,315	500,34	507,00	0,75
2012	4 315	222	729	4 323	204	0,998	1,088	526,08	426,00	0,16
2013	4 103	302	569	4 241	174	0,967	1,736	453,22	476,00	3,22**

W okresie roku 2004 oraz w latach 2011-2013 (osobno w poszczególnych latach) średnie ceny jednostkowe lokali mieszkalnych w budynkach z tzw. wielkiej płyty były niższe niż średnie ceny lokali pozostałych. Wykazane różnice były jednak albo małe albo mało istotne statystycznie (poza ostatnim rokiem analizy, który wykazuje początek nowej tendencji).



Rys. 8. Wykres średnich cen jednostkowych lokali mieszkalnych położonych w budynkach z wielkiej płyty



Rys. 9. Wykres średnich cen jednostkowych lokali mieszkalnych położonych w budynkach wybudowanych w pozostałych technologiach

4. Wnioski

Budownictwo wielkopłytkowe, które dominowało w Polsce w latach 70-tych i 80-tych ubiegłego wieku ma na ogół niezbyt dobrą renomę. w przekazie medialnym na temat bloków i osiedli mieszkalnych z wielkiej płyty pojawiają się niekorzystne opinie – od banalnych zarzutów dotyczących ich estetyki, poprzez wypominanie wysokich kosztów budowy, po zwracanie uwagi, że mieszkanie w nich jest szkodliwe dla zdrowia. w budowlanym środowisku zawodowym technologii wielkopłytkowe także są poddawane krytyce [1], [3], [5], [6], [7]. Rynek nieruchomości (na przykładzie rynku Lublina) przeczy jednak opiniom obiegowym i ignoruje wnioski zawodowców w przedmiocie zagrożeń jakie mogą nieść te technologie. Wbrew ostrzeżeniom w przedmiocie np.: możliwych do ujawnienia się w przyszłości wad wykonawczych uczestnicy rynku nieruchomości chętnie kupują mieszkania w budynkach z tzw. wielkiej płyty ceniąc je nie gorzej (a w pewnym okresie nawet lepiej) niż mieszkania w budynkach o innej konstrukcji. Zachowania te można częściowo tłumaczyć relatywnym wzrostem ocen lokalizacji części starszych osiedli (są one lepiej skomunikowane i posiadają lepszą infrastrukturę społeczną), który może równoważyć niedomagania techniczne położonych na nich budynków. Należy jednak mieć na uwadze, że w wyodrębnionych okresach porównaniom poddano lokale w mniej więcej tym samym wieku i w podobnych lokalizacjach, zatem wpływ zmiennych w czasie czynników lokalizacyjnych musiał być generalnie podobny w odniesieniu do lokali w budynkach z tzw. wielkiej płyty i do pozostałych lokali objętych badaniem (ilustruje to dobrze sytuacja w strefie VI - osiedli LSM oraz Czubów, gdzie utrzymuje się równowaga cenowa pomiędzy analizowanymi segmentami rynku). Przyczyn zróżnicowania cen jednostkowych na korzyść mieszkań w budynkach z wielkiej płyty (np. w strefach IV-tej i V-tej) należy upatrywać raczej w różnicach standardów lokali w równoległych próbach rynkowych, związanych głównie z technologią (w dzielnicach wschodnich Lublina ale również w strefie południowej (dzielnica Dziesiąta) w grupie budynków innych niż wielkopłytkowe, większość stanowią budynki z przełomu lat 50-tych i 60-tych, o niefunkcjonalnych (z dzisiejszego punktu widzenia) rozwiązaniach kuchni i sanitariatów lub budowane w technologiach uprzemysłowionych mieszkania minimalistyczne (powierzchniowo i kubaturowo). Na ich tle rozwiązania architektoniczne związane z technologią wielkopłytkową są przez uczestników rynku oceniane jak widać lepiej, zwłaszcza po cyklu remontów termomodernizacyjnych [5], które znacznie polepszyły komfort zamieszkania i estetykę budynków wielkopłytkowych. Znajduje to stosowny wyraz w cenach tych mieszkań i jest niesprzeczne z ocenami Dębowskiego [3], który powołując się na prowadzony od 35 lat przez ITB rejestr stwierdza, że liczba awarii budowlanych

w budownictwie wielkopłytyowym, odniesiona do liczby mieszkań zbudowanych w tej technologii nie odbiega od analogicznej liczby awarii budynków wzniesionych w innych technologiach.

Literatura

- 1 Basista A. Betonowe dziedzictwo. Architektura w Polsce czasów komunizmu. Karków, PWN, 2001.
- 2 Biliński T, Kozak J., Tomaszewicz A., Budownictwo prefabrykowane Poznań, Politechnika Poznańska, 1976.
- 3 Dębowski J., Cała prawda o budynkach wielkopłytyowych, Przegląd budowlany 9/2012, s. 28-35.
- 4 Dzierżewicz Z., Starosolski W., Systemy budownictwa wielkopłytyowego w Polsce w latach 1970-1985 : przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych, Warszawa, Oficyna Wolters Kluwer Polska, 2010.
- 5 Ostańska A., Wpływ dotychczasowych termomodernizacji budynków mieszkalnych na oszczędność energii i planowanie programów rewitalizacji na przykładzie jednego z lubelskich osiedli, Budownictwo i Architektura 7 (2010), s. 89-103.
- 6 Runkiewicz W., Błędy i uszkodzenia w budownictwie wielkopłytyowym. Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie, Warszawa, WEKA, 2000.
- 7 Sobczak-Piąstka J., Podhorecki A., Problemy diagnozowania stanu technicznego i modernizacji budynków z wielkiej płyty, Inżynier budownictwa nr 2/2014, s. 78-86.

Evaluation of prefabricated blocks of flats through the Real estate market point of view

Jacek Zyga

*Chair of Geotechnics, Faculty of Engineering and Architecture, Lublin University of Technology,
e-mail: j.zyga@pollub.pl*

Abstract: The market of flats located in buildings of prefabricated blocks in Lublin, on the background of the rest of flats, is described in presented essay. The analysis of the variables included in the unit prices of flats (from the period of the years 2005-2013), located in multi-family blocks, completion of which was contained in the years 1962-1991 and the design was a variant of construction of prefabricated elements or another. Comparative analysis was performed separately for separate zones as well as for the city of Lublin. The comparison of transactions in the whole of the city showed that in most of the periods compared, average unit prices of flats, located in prefabricated buildings, remained higher than other. On the other hand, during the year 2004 and for the years 2011-2013 (separately in different years), the average unit prices of flats in prefabricated buildings happened to be lower than the average prices of other premises. Statistical significance of differences between average unit prices in parallel subgroups (prefabricated buildings vs. buildings realized in other technologies) has been tested with Student's t-test. The comparison of two mentioned market segments demonstrates their small diversity, proving that the market evaluation of usefulness and safety of flats located in buildings of prefabricated blocks is different and much better than the evaluations of constructors.

Keywords: prefabricated blocks of flats, real estate market

Badania nośności belek żelbetowych wzmocnionych pod obciążeniem przez obetonowanie

Zinoviy Blikharskyy¹, Dmytro Dubizhanskyi², Roman Khmil³

¹ *Katedra Konstrukcji Budowlanych i Mostów, Politechnika Lwowska,
e-mail: ¹blikharskyy@ukr.net; ³roman_hl@ukr.net*

² *Katedra Mechaniki Budowli, Tarnopolski Narodowy Uniwersytet Techniczny,
e-mail: ddi.eng@ukr.net*

Streszczenie: Badano nośność żelbetowych belek zginanych wzmocnionych przez obetonowanie. Przebadano 16 belek zgrupowanych w 4 seriach. Ustalano stan naprężeniowo-odkształceniowy belek w zależności od poziomu obciążenia przy którym realizowano wzmocnienie, a także przyrost nośności wynikający z tego wzmocnienia. Zidentyfikowano trzy charakterystyczne etapy zmian tego stanu. Zaprezentowano wyniki badań nośności wzmocnionych belek i obliczono efektywność wzmocnienia. Ustalono także wpływ stopnia zbrojenia obetonowania na tę efektywność.

Słowa kluczowe: belka żelbetowa, przekroje normalne, wzmocnienie, obetonowanie

1. Wprowadzenie

W praktyce budowlanej często występuje potrzeba napraw i renowacji istniejących budynków mieszkalnych i przemysłowych. Towarzyszy im zwykle konieczność wzmocnienia ich elementów konstrukcyjnych, znaczna część z nich jest żelbetowa. Prace wzmocniające często prowadzi się pod obciążeniem. W związku z tym projektant musi brać pod uwagę istniejący w konstrukcji stan naprężeń. Wpływ poziomu tego obciążenia na nośność elementów wzmocnionych można określić na podstawie badań doświadczalnych i analiz teoretycznych takich konstrukcji.

2. Analiza studiów literaturowych

Problem wzmocnienia zginanych konstrukcji żelbetowych pod obciążeniem rozważany jest przez wielu badaczy [1-4].

Wzmocnianie belek żelbetowych przez obetonowanie ma kilka zalet. Po pierwsze, obetonowanie działa jak warstwa ochronna (otulina) zbrojenia. Po drugie, metoda ta pozwala wyeliminować skutki istniejących zarysowań, odkształceń i deformacji. Ponadto pozwala uzyskać znaczne zwiększenie nośności przekroju.

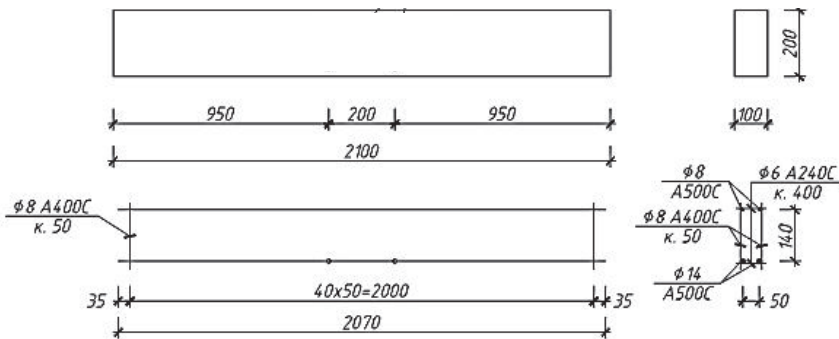
Jednak ważne jest, aby istniała współpraca między belką wzmocnianą obetonowaniem. Obetonowanie i element pierwotny, które mają współpracować w przenoszeniu obciążeń, mają różne właściwości fizyczne, mechaniczne i reologiczne. Wzmocniona konstrukcja jest konstrukcją zespoloną, która składa się z elementu pierwotnego, w którym panuje już pewien stan naprężeń i obetonowania, znajdującego się w stanie początkowym.

3. Metody badań

Zgodnie z programem badań przetestowano 4 serie belek (łącznie 16 belek) o wymiarach 2100×200×100 mm.

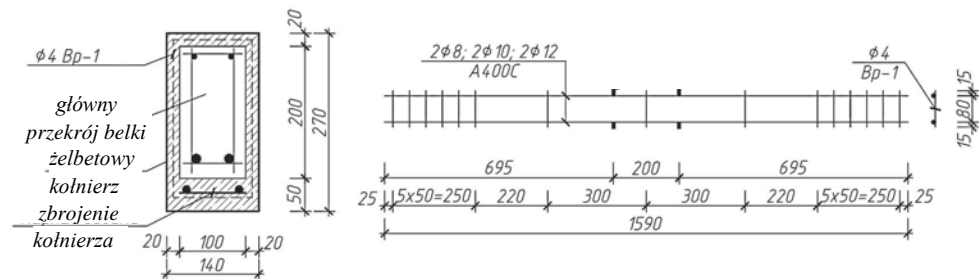
Celem pierwszej serii badań, składającej się z 2 belek, było wyznaczenie obciążenia granicznego M_{u0}^{exp} . Belki drugiej serii (2 sztuki) były wzmocnione przez obetonowanie koszulką zbrojoną 2Ø8 A400C, a wzmocnienie realizowano pod obciążeniem równym 0.7 obciążenia granicznego. Belki trzeciej serii (8 sztuk) były wzmocnione koszulką zbrojoną 2Ø10 A400C pod obciążeniem równym 0.3, 0.5, 0.7 i 0.9 obciążenia granicznego. Czwarta seria (4 sztuki) to belki wzmocnione koszulką zbrojoną 2Ø12 A400C, przy poziomie obciążenia 0,7 i 0,9 granicznej nośności.

Zatem, zmiennymi parametrami w poszczególnych seriach były: stopień zbrojenia rozciąganego w obetonowaniach, jak również poziom obciążenia belki podstawowej podczas wzmocniania. Konstrukcja badanych belek przedstawiona jest na rysunku 1.



Rys. 1. Konstrukcja belek podstawowych

Konstrukcja belek zespolonych pokazana jest na rys. 2. Aby zapewnić współpracę części pierwotnej i obetonowania, na powierzchni wzmocnianych belek wykonano bruzdy o głębokości ~ 3 mm co 40 mm, a także powierzchnię betonu "starego" bezpośrednio przed betonowaniem pokryto mineralną warstwą szepną. W celu zapewnienia współpracy dodatkowego zbrojenia w odległości 300 mm od krawędzi podpór zainstalowano dodatkowy pionowy pręt Ø4 Bp-1 co 30 mm (Rys. 3). Obetonowanie było zrealizowane na długości 1600 mm. Właściwości mechaniczne użytych materiałów przedstawionych w tabeli 1.



Rys. 2. Przekrój belki wzmocnionej i zbrojenie koszulki

Belki badano w schemacie czteropunktowym. Podczas obciążenia monitorowano ugięcie belek, odkształcenia betonu oraz rysy i ich rozwój.

Belki serii II-IV badano w trzech etapach. W pierwszym etapie obciążano belki główne przed wzmocnieniem do różnego poziomu obciążenia (w zależności od serii - 0.3, 0.5, 0.7, 0.9 M_{u0}^{exp}). Drugim etapem było wzmocnianie belek przez obetonowanie (rys. 3, 4). Poziom obciążenia regulowano za pomocą sprężyny przez dokręcenie śrub na górnym

kształtowniku trawersu. Po 28 dniach przechodzą do trzeciego etapu - wzmocnione belki poddawano skokowemu obciążeniu do całkowitego zniszczenia (rys. 5).

Tabela 1. Właściwości fizyczne i mechaniczne belek żelbetowych

Belka główna					Obetonowanie				
Zbrojenie		Beton			Zbrojenie		Beton		
Granica plastyczności	Wytrzymałość	Moduł	Wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Granica plastyczności	Wytrzymałość	Moduł sprężystości	Wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości
f_y ,MPa	f_u ,MP	E_s ,MPa	f_{cd} ,MPa	E_c ,MPa	f_y^{ad} ,MPa	f_u^{ad} ,MPa	E_s^{ad} ,MPa	f_{cd}^{ad} ,MPa	$E_c^{ad} \times 10^4$,MPa
532	630	19×10^4	27,5	$2,94 \times 10^4$	440...480	542...564	21×10^4	28,3...40,52,72...3,46	



Rys. 3. Ogólny widok belki podczas badań



Rys. 4. Belka podczas obetonowywania



a)



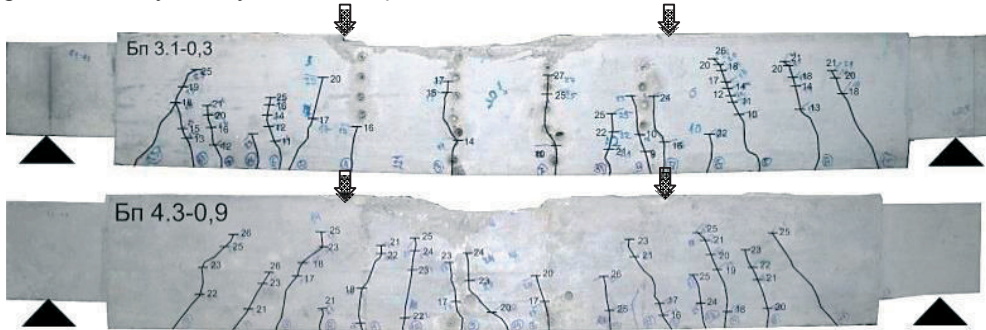
b)

Rys. 5. Oprządowanie służące do badania wzmocnionych belek (urządzenia po obydwu stronach w strefie środkowej belek)

4. Wyniki badań

Zmiany stanu naprężeniowo-odkształceniowego wzmocnionych belek można podzielić na trzy etapy. Na etapie pierwszym w czasie dojrzewania betonu naprężenia główne maleją z powodu włączania się obetonowania do pracy. Drugi etap trwa do osiągnięcia granicy plastyczności w zbrojeniu belki głównej lub zbrojenia w obetonowaniu, co przejawia się bardziej intensywnym wzrostem odkształceń i ugięć. Trzeci etap to etap

fizycznego zniszczenia, kiedy wszystkie pręty zbrojeniowe osiągną granicę plastyczności. Na tym etapie belki obserwuje się znaczący wzrost ugięcia belki. Fizyczne zniszczenie kończy się miążdżeniem betonu w strefie ściskanej. Typowe obraz zarysowania belek pokazano na rys.6. Wyniki badań są zestawione w Tabeli 2.



Rys. 6. Typowy obraz zarysowania żelbetowych belek wzmocnionych przez obetonowanie

Tabela 2 Wyniki badań belek żelbetowych wzmocnionych przez obetonowanie

Seria	№	Oznaczenie belki	Przekrój belki $b_{ad} \times h_{ad}$, mm	Moment zginający w chwili wzmocnienia, M_0^{exp} , kNm	Moment zginający, kNm		Moment niszczenia M_f^{exp}	Efekt wzmocnienia		
					w chwili osiągnięcia granicy plastyczności zbrojenia w belce głównej M_u^{exp}	w chwili osiągnięcia granicy plastyczności zbrojenia w obetonowaniu $M_{u,ad}^{exp}$		$\frac{M_u^{exp}}{M_{u0}^{exp}}$	$\frac{M_{u,ad}^{exp}}{M_{u0}^{exp}}$	$\frac{M_{u,aa}^{exp}}{M_u^{exp}}$
I	1	B 1.1			23,6	–	26,51	–	–	–
	2	B 1.2			24,0	–	26,55	–	–	–
II	3	Br 2.1-0,7	142x274	16.75	30.81	37.78	43.9	-	1.587	1.226
	4	Br 2.2-0,7	142x278	16.48	30.23	37.66	42.3	-	1.582	1.246
III	5	Br 3.1-0,3	146x275	7.1	44.18	40.17	48.5	1.856	-	0.909
	6	Br 3.2-0,3	145x276	7.1	43.11	40.08	48.2	1.811	-	0.930
	7	Br 3.3-0,5	143x274	11.78	45.0	43.44	49.7	1.891	-	0.965
	8	Br 3.4-0,5	144x273	11.75	43.83	43.11	46.7	1.842	-	0.984
	9	Br 3.5-0,7	150x278	15.82	36.37	45.85	48.5	-	1.926	1.261
	10	Br 3.6-0,7	142x273	16.51	35.62	44.26	50.1	-	1.860	1.243
IV	11	Br 3.7-0,9	145x272	21.06	31.43	43.66	47.2	-	1.834	1.389
	12	Br 3.8-0,9	145x277	21.04	31.45	45.71	51.2	-	1.921	1.453
	13	Br 4.1-0,7	142x275	16.45	40.32	49.53	55.5	-	2.081	1.228
	14	Br 4.2-0,7	148x275	15.83	40.40	49.01	53.0	-	2.059	1.213
	15	Br 4.3-0,9	142x272	21.1	32.56	49.17	55.4	-	2.066	1.510
	16	Br 4.4-0,9	146x275	21.26	32.34	51.34	55.54	-	2.157	1.588

W celu określenia wpływu poziomu obciążenia podczas wzmocniania belek na ich nośność poniżej przedstawiono analizę belek III serii. Belki zostały wzmocnione przy różnych poziomach obciążenia belki głównej (0,3, 0,5 i 0,7 i 0,9 M_{u0}^{exp}) i miały to samo zbrojenie koszulki, mianowicie 2Ø10 A400C. W rezultacie, stwierdzono, że przy obciążeniu podczas wzmocnienia równym 0,5 M_{u0}^{exp} osiągnięcie granicy plastyczności zbrojenia obu elementów składowych nastąpiło prawie jednocześnie. Gdy obciążenie to wynosiło 0,3 M_{u0}^{exp} granicę plastyczności najpierw osiągnęło zbrojenie w obetonowaniu,

a przy obciążeniu na poziomie 0,7 i 0,9 M_{u0}^{exp} granicy plastyczności najpierw została osiągnięta przez zbrojenie belki głównej. Efektywność wzmocnienia zdefiniowano jako stosunek nośności belek wzmocnionych i belek niewzmocnionych. Efektywność ta wynosiła średnio 1,87 i praktycznie nie zależała od poziomu obciążenia przy wzmocnieniu.

W celu zbadania wpływu ilości zbrojenia w obetonowaniu na nośność wzmocnionych belek przeanalizowano belki serii II, III, IV (seria II - 2Ø8, seria III - 2Ø10, IV - 2Ø12 serii A400C). Wzmocnienie realizowane było przy tym samym poziomie obciążenia (0,7 M_{u0}^{exp}). Wzrost stopnia zbrojenia obetonowania spowodował zmniejszenie odkształcenia zbrojenia głównego. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia dodatkowego wzrosła efektywność wzmocnienia od 1,58 do 2,07.

W celu zbadania wpływu wzmocnienia realizowanego przy granicznym poziomie obciążenia analizowano belki serii III i IV, które były wzmocnione przy 0,9 M_{u0}^{exp} , a zastosowano zbrojenie 2Ø10 A400C w serii III i 2Ø12 A400C w serii IV. Można zauważyć, że nawet jeśli wzmocnienie realizowane jest niemal przy nośności granicznej, nośność belki można zwiększyć przez obetonowanie nawet 1,88 do 2,11 razy. Było to możliwe dzięki pełnemu zakotwieniu zbrojenia obetonowania i zapewnieniu przyczepności między "starym" i "nowym" betonem.

5. Wnioski

1. Zaproponowano metodykę badań belek wzmocnionych przez obetonowanie realizowane pod obciążeniem. Metodyka ta pozwala na uzyskanie danych na temat rzeczywistego stanu wyężenia elementów składowych (belki głównej i obetonowania) odpowiadającego realnym sytuacjom wzmocnionej konstrukcji.
2. Badania wykazały, że w belkach wzmacnianych pod obciążeniem 0,5 M_{u0}^{exp} , osiągnięcie granicy plastyczności zbrojenia obu elementów składowych nastąpiło prawie jednocześnie. Gdy belki były wzmacniane przy obciążeniu 0,3 M_{u0}^{exp} granica plastyczności osiągnięta została przez najpierw zbrojenie obetonowane, a przy obciążeniu na poziomie 0,7 i 0,9 M_{u0}^{exp} najpierw została osiągnięta granica plastyczności zbrojenia belki głównej.
3. Ustalono, że:
 - maksymalne zwiększenie nośności o 89% osiągnięto w przypadku, gdy zbrojenie w obetonowaniu wynosiło 2Ø10mm i nieznacznie zależało od poziomu obciążenia podczas wzmocnienia, a zależało wyłącznie od parametrów tego zbrojenia;
 - zwiększenie stopnia zbrojenia koszulki powoduje zwiększenie nośności belki, określonej przez osiągnięcie granicy plastyczności przez zbrojenie (w belce głównej i obetonowaniu); średni wzrost zawierał się w granicach o 58% do 107%;
 - jeśli wzmocnienie realizowane było przy poziomie obciążenia 0,9 M_{u0}^{exp} pozytywny efekt może być również osiągnięty (wzrost nośności belek od 88 do 111%).

Literatura

- 1 Blikharsky Z. Rekonstruktsiya ta pidsylennya budivel i sporud. [Reconstruction and strengthening of buildings and structures]. NU «Lvivska politehnika», Lviv 2008.
- 2 Holyshev A. Raschet y tekhnicheskyye reshenyya usylenyy zhelezobetonnykh konstruksyyi proyvodstvennykh zdanyy i prosadochnykh osnovanyy. [Calculation and technical solutions of reinforced concrete structures of industrial buildings and bases subsidence]. Kyiv, Lohos, 2008. ISBN 978-966-581-966-0

- 3 The Concrete Society, Technical Report No. 55, 2004: Design Guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials (Second Edition) „The Concrete Society, p.102.
- 4 V. G. Kvasha, I. V. Melnik, M. D. Klimpush Eksperimentalne doslidjennya zalizobetonnoi mostovoi balki za TP vipusk 56, pidsilenoj kompozitnoju strichkoyu z vuglecevikh volokon CFRP [Experimental research of reinforced concrete bridge beams for TP Vol. 56 reinforced composite tape of carbon fibers CFRP]// ZB. „Avtomobilni dorogi i dorozhnye budivnictvo.” – Vip. 62. — „Collection highways and road construction” — Kyiv, 2001. – p. 267–271.

Investigation of the bearing capacity of reinforced concrete beams strengthened with reinforced concrete ring under load

Zinoviy Blikharsky¹, Dmytro Dubizhansky², Roman Khmil³

¹ *Department of Building Constructions and Bridges, Lviv Polytechnic National University, e-mail: ¹blikharsky@ukr.net; ³roman_hl@ukr.net*

² *Mechanical Engineering Department, Ternopil Ivan Pul'uj National Technical University, e-mail: ddi.eng@ukr.net*

Abstract: Bearing capacity of normal cross section of bending concrete elements reinforced with reinforced concrete ring under load was investigated. Experimental researches of 4 sets of beams with the total number of 16 units were carried out.

The results of changes of stress-strain state settings depending on the load level, additional reinforcement, influence of limit level load were analyzed. The three characteristic stages of stress-strain state of reinforced concrete beams strengthened with reinforced concrete ring were defined. Results of experimental investigations of bearing capacity of normal cross section of strengthened beams with reinforced concrete ring under load were presented. Enhancing effect was calculated. According to the results of researches of strengthened beams plots of strain of working armature depending on current bending moment were constructed.

Keywords: reinforced concrete, normal cross sections, strengthening under load, reinforced concrete ring, bearing capacity

Nośność i odkształcalność żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie przy użyciu kompozytowych profili węglowych o przekroju teowym – badania doświadczalne

Szymon Chołostiakow¹, Renata Kotynia²

^{1,2} *Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa i Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, email: ¹szymon.cholostiakow@p.lodz.pl, ²renata.kotynia@p.lodz.pl*

Streszczenie: Praca dotyczy zagadnienia wzmocnienia żelbetowych belek na zginanie, za pomocą kompozytów z włókien węglowych (CFRP) o przekroju prostokątnym 270x550mm wzmocnionych jednym lub dwoma profilami CFRP. Wzmocnienie polegało na jednoczesnym wklejeniu środka kształtownika w bruzdy i przyklejeniu jego półki do przylegającej spodniej powierzchni belki. Wyniki badań tego nowego sposobu wzmocnienia są bardzo obiecujące. Jego skuteczność potwierdziły: zwiększenie sztywności belek po wzmocnieniu, wzrost nośności belki nawet o 130% oraz redukcja ich maksymalnych ugięć o 70-80% w porównaniu z elementami referencyjnymi. Osiągnięto wysoki stopień wykorzystania wytrzymałości kompozytu na rozciąganie równy 67%. Proponowany system wzmocnienia nazwany przez autorów T-NSMR jest alternatywą dla dotychczas powszechnie stosowanych sposobów wzmocnień przyklejanych na powierzchni betonu (Externally Bonded Reinforcement – EBR) i wklejanych w betonową otulinę (Near Surface Mounted Reinforcement – NSMR).

Słowa kluczowe: profil teowy, CFRP, wzmocnianie na zginanie, kompozyt, belka żelbetowa, nośność, odkształcalność

1. Wprowadzenie

Wzmocnianie konstrukcji żelbetowych na zginanie oraz ścinanie kompozytami FRP przyklejanymi na powierzchni betonu (EBR) i wklejanymi w bruzdy wycięte w betonowej otulinie (NSMR) jest coraz częściej spotykaną techniką towarzyszącą pracom remontowym w trakcie przebudowy istniejących obiektów budowlanych. Mimo, że wzmocnianie zewnętrznej powierzchni konstrukcji jest bardziej powszechnie stosowaną techniką, badania dowodzą o wyższej skuteczności wklejania taśm/prętów FRP w betonową otulinę. Pionowe usytuowanie taśmy wpływa bowiem na wyższą sztywność na zginanie, a zwiększona powierzchnia styku między betonem a kompozytem, poprawia przyczepność i pozwala na efektywniejsze wykorzystanie wytrzymałości materiału kompozytowego na rozciąganie (nawet do 80%). Istotnym jednak ograniczeniem w stosowaniu przypowierzchniowego zbrojenia kompozytowego (NSMR) w postaci taśm, są nadmierne ugięcia istniejącej konstrukcji. W przypadku dużych strzałek ugięcia wzmocnianej konstrukcji, bardziej celowe jest stosowanie prętów o przekroju kołowym lub kwadratowym, niż prostokątnych taśm. Skutkuje to jednak niższą efektywności wzmocnienia (Chołostiakow i inni [4]).

Dzięki obecności półki, kształtowniki teowe CFRP mogą być z powodzeniem stosowane do wzmocniania nawet nadmiernie ugiętych konstrukcji. Przedstawiony w pracy system wzmocnienia przy użyciu teowych kształtowników CFRP łączy w sobie obie

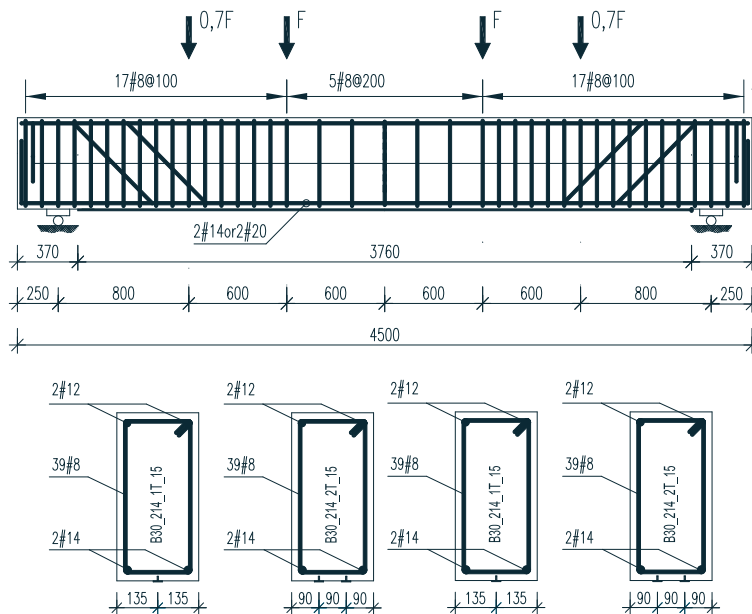
wspomniane metody, co znacząco poprawia warunki przyczepności. Teowy kształt profilu (Rys. 1) zwiększa sztywność wzmocnionych elementów, co korzystnie wpływa na ograniczenie ugięć po wzmocnieniu.



Rys. 1. Przekrój profili T-NSMR, sposób wzmocniania belek profilami CFRP oraz widok wzmocnionej powierzchni (wymiary w mm)

2. Opis badań

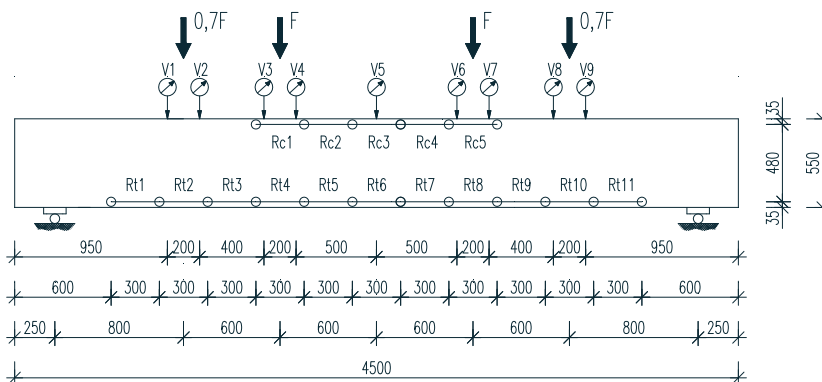
Badania przeprowadzono w laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej. Program obejmował sześć elementów badawczych o wymiarach poprzecznych 270x550mm i rozpiętości 4500mm, wykonanych z betonu klasy C25/30. W celu odzwierciedlenia równomiernie rozłożonego obciążenia, belki obciążono czterema skupionymi siłami, z których skrajne stanowiły 70% sił środkowych (Rys. 2.). Jednym z badanych parametrów zmiennych był stopień zbrojenia stalowego, który wynosił 0,22% dla belek zbrojonych dwoma prętami o średnicy 14mm lub 0,45% w przypadku dwóch prętów o średnicy 20mm, w strefie rozciąganej przekroju.



Rys. 2. Schemat statyczny, zbrojenie oraz sposób wzmocnienia belek

Zbrojenie ściskane w postaci dwóch prętów o średnicy 12mm było identyczne we wszystkich belkach. Aby zabezpieczyć elementy przed zniszczeniem na ścinanie, zaprojektowano strzemiona dwucięte o średnicy 8mm oraz pręty odgięte o średnicy 14mm. Belki różniły się również stopniem podłużnego zbrojenia kompozytowego, na który

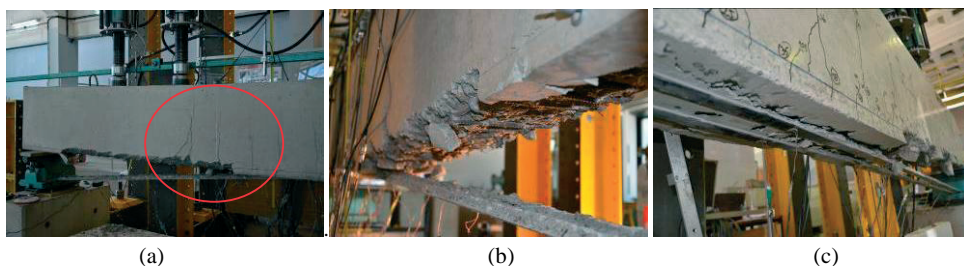
szczyły się jeden lub dwa teowe profile, przyklejone na długości 3760mm przy użyciu dwuskładnikowej epoksydowej zaprawy klejowej S&P Resin 220. Wszystkie belki były obciążane po wzmocnieniu. Obciążenie przykładano za pomocą czterech siłowników hydraulicznych, wyposażonych w elektroniczny moduł sterujący siłą ze stałą prędkością 1kN/min. Do pomiaru przemieszczeń pionowych i odkształceń w strefie ściskanej i rozciąganej w betonie użyto przetworników przemieszczeń liniowych rozmieszczonych zgodnie z Rys. 3.



Rys. 3. Układ czujników przemieszczeń (V_i) oraz przetworników przemieszczeń liniowych (R_{ci}, R_{ri})

3. Wyniki badań

Wszystkie belki zniszczyły się na skutek odspojenia kompozytu wraz z przyległą betonową otuliną. Proces odspojenia poprzedzony był silnym zarysowaniem belek typowym dla zginania (Rys. 4a). Jedną z głównych rys pionowych w sąsiedztwie zewnętrznej siły obciążającej zmieniła pochylenie, które w końcowej fazie obciążania rozwinęło się w postaci podłużnej rysy niszczącej widocznej na bocznej powierzchni belek i położonej na wysokości zbrojenia zwykłego (Rys. 4b). Takiemu zarysowaniu towarzyszyły podłużne rysy na spodniej powierzchni belki, równoległe do wklejonych profili (Rys. 4c). Nie zaobserwowano uszkodzenia bądź rozwarstwienia profilu CFRP, ani jego poślizgu w warstwie kleju, co świadczy o bardzo dobrej przyczepności kompozytów do zaprawy klejowej w całym zakresie obciążeń osiągniętym w badaniu. Zmiażdżenie betonu w ściskanej strefie belki wystąpiło tylko w elementach referencyjnych, bez zbrojenia CFRP.



Rys. 4. Sposób zniszczenia wzmocnionych elementów

Wartości sił niszczących F_u , odkształceń mierzonych na środniku ($\epsilon_{f,web}$) oraz na półce ($\epsilon_{f,flange}$) profilu teowego, maksymalnych ugięć belek (u_{max}) wraz charakterystyką wytrzymałościową betonu przedstawiono w tabeli 1. Efektywność wzmocnienia η_f wyrażono

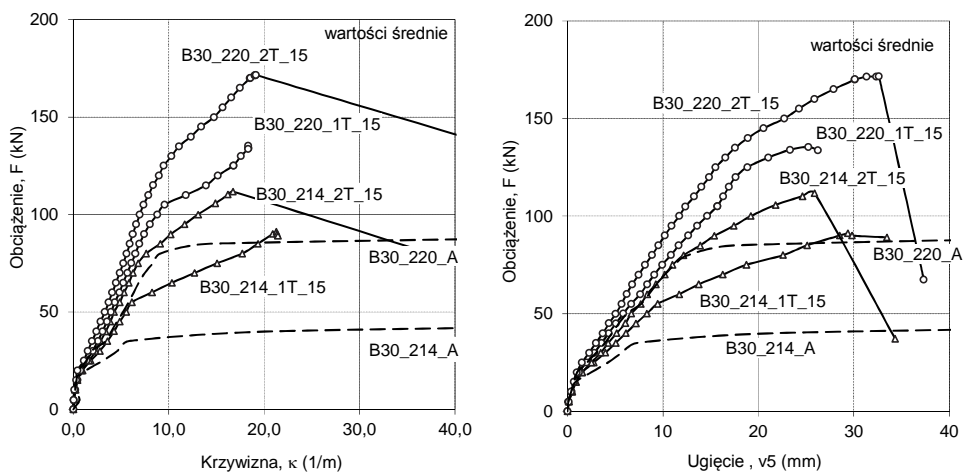
stosunkiem przyrostu siły niszczonej belkę wzmocnioną (F_u) i referencyjną (F_0), do wartości siły niszczonej belkę niewzmocnioną, zgodnie ze wzorem (1). Nazewnictwo poszczególnych belek odpowiada bezpośrednio ich konstrukcji i sposobowi wzmocnienia. Przykładowo: element B30_214_1T_15 oznacza belkę wykonaną z betonu klasy C25/30, zbrojoną dwoma prętami o średnicy 14mm i wzmocnioną jednym teownikiem CFRP o wysokości środnika 15mm. Belki oznaczone symbolami B30_214_A i B30_220_A były niewzmocnione.

$$\eta_f = \frac{F_u - F_0}{F_0} \cdot 100\% \quad (1)$$

Tabela 1. Wyniki badań oraz charakterystyka materiałowa belek

Lp.	Symbol belki	F_u [kN]	η_f [%]	$\varepsilon_{f,flange}$ [%]	$\varepsilon_{f,web}$ [%]	u_{max} [mm]	$f_{ct,cube}$ [MPa]	$f_{ct,cube}$ [MPa]	Stal
1	B30_214_A	49	-	-	-	107,5	41,5	3,5	$f_y=523\text{Mpa}$ $E_s=209\text{GPa}$ $\rho_{st}=0.22\%$
2	B30_214_1T_15	91	86	0,73	0,75	29,4	-	-	
3	B30_214_2T_15	112	129	0,52	0,55	25,9	41,4	3,5	
4	B30_220_A	94	-	-	-	128,2	39,6	3,5	$f_y=565\text{Mpa}$ $E_s=198\text{GPa}$ $\rho_{st}=0.45\%$
5	B30_220_1T_15	135	44	0,64	x	26,2	41,1	3,6	
6	B30_220_2T_15	172	83	0,66	0,71	32,6	46,8	3,6	

Belki wzmocnione teowymi kształtownikami CFRP wykazały znacznie większą nośność i sztywność niż odpowiadające im belki z tradycyjnym zbrojeniem stalowym. Największy przyrost sił niszczyjących zanotowano dla belki zbrojonej dwoma prętami o średnicy 14mm i wzmocnionej dwoma profilami (129%). Dla belek zbrojonych dwoma prętami o średnicy 20mm i wzmocnionych dwoma wklejonymi profilami, stopień wzmocnienia wyniósł 83%. Dla porównania, przyrost nośności belek o różnym stopniu zbrojenia stalowego, lecz wzmocnionych jednym profilem CFRP, był odpowiednio równy 86% (belki o $\rho_{st}=0.22\%$) i 44% (belki o $\rho_{st}=0.45\%$.) We wszystkich wzmocnionych belkach zanotowano znaczny przyrost sztywności, tuż po zarysowaniu, w porównaniu z belkami niewzmocnionymi.



Rys. 5. Zależność krzywizny i ugięcia w środku rozpiętości belek w funkcji ich obciążenia

Zwiększenie liczby profili znacznie wpłynęło na wzrost sztywności elementów badawczych po uplastycznieniu stali zbrojeniowej w strefie rozciąganej (Rys. 5.). Maksymalne ugięcia i siły niszczące belek niewzmocnionych zostały określone przy zmiążdżeniu betonu w ściskanej strefie przekroju.

Porównując maksymalne ugięcia w środku rozpiętości belek można zauważyć, że maksymalne ugięcia zmniejszają się, wraz ze zwiększeniem liczby kompozytowych profili (Rys. 5.). Ubytek maksymalnych ugięć w belkach wzmocnionych jednym i dwoma profilami wynosił odpowiednio 70% i 80%. Szczegółową analizę ugięć przedstawiono w tabeli 2, porównując pionowe przemieszczenia przęśla belki dla poszczególnych poziomów obciążenia. Interesujące jest spostrzeżenie, że w miarę zwiększania stopnia zbrojenia kompozytowego CFRP w elementach wzmocnionych, zaobserwowano redukcję maksymalnych ugięć tych belek np. w belkach B30_214A, B30_214_1T_15 i B30_214_2T_15, na poziomie 35kN zarejestrowano odpowiednio maksymalne ugięcie 6mm, 5mm i 4mm. Podobną tendencję zaobserwowano w przypadku belek o wyższym stopniu zbrojenia. Po uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego w belkach referencyjnych, maksymalne ugięcia w elementach wzmocnionych wynosiły od 6mm - 8mm dla belek o niższym stopniu zbrojenia i 12mm -16mm dla belek zbrojonych dwoma prętami o średnicy 20mm. Szare pola obejmują maksymalne wartości ugięć przed uplastycznieniem zbrojenia zwykłego, natomiast pozostałe pola dotyczą maksymalnych wartości ugięć po jego uplastycznieniu.

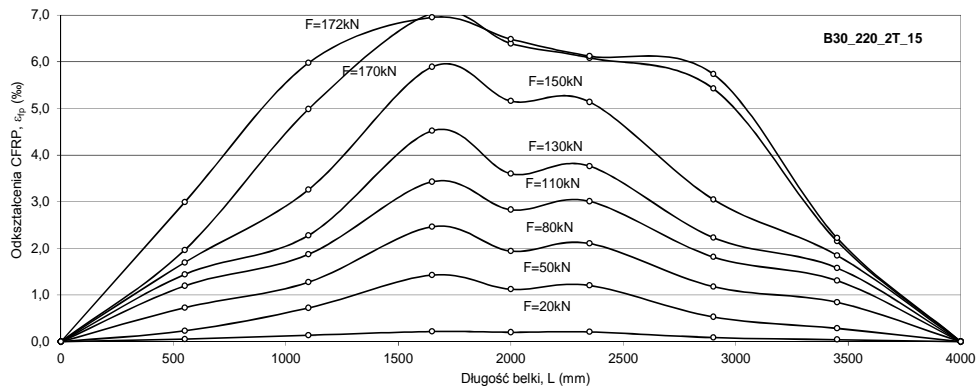
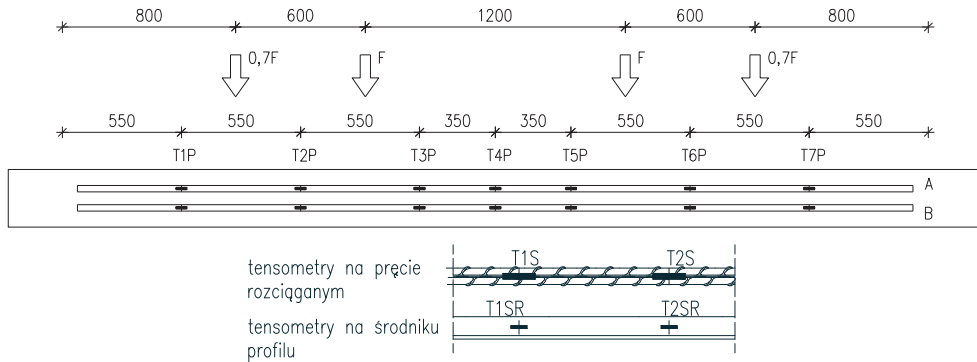
Tabela 2. Analiza ugięć belek na danym poziomie obciążenia.

Lp.	Symbol belki		25kN	35kN	50kN	75kN	100kN	125kN	150kN
1	B30_214_A	Maksymalne ugięcie [mm]	5,0	6,0	-	-	-	-	-
2	B30_214_1T_15		3,0	5,0	8,0	19,0	-	-	-
3	B30_214_2T_15		3,0	4,0	6,0	11,0	19,0	-	-
4	B30_220_A		2,0	4,0	6,0	11,0	-	-	-
5	B30_220_1T_15		2,0	3,5	6,0	10,0	16,0	19,0	-
6	B30_220_2T_15		1,5	3,0	5,0	8,0	12,0	15,5	23,0

x – tensometr uległ uszkodzeniu przy wklejaniu profilu

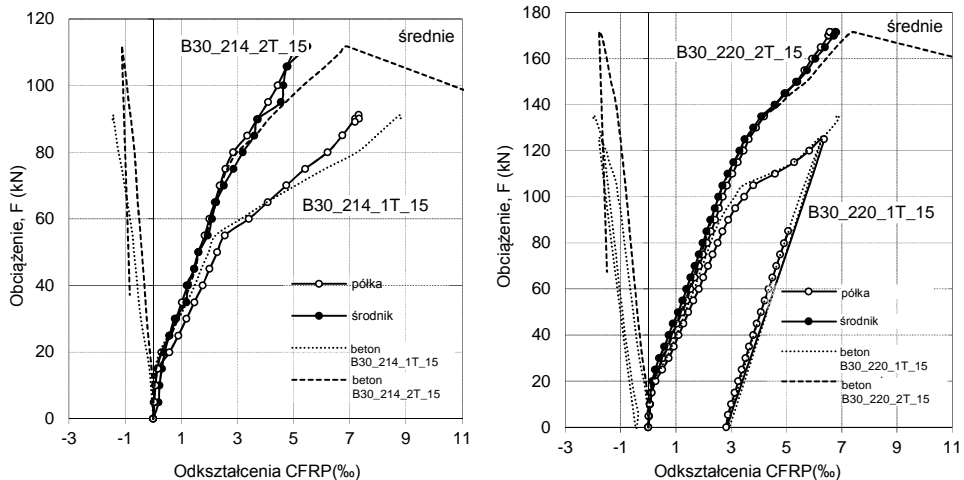
Odkształcenia profili CFRP mierzono przy użyciu siedmiu tensometrów elektrooporowych umieszczonych na półce oraz dwóch tensometrów przyklejonych na środku teowego profilu. Rozmieszczenie czujników zilustrowano na Rys. 6. Przykładowy rozkład odkształceń półki profilu na całej jego długości zarejestrowany dla wybranych poziomów obciążenia w elemencie B30_220_2T_15 zamieszczono na Rys. 7. Wykres pokazuje symetryczny rozkład odkształceń względem środka rozpiętości belki do chwili osiągnięcia obciążenia $F = 172\text{kN}$, przy którym rozpoczął się stopniowy proces odspojenia profilu. Wyraźnie widać, że odkształcenia w kompozycie zaczęły rosnąć po lewej stronie belki w bezpośrednim sąsiedztwie siły obciążającej, dalej odspajanie profilu postępowo w kierunku lewej podpory. Maksymalne odkształcenia mierzone na półce profilu $\epsilon_{f,flange,max} = 7,5\%$ zarejestrowano w belce B30_214_1T_15, a minimalne równe $\epsilon_{f,flange,min} = 5,2\%$ w belce o tym samym zbrojeniu zwykłym, lecz wzmocnionej dwoma profilami kompozytowymi.

Pomiary odkształceń pomierzone na obu częściach teownika wskazują, że najbardziej wyteżoną częścią profilu jest środek i to on jest odpowiedzialny za przenoszenie sił rozciągających po rozpoczęciu odspojenia półki tego profilu. Porównanie odkształceń półki (znaczniki wypełnione) i środka (znaczniki puste) przedstawiono na Rys. 7.



Rys. 6. Rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych na kształtkownikach CFRP w belce B30_220_2T_15 oraz rozkład odształceń na długości profilu

Liniami kropkowaną oraz przerywaną oznaczono odształcenia betonu w rozciąganej i ściskanej strefie przekroju wzmocnionych belek mierzone na poziomie zbrojenia podłużnego. Największe odształcenia w strefie ściskanej nie przekraczały 2‰ dla belek o $\rho_{sl}=0.45\%$ oraz 1,5‰ dla belek o $\rho_{sl}=0.22\%$.



Rys. 7. Zależności odształceń profili CFRP i betonu w belkach B30_214_1T15 i B30_220_2T15

Wykresy odkształceń wzmocnionych belek potwierdzają, że beton w ściskanej strefie przekroju posiadał rezerwę nośności. Porównując odkształcenia w betonie i kompozycie, zaobserwowano bardzo dobrą zgodność pomiarów do momentu uplastycznienia się stali zbrojeniowej. Po przekroczeniu granicy plastyczności, na poziomie 75%-80% maksymalnego obciążenia, odkształcenia w betonie zaczęły przyrastać szybciej niż te w kompozycie (Rys. 7). Świadczy to o rozpoczęciu odspojenia kompozytu od otaczającego betonu w obrębie półki profilu CFRP.

4. Wnioski

Proponowany przez autorów nowy system wzmocnienia T-NSMR przy użyciu teowych kształtowników z włókien węglowych został zastosowany do wzmocnienia żelbetowych belek na zginanie. Wyniki badań są bardzo obiecujące i zachęcają do stosowania przedstawionego systemu do wzmocnień istniejących konstrukcji żelbetowych. Na podstawie analizy wyników badań można wysnuć następujące wnioski:

- Zastosowanie teowych kształtowników CFRP do wzmocnień na zginanie znacząco zwiększa nośność elementów po wzmocnieniu w zakresie od 45% do 130% w porównaniu z elementami niewzmocnionymi.
- Charakterystycznym sposobem zniszczenia wzmocnionych belek było odspojenie materiału kompozytowego wraz z otaczającą betonową otuliną.
- Stopień wzmocnienia belek rośnie wraz ze spadkiem stopnia zbrojenia stalowego.
- Wykorzystanie nośności na rozciąganie profilu CFRP ściśle zależało od liczby wklejonych kompozytów. Efekt był bardziej widoczny dla belek o niższym stopniu zbrojenia stalowego, gdzie maksymalne odkształcenia kompozytu osiągnęły 7,5%.
- Stopień zbrojenia kompozytowego istotnie wpływa na maksymalne wartości sił niszczących oraz wartości maksymalnych ugięć. Zwiększenie liczby profili skutkuje wzrostem sztywności elementów już po zarysowaniu, lecz prowadzi do szybszego odspojenia profilu, co potwierdza spadek maksymalnych odkształceń kompozytu zarejestrowanych w badaniu.

Dalsze badania prowadzone przez autorów będą dotyczyć wpływu głębokości wklejenia kompozytu oraz wytrzymałości betonu na zachowanie się belek wzmocnionych teowymi profilami.

Podziękowania

Autorzy pragną podziękować firmie Mostostal Warszawa S. A. za finansowe wsparcie programu badawczego.

Literatura

- 1 Barros, J. A. O., Dias, S. J. E., Lima, J. L. T. Efficacy of CFRP-based techniques for flexural and shear strengthening of concrete beams. *Journal of Cement & Concrete Composites*, 82 (1999) 247–269.
- 2 Bonaldo E., Barros J. A. O., Lourenco P. B. Efficient Strengthening Technique to Increase the Flexural Resistance of Existing RC Slabs. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2008, pp. 149-159.
- 3 Chołostiakow Sz., Kotynia R., Przygocka M., Flexural strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounded FRP composites. *Proceedings of the 9th Central European Congress on Concrete Engineering, CCC 2013, Wrocław, Poland 2013.*

- 4 De Lorenzis, L., Teng, J. G. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Journal of Composites: Part B* No 38 2007, pp.119-143.
- 5 Kotynia R. Analysis of the flexural response of NSM FRP strengthened concrete beams. *Proceeding of the eight international conference on fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures, (FRPRSCS-8), Patras, Greece 2007.*

Flexural strengthening of RC beams by using a near surface mounted T-section profiles

Szymon Chołostiakow¹, Renata Kotynia²

*^{1,2} Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture and
Environment Engineering, Lodz University of Technology,
e-mail: ¹szymon.cholostiakow@p.lodz.pl, ²renata.kotynia@p.lodz.pl*

Abstract: The paper presents test results of an experimental program of four full-scale RC beams, strengthened in flexure with T-section carbon fiber reinforced polymer (CFRP) profiles and two reference beams subjected to a six point bending. The novel shape of CFRP profile combines both the near surface mounted (NSM) and externally bonded (EB) strengthening systems. The application of the CFRP profiles consisted of gluing both the web and the flange of the profile to the concrete surface. RC beams made of the same concrete class were differed by the internal steel reinforcement ratio and in a number of applied profiles. Efficiency of this new strengthening product was determined by comparison of the strengthened and non-strengthened RC beams. An increase of the CFRP-concrete bond area and high stiffness of the T-section profiles significantly improved the strengthening ratio (up to 130% of the reference beam) and reduced the maximum mid-span deflection (ranged of 70-80%) of the non-strengthened beams. The CFRP strain utilisation equal to 67% of the tensile strain corresponded to the maximum CFRP strains equal to 0,73%. The promising test results exhibit this system as a very attractive proposal of new strengthening technique used for field applications of the existing structures.

Keywords: T section profile, CFRP, flexural strengthening, composite, Reinforced concrete beam, capacity, strain

Nośność belek żelbetowych obciążanych cyklicznie

Barbara Goszczyńska¹, Wiesław Trąpczyński², Magdalena Bacharz³,
Kamil Bacharz⁴

^{1,2,3,4} Katedra Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Betonowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: ¹bgoszczyńska@tu.kielce.pl, ²wtramp@tu.kielce.pl, ³mbacharz@tu.kielce.pl, ⁴kbacharz@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wpływ obciążeń zmiennych cyklicznie na nośność belek żelbetowych (maksymalną siłę obciążenia w danym schemacie statycznym) z uwzględnieniem statycznej wyznaczalności elementów. Badania przeprowadzono na 28. belkach żelbetowych, w tym 12 dwuprzęsłowych - statycznie niewyznaczalnych i 16. jednoprzęsłowych swobodnie podpartych, różniących się konstrukcją i stopniem zbrojenia podłużnego (dwa stopnie zbrojenia) oraz programami obciążania (trzy programy), w tym obciążenie, modelujące przejazd pojazdu, przyjęte jako sinusoidalnie cyklicznie zmienne po 100 tys. cykli realizowanych dla trzech zakresów wartości sił obciążających. Na podstawie analizy porównawczej zarejestrowanych sił niszczących i nośności teoretycznej, można stwierdzić, że obciążenie zmienne cyklicznie już po 300 tys. cykli powoduje zniszczenie belek statycznie niewyznaczalnych na poziomie ponad 20% niższym niż nośność teoretyczna, natomiast nie wpływa na zmniejszenie nośności belek statycznie wyznaczalnych. Zaobserwowana zależność powinna być uwzględniona przy opracowaniu metody oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowej, a szczególnie metody oceny jej trwałości.

Słowa kluczowe: żelbet, belki, obciążenie zmienne, nośność, zmęczenie

1. Wprowadzenie

Rozwój metod projektowania nowoczesnych konstrukcji żelbetowych umożliwia tworzenie obiektów o elementach coraz bardziej wyężonych, zaprojektowanych w sposób zmniejszający zużycie materiałów i zanieczyszczenie środowiska. Jest to możliwe zarówno dzięki stosowaniu coraz bardziej wytrzymałych materiałów: betonu i stali zbrojeniowej, jak i coraz doskonalszym metodom obliczeniowym pozwalającym na uwzględnienie wielu czynników, w tym rodzaju obciążenia. Dlatego też, prowadzone są prace zarówno określające własności materiałów, jak i oceniające wpływ obciążenia na te własności. Jednym z istotnych czynników wymagających uwzględnienia jest rodzaj obciążenia, w tym wpływ obciążeń cyklicznych na zachowanie się elementów konstrukcji (np. związanych z ruchem pojazdów po moście).

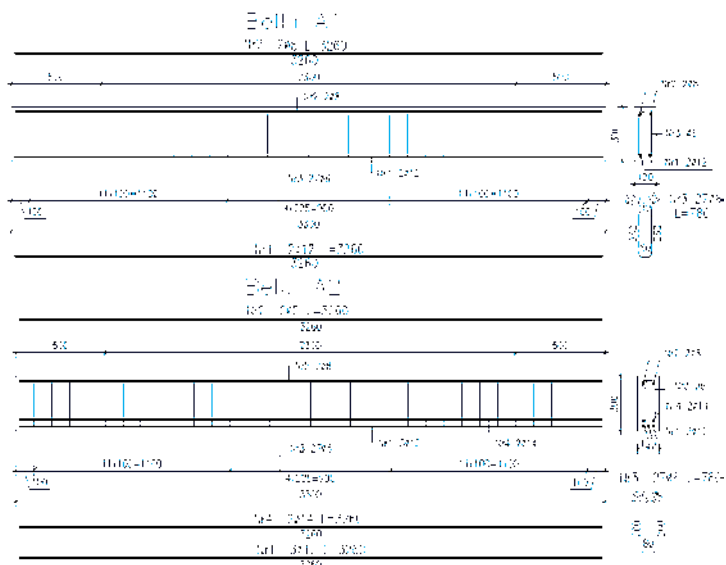
W ramach programu badawczego dotyczącego opracowania metody diagnozowania konstrukcji żelbetowych opartej na analizie emisji akustycznej przeprowadzono badania laboratoryjne mające między innymi na celu analizę wpływu schematu statycznego i obciążeń zmiennych cyklicznie na nośność belek żelbetowych. Badania obejmowały 12 dwuprzęsłowych belek żelbetowych o wymiarach przekroju 120x300mm oraz długości w osiach przeseł 2x3000mm, różniących się konstrukcją zbrojenia oraz programem obciążania. Porównawczo do analizy włączono wyniki wykonanych badań 16 belek żelbetowych jednoprzęsłowych o wymiarach przekroju 120x300mm i długości w osiach

podpór 3000mm, swobodnie podpartych, różniących się stopniem i konstrukcją zbrojenia podłużnego, a także programem obciążania. W badaniach belek dwuprzęsłowych, zastosowano dwa sposoby realizacji obciążenia oraz dwa programy obciążeń zmiennych: obciążenia z odciążeniami oraz obciążenie zmienne cyklicznie. Belki swobodnie podparte obciążane były dwoma siłami skupionymi równomiernie rozmieszczonymi na długości (w odległości 1m od podpory), z zastosowaniem trzech programów obciążenia: monotonicznego do zniszczenia, zmiennego z odciążeniami oraz cyklicznego. Obciążenie zmienne cykliczne przyjęto jako modelujące ruch pojazdów, zarówno dla belek statycznie wyznaczalnych jak i niewyznaczalnych. Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że obciążenia zmienne cyklicznie powodują w przypadku belek dwuprzęsłowych wyraźne zmniejszenie nośności (wartości siły niszczonej), nawet o ponad 20%, czego nie zarejestrowano przy obciążeniach zmiennych z odciążeniami, a także w przypadku belek jednoprzęsłowych. Biorąc pod uwagę, że w rzeczywistych konstrukcjach elementy pracują głównie jako statycznie niewyznaczalne, przy opracowaniu metody diagnozowania konstrukcji żelbetowych konieczne jest przeprowadzenie jej weryfikacji na elementach statycznie niewyznaczalnych, ze szczególnym uwzględnieniem obciążeń zmiennych cyklicznie.

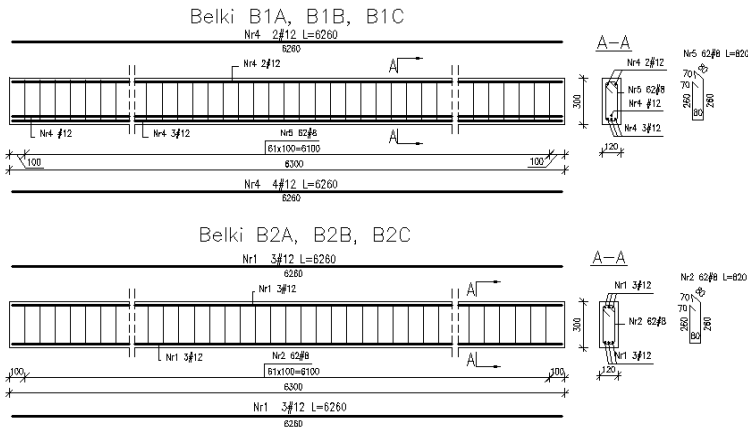
2. Opis przeprowadzonych badań

2.1. Elementy badawcze

Badania przeprowadzono na belkach żelbetowych, z betonu projektowanej klasy C40/50 oraz stali BS500, wykonanych w zakładzie prefabrykacji. W celu określenia rzeczywistej wytrzymałości materiałów, z których wykonane zostały elementy badawcze, dodatkowo zostały przygotowane próbki betonowe o wymiarach: kostki 150x150x150mm i walce 150x300 mm, a ponadto pobrano wycinki prętów ze stali zbrojeniowej. Konstrukcję zbrojenia belek jednoprzęsłowych o dwóch stopniach zbrojenia podłużnego przedstawiono na rys. 1, natomiast dwa sposoby zbrojenia belek dwuprzęsłowych B1 i B2 przedstawiono na rys. 2.

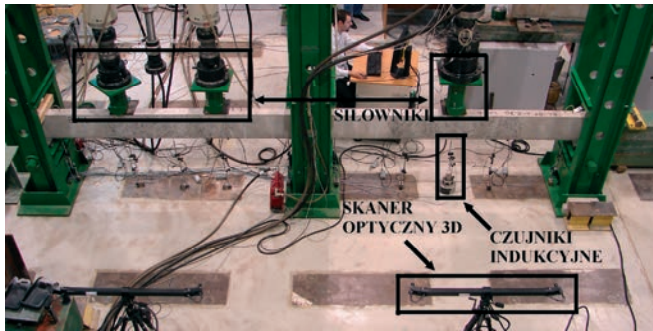


Rys. 1. Konstrukcja zbrojenia belek jednoprzęsłowych A1 i A2



Rys. 2. Konstrukcja zbrojenia belek dwuprzęsłowych B1 i B2

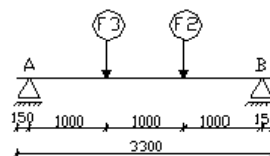
2.2. Stanowisko badawcze



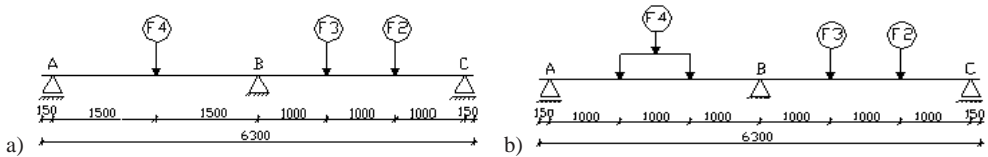
Rys. 3. Stanowisko badawcze

Badania prowadzono na stanowisku (Rys.3) umożliwiającym badanie belek o długości maksymalnej do 20 m, z możliwością zadawania obciążenia przez 5 niezależnie sterowanych siłowników, realizujących zaprogramowany, indywidualny, program obciążeń. Aparatura pomiarowa [1] może być „zsynchronizowana” ze sobą wspólnym impulsem i zapisem realizacji (zaprogramowanego dzięki zastosowaniu sterownika i siłowników) obciążenia w funkcji czasu rejestrowanego w sekundach. Odkształcenia belki mogą być porównawczo mierzone z wykorzystaniem czujników indukcyjnych (max. 60 torów pomiarowych) i skanera optycznego 3D.

W prezentowanych badaniach belki podparte były na łożyskach obrotowo-ślizgowych i obciążane dwoma siłownikami, w przypadku belek jednoprzęsłowych i trzema w przypadku belek dwuprzęsłowych, zgodnie ze schematami pokazanymi na rysunkach odpowiednio 4, 5 a i b.



Rys. 4. Schemat statyczny belek żelbetowych jednoprzęsłowych

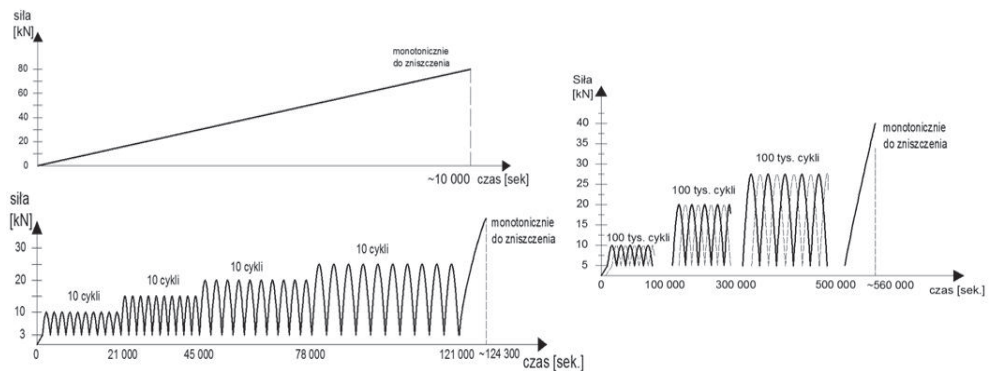


Rys. 5. Schemat statyczny belek żelbetowych a) obciążenia z odciążeniami b) obciążenia cykliczne

2.3. Programy obciążania

2.3.1. Belki jednoprzęsłowe – statycznie wyznaczalne

Belki jednoprzęsłowe obciążano dwoma siłownikami (F3 i F2) ze stałą prędkością przyrostu siły równą 0,4 kN/min, realizując trzy programy obciążania przedstawione schematycznie na rys. 6. Belki o symbolach A1M, A2M, C2M, D2M obciążano monotonicznie do zniszczenia, belki A1O, A2O – z odciążeniami po 10 cyklach na czterech poziomach obciążania, a następnie monotonicznie do zniszczenia, natomiast belki A1C, A2C – poddano obciążeniu sinusoidalnie, cyklicznie zmiennemu na trzech poziomach obciążania, po 100 tys. cykli, po których także nastąpił monotoniczny przyrost sił, aż do zniszczenia.



Rys.6. Przebieg obciążania dla belek jednoprzęsłowych

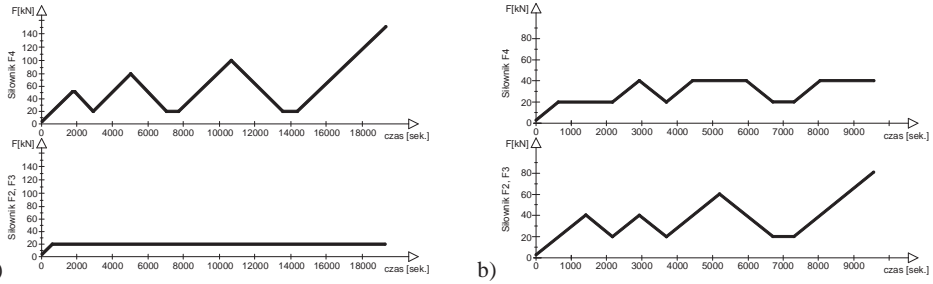
2.3.2. Belki dwuprzęsłowe – statycznie niewyznaczalne

W przypadku belek dwuprzęsłowych realizowano trzy programy obciążania zmiennego A, B i C; programy A i B to obciążania zmienne z odciążeniami na trzech poziomach obciążania i na koniec obciążone monotonicznie do zniszczenia z prędkością 1,6 kN/min, przy czym obciążenie:

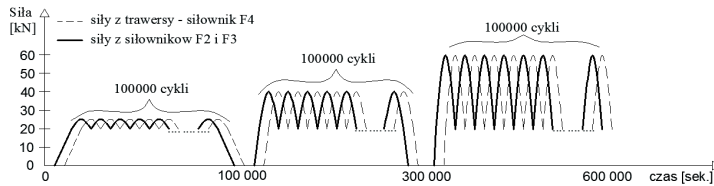
A – powodujące niszczenie przęsła obciążonego jedną siłą skupioną oznaczoną **F4**, a drugie przęsło obciążone dwoma, równej wartości siłami **F2** i **F3** (rys. 7a),

B – powodujące niszczenie przęsła obciążonego dwoma siłami skupionymi **F2** i **F3**; drugie przęsło obciążone stałą siłą skupioną **F4** (rys. 7b), natomiast trzeci program obciążania:

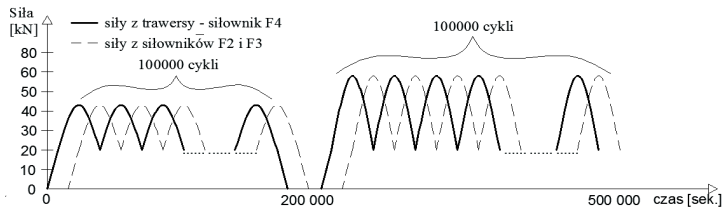
C – obciążenie cykliczne, sinusoidalne, symulujące przejazd samochodu realizowane przez dwie siły na jednym i drugim przęsle, schematycznie przedstawione dla belek o konstrukcji zbrojenia B1 na rys. 8, a dla belek o konstrukcji zbrojenia B2 na rys. 9.



Rys. 7. Przebieg obciążenia dla 8 belek: a) B1A i B2A (1 i 2) i b) B1B i B2B (1 i 2).



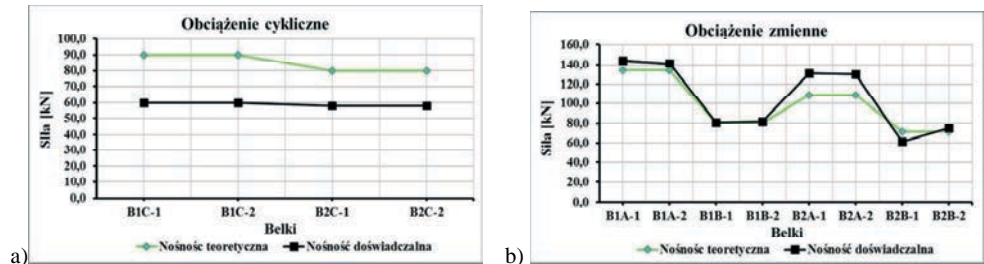
Rys. 8. Przebieg obciążenia dla belek o konstrukcji B1



Rys. 9. Przebieg obciążenia dla belek o konstrukcji B2

3. Wyniki badań

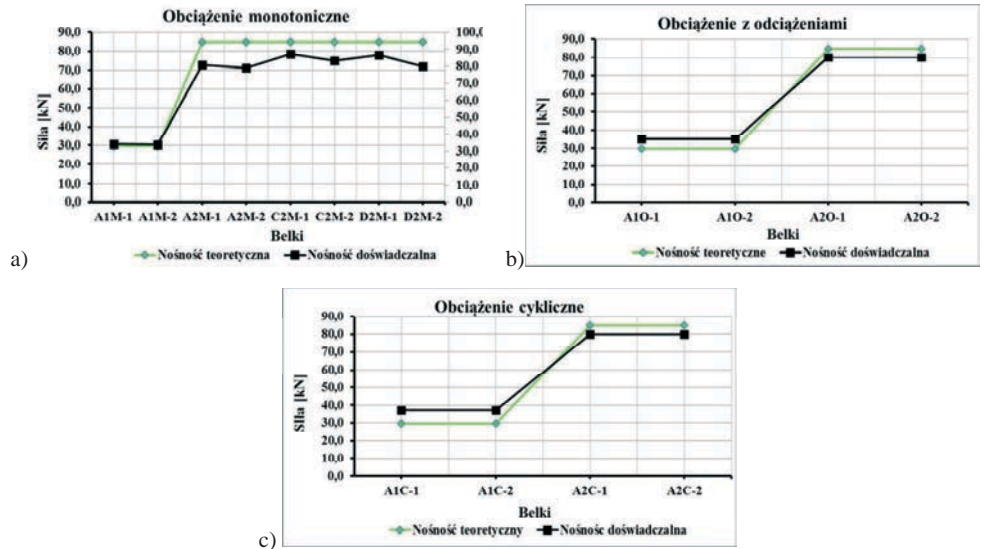
Siły niszczące (nośność) badanych belek obliczono na podstawie oszacowanej nośności na zginanie przekroju żelbetowego metodą uproszczoną, przy czym wytrzymałość betonu i stali przyjmowano zgodnie z uzyskanymi wynikami z badań towarzyszących na pobranych podczas betonowania próbkach oraz wycinkach prętów zbrojeniowych. Siły niszczące dla belek statycznie niewyznaczalnych wyznaczono metodą przegubów plastycznych. Porównanie otrzymanych wyników nośności teoretycznych i doświadczalnych dla belek jednoprzęsłowych przedstawiono w Tabeli 1 oraz na rys. 11a) belki obciążane monotonicznie, na rys. 11b) belki obciążane z odciążeniami i 11c) belki obciążane cyklicznie, natomiast dla belek dwuprzęsłowych w Tabeli 2 i na rys. 10a) belki obciążane cyklicznie oraz rys. 10b) belki obciążane z odciążeniami.



Rys. 10. Wykresy porównawcze teoretycznej i rzeczywistej siły niszczącej dla belek dwuprzęsłowych

Tabela 1. Zestawienie nośności badanych belek żelbetonowych jednoprzęsłowych

Symbol belki	Nośność teoretyczna	Nośność doświadczalna	Różnica nośności	Stosunek procentowy nośności
	[kN]	[kN]	[kN]	
OBCIĄŻENIE MONOTONICZNE				
A1M-1	29,6	34,0	4,4	114,8%
A1M-2	29,6	33,8	4,2	114,2%
A2M-1	84,8	81,0	-3,8	95,5%
A2M-2	84,8	79,0	-5,8	93,2%
C2M-1	84,8	87,2	2,4	102,9%
C2M-2	84,8	83,2	-1,6	98,1%
D2M-1	84,8	86,6	1,8	102,1%
D2M-2	84,8	80,1	-4,7	94,5%
	ŚREDNIA		-0,4	101,9%
OBCIĄŻENIE Z ODCIĄŻENIAMI				
A1O-1	29,6	35,0	5,4	118,2%
A1O-2	29,6	35,0	5,4	118,2%
A2O-1	84,8	80,0	-4,8	94,3%
A2O-2	84,8	80,0	-4,8	94,3%
	ŚREDNIA		0,3	106,3%
OBCIĄŻENIE CYKLICZNE				
A1C-1	29,6	37,0	7,4	125,0%
A1C-2	29,6	37,0	7,4	125,0%
A2C-1	84,8	80,0	-4,8	94,3%
A2C-2	84,8	80,0	-4,8	94,3%
	ŚREDNIA		1,3	109,7%



Rys. 11. Wykresy porównawcze obliczeniowej i doświadczalnej siły niszczącej dla belek jednoprzęsłowych

Tabela 2. Zestawienie nośności badanych belek żelbetowych dwuprzęsłowych

Symbol belki	Nośność teoretyczna	Nośność doświadczalna	Różnica nośności	Stosunek procentowy nośności
	[kN]	[kN]	[kN]	
OBCIĄŻENIE ZMIENNE (z odciążeniami)				
B1A-1	133,9	144,0	10,1	107,5%
B1A-2	133,9	141,1	7,2	105,3%
B1B-1	80,4	81,0	0,6	100,7%
B1B-2	80,4	82,0	1,6	101,9%
B2A-1	108,7	131,0	22,3	120,5%
B2A-2	108,7	129,9	21,2	119,5%
B2B-1	71,8	61,6	-10,2	85,8%
B2B-2	71,8	75,2	3,4	104,8%
	ŚREDNIA		7,0	105,8%
OBCIĄŻENIE CYKLICZNE				
B1C-1	89,8	60	-29,8	66,8%
B1C-2	89,8	60	-29,8	66,8%
B2C-1	80,0	58	-22,0	72,5%
B2C-2	80,0	58	-22,0	72,5%
	ŚREDNIA		-25,9	69,6%

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analizy otrzymanych wyników potwierdzono, że przewidywanie nośności elementów żelbetowych poddanych obciążeniom niskocyklicznym czy zmęczeniowym jest trudne, zwłaszcza dla belek statycznie niewyznaczalnych, gdyż zależy ono od współdziałania dwóch różnych materiałów beton-stal inaczej reagujących na procesy zmęczeniowe [2],[3].

Proces zmęczeniowy rozpatruje się, gdy element poddany jest przynajmniej 10^6 cykli obciążenia. W przeprowadzonych badaniach belek żelbetowych poddanych obciążeniom zmiennym cyklicznie, łączna liczba cykli wynosiła maksymalnie $3 \cdot 10^5$, stąd nie powinniśmy mieć tutaj do czynienia z typowymi efektami zmęczeniowymi, a jednak dla belek statycznie niewyznaczalnych takie efekty się pojawiły. Efekt zmęczeniowy [4] objawiający się utratą przyczepności na granicy stal-beton w strefie rozciąganej wraz z wyczerpaniem nośności betonu w strefie ściskanej wystąpił podczas prowadzonych badań belek dwuprzęsłowych, przy zakresie cyklu do ok. 0,7 teoretycznej siły niszczącej, już po 51605 cyklach.

Ogólnie na podstawie przeprowadzonych badań można wnioskować, że:

- nośność teoretyczna i doświadczalna w przypadku belek statycznie wyznaczalnych obciążanych monotonicznie, z odciążeniami oraz cyklicznie, a także belek statycznie niewyznaczalnych obciążonych obciążeniem zmiennym (z odciążeniami) są porównywalne, a niejednokrotnie nośność doświadczalna jest większa niż teoretyczna,
- nośność doświadczalna belek dwuprzęsłowych obciążanych cyklicznie jest mniejsza od nośności teoretycznej,
- zaobserwowana zależność powinna być uwzględniona przy opracowaniu metody oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowej opartej na analizie porównawczej emisji akustycznej [5], a szczególnie metody oceny trwałości obiektu.

Pracę wykonano w ramach projektu badawczego „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”. Pakiet Tematyczny 6 - „Innowacyjne metody tworzenia i wykorzystywania komputerowej reprezentacji wiedzy w inżynierii lądowej, kształtowanie infrastruktury transportowej z uwzględnieniem strategii zrównoważonego rozwoju”, Temat T.6.3.

Literatura

Goszczyńska B., Trąmpczyński W., Bacharz K., Bacharz M., Tworzewska J., Tworzewski P., Doświadczalna analiza odkształceń przestrzennych belek żelbetowych z zastosowaniem skanera optycznego 3D., *Inżynieria i Budownictwo* 3/2014, 156-159

- 1 Manfredi G., Pecce M. Low cycle fatigue of RC beams in NSC and HSC. *Engineering Structures*, Vol. 19, No 3, (1997) 217-223.
- 2 Godycki-Ćwirko T. *Mechanika Betonu*, Arkady, Warszawa 1982.
- 3 Dyduch K., Dyduch M., Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 Tom 2 -Rozdział 17: Stan graniczny zmęczenia konstrukcji żelbetowych i sprężonych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2005, 179-192.
- 4 Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., Monitoring of active destructive processes as a diagnostics tool for the structure technical state evaluation, *Biulletin of the Polish Academy of sciences, Technical Sciences*, Vol. 61, No. 1, 2013

A load capacity of cyclic loaded reinforced concrete beams

**Barbara Goszczyńska¹, Wiesław Trąmpczyński², Magdalena Bacharz³,
Kamil Bacharz⁴**

^{1,2,3,4} *Department of Materials Strength and Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: ¹bgoszczyńska@tu.kielce.pl, ²wtramp@tu.kielce.pl, ³mbacharz@tu.kielce.pl, ⁴kbacharz@tu.kielce.pl*

Abstract: In this paper, an effect of cyclic and variable loads on the capacity of reinforced concrete beams is investigated. The study was conducted on 28 reinforced concrete beams including 12 two-span beams - statically indeterminate and 16 simply supported single-span beams. Those beams were differentiated by the structure and degree of longitudinal reinforcement (two degrees of reinforcement) and load applied programs (three programs types) including the monotonic load, load with unloadings and cyclic load. The last one was taken as a sinusoidal cyclic load with 100,000 cycles carried out for three ranges of loading forces. On the basis of a comparative analysis it can be concluded that in the case of the two-span beams, the imposition of 252,000 load cycles results in 20% drop of the beam capacity. Such an effect is not observed for load with unloadings and in the case of simply supported beams.

Keywords: reinforced concrete beams, cyclic load, single-span and two-span beams capacity

Analiza wpływu rozmieszczenia prętów zbrojeniowych na deformacje i obraz zarysowania belki żelbetowej

Barbara Goszczyńska¹, Wiesław Trąpczyński², Paweł Tworzewski³

^{1,2,3} Katedra Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Betonowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska,

e-mail: ¹b.goszczyńska@tu.kielce.pl, ²wtramp@tu.kielce.pl, ³ptworzewski@tu.kielce.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę wpływu niesymetrycznego rozmieszczenia prętów zbrojeniowych w przekroju belki żelbetowej na deformacje w kierunku prostopadłym do powierzchni bocznej badanych elementów, którą przeprowadzono na podstawie wyników badań uzyskanych ze skanera optycznego 3D oraz inwentaryzacji zbrojenia. Uzyskane wyniki przemieszczeń i zarysowania środkowego odcinka belek żelbetowych, obciążanych do zniszczenia dwoma siłami skupionymi, potwierdzają duży wpływ niesymetrycznego rozmieszczenia prętów zbrojeniowych w przekroju belek na ich deformację i zarysowanie podczas obciążania. W pracy przedstawiono, iż przemieszczenia prostopadłe do powierzchni bocznej są wynikiem nieprawidłowości w rozmieszczeniu zbrojenia głównego, spowodowanego błędami na etapie wykonywania belek w zakładzie prefabrykacji.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, belki żelbetowe, przemieszczenia, zbrojenie, skaner optyczny, system ARAMIS

1. Wstęp

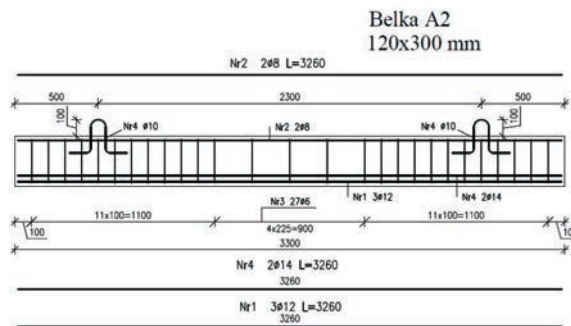
Na trwałość konstrukcji żelbetowych mają wpływ trzy fazy: projektowa, wykonawcza oraz eksploatacyjna. Błędy projektowe oraz wykonawcze wiążą się często z wysokimi kosztami ich usuwania [1]. Nieprawidłowe rozmieszczenie zbrojenia jest dość częstym błędem, pojawiającym się na etapie wykonywania żelbetowych elementów konstrukcyjnych. W skrajnych przypadkach, w elementach o niewielkich wymiarach przekroju poprzecznego przesunięcia w położeniu prętów względem zaprojektowanego, w dość istotny sposób wpływają na jego zachowanie pod wpływem działania obciążenia. Mogą one między innymi wpłynąć na deformację oraz obraz zarysowania tych elementów. W niniejszym artykule przedstawiono analizę wpływu błędów wykonawczych powodujących niesymetryczne rozmieszczenie zbrojenia podłużnego w belkach żelbetowych, na ich deformacje w procesie obciążania. Analizę tę wykonano na podstawie wyników badań laboratoryjnych sześciu belek żelbetowych wykonanych w zakładzie prefabrykacji. Niedokładności w rozmieszczeniu zbrojenia nie były celowym zabiegiem projektowym; były one skutkiem błędów popełnionych na etapie wykonawstwa belek.

2. Opis badań

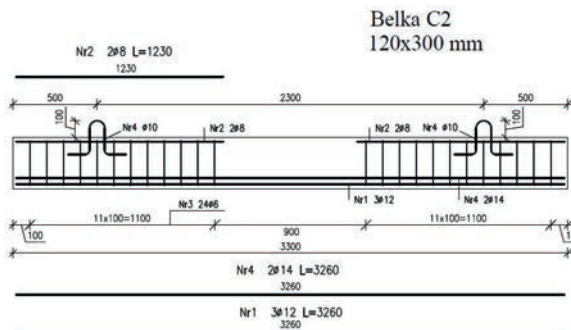
Badania realizowane były w ramach projektu badawczego, którego celem było opracowanie metody monitoringu i oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowych [2]. Elementami badawczymi były belki żelbetowe o wymiarach przekroju 120x300mm i długości 3300mm wykonane w zakładzie prefabrykacji. Wszystkie elementy wykonane

zostały z betonu planowanej klasy C40/50, zbrojone stalą BS500. Konstrukcję zbrojenia poszczególnych belek przedstawiono na rys 1. Wykonano także badania wytrzymałościowe materiałów zastosowanych do wykonania belek, stali na podstawie próby rozciągania pobranych próbek prętów zbrojeniowych oraz wytrzymałości na ściskanie betonu na pobranych podczas betonowania belek próbkach sześciennych i walcowych. Oszacowane z badań wytrzymałości średnie, to: $f_{cm}=68,6$ MPa dla betonu i $f_{yk} = 580,5$ MPa dla stali zbrojeniowej.

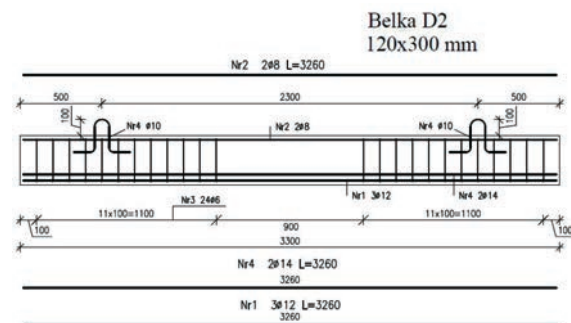
A2M-1, A2M-2



C2M-1, C2M-2



D2M-1, D2M-2



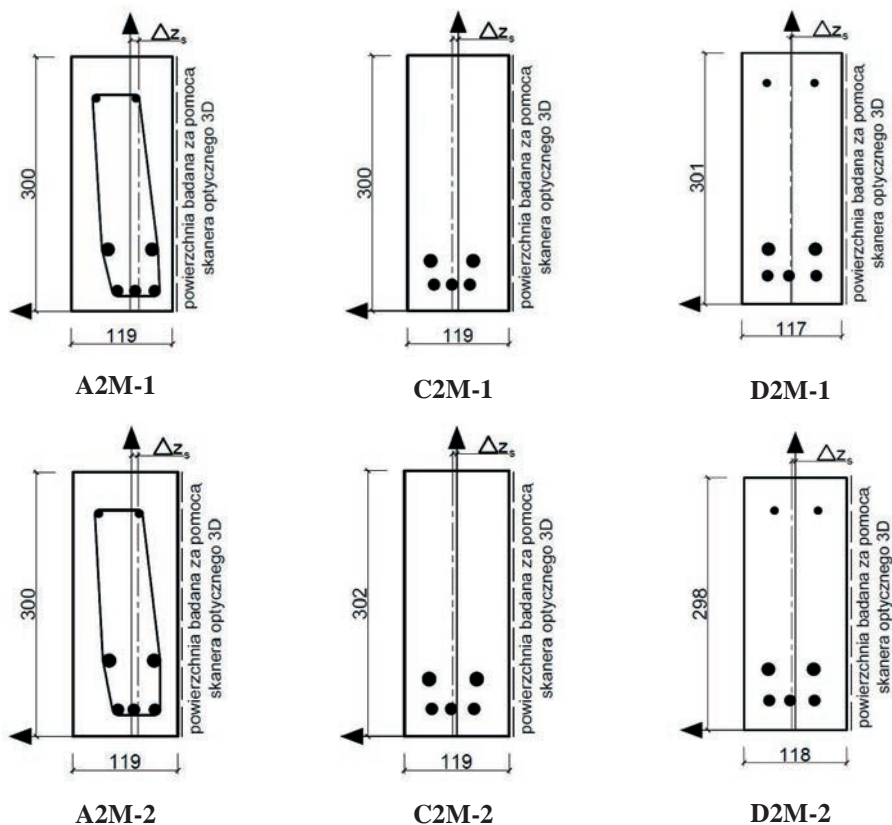
Rys. 1. Schematy zbrojenia

W celu ustalenia rzeczywistego rozmieszczenia prętów, po każdym badaniu rozkuto belki i przeprowadzono inwentaryzację prętów zbrojeniowych w przekroju środkowym belek. Stwierdzono, w ten sposób, jakie błędy zostały popełnione na etapie wykonawstwa tych elementów. Wyniki inwentaryzacji przedstawiono na rys 2.

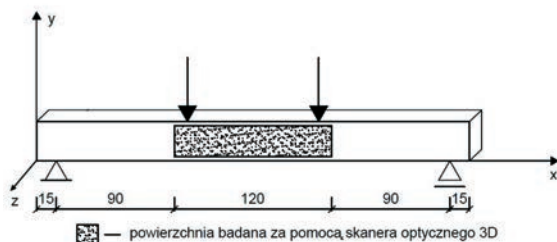
Belki obciążane były monotonicznie, do zniszczenia dwoma siłami skupionymi rozmieszczonymi symetrycznie, w odległości jednego metra od podpory. Badania odkształceń powierzchni bocznej belek na odcinku stałego momentu wykonano przy użyciu skanera

optycznego 3D. Pozwoliło to na zarejestrowanie przemieszczeń elementów w trzech kierunkach oraz pomiar zarysowania na obserwowanym obszarze. Schemat statyczny badanych belek oraz powierzchnię jaką poddano badaniu przedstawiono na rys. 3. Szczegóły dotyczące zastosowania skanera optycznego 3D do badania stanów granicznych użytkowalności belek są przedstawione w pracach [3] i [4].

Na podstawie wyników inwentaryzacji prętów zbrojeniowych wyznaczono położenie środka ciężkości zbrojenia i jego przesunięcie w płaszczyźnie poziomej względem projektowanego położenia, dla poszczególnych belek.

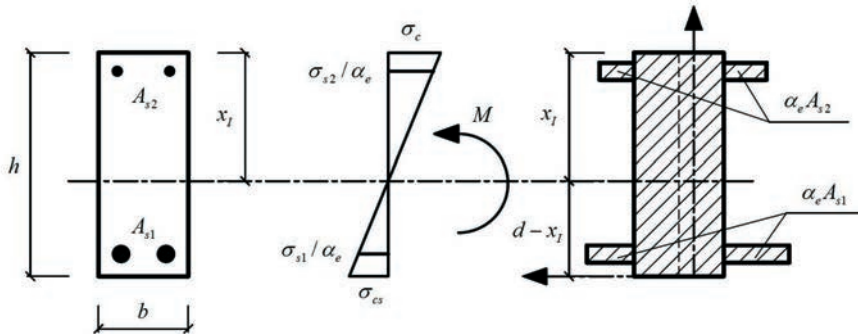


Rys. 2. Schemat rozmieszczenia prętów zbrojeniowych w środkowym przekroju belki po inwentaryzacji



Rys. 3. Schemat badania belek na zginanie z zaznaczonym obszarem badania odkształceń połowych z wykorzystaniem skanera optycznego 3D

W celu uwzględnienia przekroju betonowego obliczono również położenie środka ciężkości przekroju sprowadzonego w płaszczyźnie poziomej, gdzie każdy pręt potraktowano jako niezależny przekrój o określonych na podstawie inwentaryzacji współrzędnych [5]. Obliczenia oparto na rzeczywistych parametrach betonu i stali, uzyskanych z badań wytrzymałościowych. Ze względu na prowadzenie analizy na 3 poziomach obciążenia, do obliczeń zastosowano odpowiednio modele przekroju sprowadzonego w fazie I i II pracy elementów żelbetowych. Model dla fazy I przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Sprowadzony przekrój prostokątny w fazie I – oznaczenia wg EC2 [5]

3. Wyniki badań i analiz

Podczas badania belek żelbetowych zaobserwowano występowanie przemieszczeń poziomych (w kierunku Z zgodnie z przedstawionym na rys. 3 układem osi), czyli prostopadłych do powierzchni bocznej elementów. Przykładowo przemieszczenia belki A2M-1 osiągnęły w chwili zniszczenia ponad 100 mm, co jest wartością znaczącą i wręcz niebezpieczną.

Wyniki przemieszczeń - w kierunku Z - przekrojów położonych w połowie rozpiętości badanych belek, określone na czterech poziomach obciążenia względnego (w stosunku do rzeczywistej siły niszczącej) z jednoczesnym podaniem błędów w rozmieszczeniu zbrojenia w przekroju danego elementu, jako przesunięcie środka ciężkości zbrojenia i przesunięcie środka ciężkości przekroju sprowadzonego, przedstawiono w Tabeli 1.

Wyniki przeprowadzonej korelacji błędów rozmieszczenia zbrojenia i przemieszczenia w kierunku Z określonego na czterech poziomach obciążenia, pokazano w Tabeli 2.

Otrzymane wartości współczynnika korelacji - Pearsona (przedstawione w Tabeli 2) świadczą o bardzo wysokiej zależności między rozpatrywanymi zmiennymi. Można także zaobserwować, że jest ona wyższa w przypadku rozważania środka ciężkości przekroju sprowadzonego, niż dla środka ciężkości samych prętów zbrojeniowych. Wyniki korelacji pomiędzy środkami ciężkości przekrojów sprowadzonych obliczonych dla fazy I i II oraz przemieszczeniami są bardzo zbliżone. Przykładowy wykres korelacji pomiędzy przesunięciem środka ciężkości przekroju sprowadzonego oraz przemieszczeniem w kierunku Z przedstawiono na rys 5.

Tabela 1. Zestawienie otrzymanych wyników dla poszczególnych belek

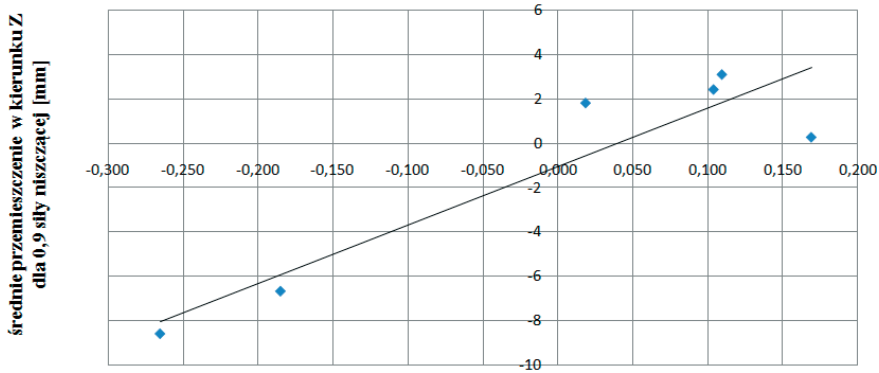
Belka	Siła niszcząca [kN]	Względna wartość siły	Poziom obciążenie - siłownik nr 1 [kN]	Poziom obciążenie - siłownik nr 2 [kN]	Przemieszczenie w kierunku Z [mm]	Przesunięcie poziome środka ciężkości przekroju sprowadzonego Δz_c [cm]		
						Faza I	Faza II	
A2M-1	78,9	0,50	39,4	39,6	-4,07	-1,03	-0,100	-0,265
		0,75	59,3	59,3	-6,39			
		0,91	71,2	71,4	-8,58			
		1,00	78,9	78,9	-102,14			
A2M-2	73,4	0,50	36,7	36,6	-3,29	-0,70	-0,068	-0,185
		0,75	55,1	54,9	-4,82			
		0,89	65,4	65,4	-6,66			
		1,00	73,4	73,3	-10,54			
C2M-1	86,1	0,50	43,2	43,2	0,17	0,75	0,063	0,169
		0,75	64,9	64,8	0,25			
		0,90	77,7	77,7	0,28			
		1,00	86,1	86,1	-0,22			
C2M-2	82,0	0,50	41,2	41,2	1,83	0,48	0,040	0,110
		0,75	61,6	61,6	2,60			
		0,91	74,3	74,3	3,11			
		1,00	82,0	82,0	6,66			
D2M-1	84,4	0,50	42,1	42,1	1,07	0,07	0,007	0,019
		0,75	63,0	63,0	1,68			
		0,90	75,9	76,0	1,83			
		1,00	84,4	84,4	3,07			
D2M-2	79,2	0,50	39,7	39,6	1,12	0,40	0,039	0,104
		0,75	59,5	59,5	2,22			
		0,90	71,2	71,2	2,44			
		1,00	79,2	79,20	4,20			

Tabela 2. Współczynniki korelacji dla przemieszczeń belek żelbetowych

Korelacje wyników dla wszystkich analizowanych belek	Przesunięcie poziome środka ciężkości zbrojenia Δz_s [cm]	Przesunięcie poziome środka ciężkości przekroju sprowadzonego Δz_c [cm]	
		Faza I	Faza II
Przemieszczenie w kierunku Z dla 0,5 siły niszczącej [mm]	0,90	0,92	0,92
Przemieszczenie w kierunku Z dla 0,75 siły niszczącej [mm]	0,90	0,92	0,92
Przemieszczenie w kierunku Z dla 0,9 siły niszczącej [mm]	0,91	0,93	0,92
Przemieszczenie w kierunku Z dla siły niszczącej [mm]	0,78	0,79	0,79

Przedstawione na rysunku 5 wyniki potwierdzają występowanie zależności pomiędzy przemieszczeniami prostopadłymi do powierzchni bocznej belki a niesymetrycznym rozmieszczeniem zbrojenia w przekroju belki żelbetowej. Takie zachowanie elementu powinno wpływać również na obraz zarysowania. W celu przeprowadzenia analizy zarysowania wykonano pomiary liczby rys oraz ich szerokości maksymalnej i średniej, przy użyciu skanera optycznego 3D. Podobnie jak w przypadku analizy przemieszczeń ograniczono obciążenia do czterech poziomów obciążenia. Wyniki pomiarów zestawiono

w tabeli 3. Powierzchnia belki, na której wykonano analizę zarysowania jest obszarem, na jakim prowadzone były pomiary z wykorzystaniem skanera 3D (Rys.3).



Przesunięcie środka ciężkości przekroju sprowadzonego Δz_{zc} w fazie II [cm]

Rys. 5. Wykres korelacji między przesunięciem poziomym środka ciężkości przekroju sprowadzonego dla fazy II oraz przemieszczeniem w kierunku Z - na poziomie 0,9 siły niszczonej

Tabela 3. Zestawienie wyników pomiarów rys na powierzchni bocznej belek

Belka	Względna wartość siły	Poziom obciążenia -	Poziom obciążenia -	Szerokość rysy	Szerokość	liczba rys
		siłownik nr 1 [kN]	siłownik nr 2 [kN]	maksymalna [mm]	rysy średnia [mm]	
A2M-1	0,50	39,4	39,6	0,13	0,05	24
	0,75	59,3	59,3	0,14	0,07	
	0,90	71,2	71,4	0,17	0,09	
	1,00	78,9	78,9	0,66	0,18	
A2M-2	0,50	36,7	36,6	0,12	0,06	22
	0,75	55,1	54,9	0,16	0,09	
	0,90	65,4	65,4	0,22	0,13	
	1,00	73,4	73,3	0,76	0,23	
C2M-1	0,50	43,2	43,2	0,23	0,11	17
	0,75	64,9	64,8	0,31	0,18	
	0,90	77,7	77,7	0,51	0,26	
	1,00	86,1	86,1	2,01	0,93	
C2M-2	0,50	41,2	41,2	0,25	0,13	16
	0,75	61,6	61,6	0,30	0,19	
	0,90	74,3	74,3	0,38	0,25	
	1,00	82,0	82,0	2,09	0,89	
D2M-1	0,50	42,1	42,1	0,18	0,09	21
	0,75	63,0	63,0	0,25	0,12	
	0,90	75,9	76,0	0,36	0,20	
	1,00	84,4	84,4	1,98	0,66	
D2M-2	0,50	39,7	39,6	0,16	0,08	19
	0,75	59,5	59,5	0,23	0,13	
	0,90	71,2	71,2	0,33	0,18	
	1,00	79,2	79,2	2,18	0,57	

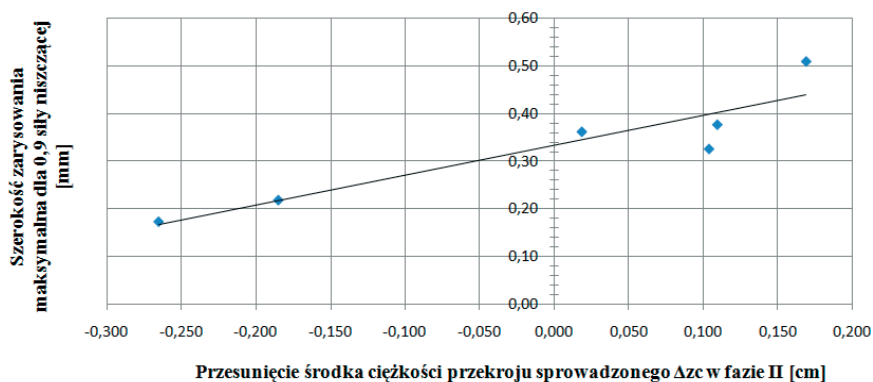
W celu sprawdzenia zależności pomiędzy wyznaczonymi zmiennymi a przesunięciem środka ciężkości przekroju, spowodowanym nieprawidłowym rozmieszczeniem zbrojenia

wykonano analizę korelacji. Wyniki korelacji błędów rozmieszczenia zbrojenia i obrazu zarysowania na czterech poziomach obciążenia pokazano w Tabeli 4. Podobnie jak poprzednio, zależność pomiędzy przesunięciem środka ciężkości zbrojenia oraz przekroju sprowadzonego a średnią i maksymalną szerokością rys, a także ich liczbą jest bardzo silna.

Przykładowy wykres korelacji pomiędzy przesunięciem środka ciężkości przekroju sprowadzonego oraz maksymalną szerokością rysy przy obciążeniu belki odpowiadającemu 0,9 siły niszczącej, przedstawiono na rys 6.

Tabela 4. Wyniki korelacji analizy zarysowania i przesunięcia poziomego środka ciężkości zbrojenia

Korelacje wyników dla wszystkich analizowanych belek	Przesunięcie poziome środka ciężkości zbrojenia Δz_s [cm]	Przesunięcie poziome środka ciężkości przekroju sprowadzonego Δz_c [cm]	
		Faza I	Faza II
Szerokość rysy maksymalna na poziomie 0,5 siły niszczącej [mm]	0,87	0,85	0,86
Szerokość średnia rys na poziomie 0,5 siły niszczącej [mm]	0,88	0,86	0,87
Szerokość rysy maksymalna na poziomie 0,75 siły niszczącej [mm]	0,95	0,93	0,94
Szerokość średnia rys na poziomie 0,75 siły niszczącej [mm]	0,91	0,90	0,90
Szerokość rysy maksymalna na poziomie 0,9 siły niszczącej [mm]	0,93	0,92	0,92
Szerokość średnia rys na poziomie 0,9 siły niszczącej [mm]	0,95	0,94	0,94
Szerokość rysy maksymalna na poziomie siły niszczącej [mm]	0,95	0,96	0,96
Szerokość średnia rys na poziomie siły niszczącej [mm]	0,95	0,94	0,94
Liczba rys	-0,92	-0,91	-0,91



Rys. 6. Wykres korelacji pomiędzy przesunięciem poziomym środka ciężkości przekroju sprowadzonego dla fazy II oraz maksymalną szerokością rysy dla analizowanych belek na poziomie 0,9 siły niszczącej

4. Wnioski

Przedstawione wyniki potwierdzają istnienie silnej zależności pomiędzy niesymetrycznym rozmieszczeniem prętów zbrojeniowych, a przemieszczeniami w kierunku prostopadłym do powierzchni bocznej belki, a także obrazem zarysowania belki.

Na podstawie przedstawionych badań można stwierdzić, że znaczne, wręcz niebezpieczne, przemieszczenia w kierunku prostopadłym do powierzchni belki mogą być spowodowane błędami wykonawczymi elementów w zakładzie prefabrykacji.

Biorąc pod uwagę analizę korelacji, można zauważyć, że na powierzchni bocznej, która podlega rozciąganiu liczba rys jest mniejsza, co skutkuje większą maksymalną szerokością rysy.

Można stwierdzić, że zastosowanie skanera optycznego 3D przy badaniach elementów żelbetowych daje szerokie możliwości prowadzenia analiz zachowania tych elementów pod wpływem działania obciążenia.

Pracę wykonano w ramach Projektu Rozwojowego N R04 0007 10

Literatura

- 1 Skarżyński Ł., Majewski T. Stan awaryjny stropu w budynku użyteczności publicznej będący następstwem błędów projektowych i wykonawczych, *Awarie Budowlane* 2013, 2013, s. 735-742,
- 2 Goszczyńska B., Świt G., Trąpczyński W., Krampikowska A., Tworzewska J., Tworzewski P. Experimental validation of concrete crack initiation and location with acoustic emission method, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 12, Nr 1, 2012, s. 23-28,
- 3 Goszczyńska B., Trąpczyński W., Bacharz K., Bacharz M., Tworzewska J., Tworzewski P. Doświadczalna analiza odkształceń przestrzennych belek żelbetowych z zastosowaniem skanera optycznego 3D, *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 3, 2014, s. 156-159,
- 4 Smarzewski P. Stany graniczne użyteczności belek żelbetowych z betonu wysokowartościowego z dodatkiem włókien, *Budownictwo i Architektura* Nr 12, 2013, s. 155-162,
- 5 Łapko A., Jensen B. Ch., *Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych*, Arkady, Warszawa 2005.

An analysis of the influence of the reinforcing bar distribution on the beam deformation during loading

Barbara Goszczyńska¹, Wiesław Trąpczyński², Paweł Tworzewski³

^{1,2,3} *Department of Strength of Materials and Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology,*
e-mail: ¹b.goszczyńska@tu.kielce.pl, ²wtramp@tu.kielce.pl, ³ptworzewski@tu.kielce.pl

Abstract: The article presents the analysis of the influence of the rebars distribution, in reinforced concrete beam section, on the perpendicular (to the side surface) deformation of the tested element. The beams were tested under the load of two forces. Displacements and crack formation in middle part of reinforced concrete beams were measured by using 3D optical scanner. Test results confirm the large influence of the asymmetry of the reinforcing bars distribution, within beams cross-sections, on their deformation and crack formation during loading. It is shown that the displacements perpendicular to the side surface are consequent upon irregularities in the distribution of the main reinforcement due to errors in the stage of beams manufacturing in the precast factory.

Keywords: reinforced concrete, reinforced concrete beam, displacement, reinforcement, optical scanner, the Aramis system

Wpływ położenia styku na wysokości żelbetowych elementów zespolonych o przekroju teowym na stan graniczny zarysowania styku

Łukasz Jabłoński

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: l.jablonski@pollub.pl

Streszczenie: W pracy zrelacjonowano badania żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym z różnie usytuowanym stykiem. Analizowano obraz zarysowania belek oraz wartości sił, przy których nastąpiło zarysowanie styku. Wykonano również obliczeniową analizę wpływu położenia styku oraz różnicy modułów sprężystości łączonych betonów na wartość naprężeń w styku.

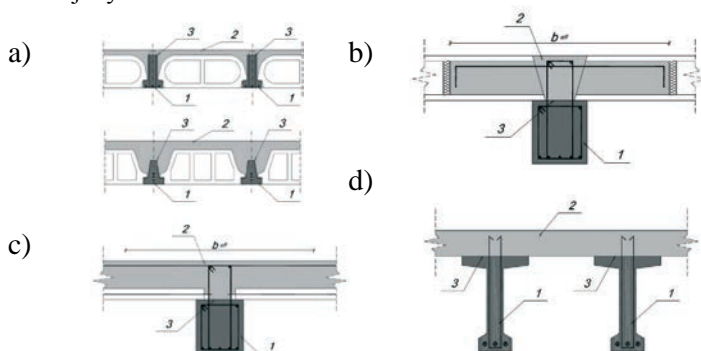
Słowa kluczowe: żelbetowe belki zespolone, przekrój teowy, zarysowanie styku

1. Wprowadzenie

W praktyce inżynierskiej betonowe elementy zespolone o przekroju teowym spotykane są dość często (rys.1). Przekrój teowy występuje np. w:

- stropach gęstożebrowych z prefabrykowanymi lub częściowo prefabrykowanymi żebrami,
- w strefach monolityzowanego wieńcem oparcia prefabrykowanych płyt stropowych (płyt kanałowych lub stropu deskowego) na prefabrykowanej lub monolitycznej belce,
- elementach konstrukcyjnych mostów, złożonych z prefabrykowanych belek mostowych i monolitycznej płyty.

W teowych elementach zespolonych styk między łączonymi elementami składowymi może znajdować się na różnym poziomie – w półce, między półką i środkiem lub w środku na różnej wysokości.



Rys. 1. Przykłady elementów zespolonych o przekroju teowym: a) stropy gęstożebrowe na prefabrykowanych belkach żelbetowych i sprężonych, b) płyty kanałowe oparte na prefabrykowanych podciągach monolityzowane wieńcem, c) płyty stropów deskowych np. „filigran” oparte na belkach, monolityzowanych betonem uzupełniającym, d) zespolone elementy mostowe; 1 - prefabrykat, 2 – beton monolityczny, 3 – styk

Pomimo szerokiego zastosowania praktycznego teowe elementy zespolone były przedmiotem nielicznych prac [6, 7, 8]. Nie analizowano w nich jednak w sposób kompleksowy wpływu parametrów styku, jego podatności i położenia, a przecież styk, jako strefa nieciągłości betonowania jest najsłabszym miejscem w elemencie. Zdecydowanie więcej uwagi poświęcano elementom zespolonym o przekroju prostokątnym (np. [1-5]).

W niniejszej pracy opisano własne badania żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym, analizując obraz zarysowania styku w zależności od jego położenia, a także dokonano obliczeniowej analizy naprężeń ścinających w styku usytuowanym na różnej wysokości.

Punktem wyjścia do tej analizy były wnioski z rozważań dotyczących elementów zespolonych o przekrojach prostokątnych. W publikacjach [3,4] dowiedziono, że dla pracy statycznej elementów zespolonych w przekroju prostokątnym istotna jest nie tylko nośność styku, ale przede wszystkim wartość obciążenia rysującego styk. Po zarysowaniu styk staje się podatny, co ma podstawowy wpływ na dystrybucję sił wewnętrznych, w szczególności ścinających. Ponadto zarysowanie styku skutkuje zmniejszeniem nośności przekrojów przypodporowych. W pracy [4] stwierdzono również, że maksymalna nośność belki zespolonej o przekroju prostokątnym na zginanie i ścinanie może być osiągnięta jedynie, gdy styk aż do chwili zniszczenia belki pozostanie niezarysowany lub zarysuje się jedynie lokalnie na niewielkim odcinku. Za warunek obliczeniowy uzyskania takiego mechanizmu zniszczenia uznano, aby najpierw pojawiła się rysa ukośna, a dopiero w drugiej kolejności rysa w styku (rysa w styku może być przedłużeniem rysy ukośnej). W przeciwnym przypadku, gdy rysa w styku poprzedza rysę ukośną, następuje delaminacja styku i rozdzielenie elementów składowych, które zaczynają pracować niejako oddzielnie.

2. Badanie zespolonych belek żelbetowych o przekroju teowym

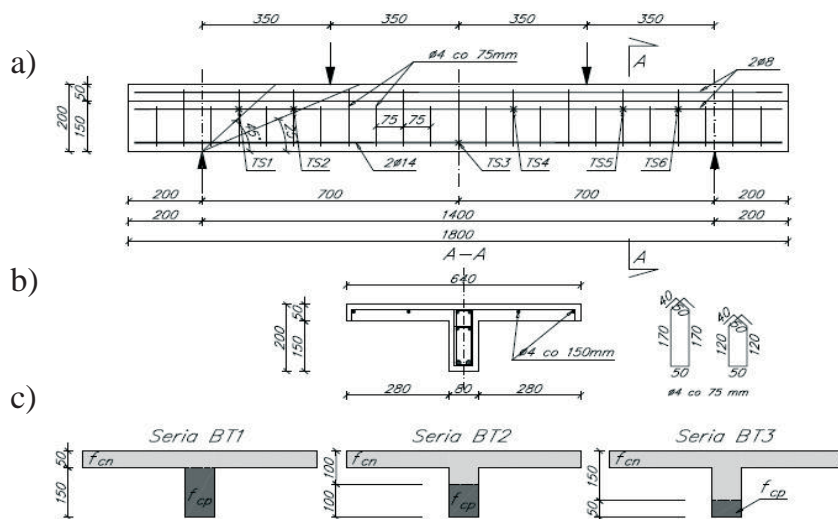
2.1. Badane elementy i przebieg badań

Badaniu poddano belki zespolone o przekroju teowym o wymiarach płyty 640 x 50 x 1800 mm i środnika 80 x 150 x 1800 mm. Styk między dwoma betonami w serii BT-1 znajdował się między półką górną a środnikiem w $\frac{3}{4}$ wysokości, w serii BT-2 – w połowie wysokości a w serii BT-3 – w $\frac{1}{4}$ wysokości belki (rys.2)

Elementy przygotowywano w dwóch etapach. W etapie pierwszym zabetonowano środnik (seria BT1) lub jego część (serie BT2 i BT3), a po upływie 14 dni dobetonowywano górną płytę lub górną część środnika z płytą. Nośność styku zapewniona była przez przyczepność między betonami oraz pręty zbrojenia pionowego (zszywającego). Belki zaprojektowano tak, aby zniszczyły się przez ścinanie. Zbrojenie podłużne dolne wykonano z dwóch prętów $\phi 14$ ($\rho_l = 2,21\%$), a górne z dwóch prętów $\phi 8$. Zastosowano dwa rodzaje strzemion dwuramiennych z prętów $\phi 4$ w rozstawie co 75 mm oraz 150 mm stanowiących zbrojenie styku (seria BT1 – $\rho_{w,i} = 0,21\%$, serie BT2 i BT3 – $\rho_{w,i} = 0,42\%$). Zbrojenie płyty stanowiła siatka z prętów $\phi 4$ o oczku 150 x 150 mm.

Belki poddano zginaniu w schemacie czteropunktowym w prasie hydraulicznej Zwick/Roell. W celu zapewnienia stabilności podczas badania, belki badano w pozycji odwróconej (rys. 3), a obciążenia przykładano za pośrednictwem sztywnego trawersu. Badania prowadzono do zniszczenia belek.

W trakcie badania, dla jednej belki z każdej serii zadany był płynny przyrost obciążenia z prędkością 1kN/0,5min z ciągłym pomiarem parametrów (odkształceń elementu i zbrojenia oraz ugięcia). Obciążanie pozostałych belek zatrzymywane było co 10kN na czas dokonania inwentaryzacji zarysowania i odczytu przemieszczenia wzajemnego części składowych w styku na końcu belki.



Rys. 2. Przekroje badanych belek: a) przekrój podłużny ze zbrojeniem i rozmieszczeniem tensometrów, b) zbrojenie przekroju poprzecznego, c) usytuowanie styku w poszczególnych seriach; TS1, TS2, TS4, TS5, TS6 – tensometry na strzemiączach, TS3 – tensometr na zbrojeniu głównym



Rys. 3. Widok belki przygotowanej do badania




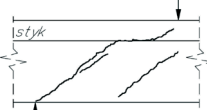
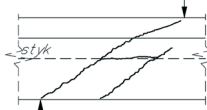
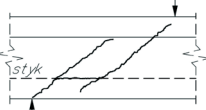
2.2. Wyniki badań w odniesieniu do zarysowania styku

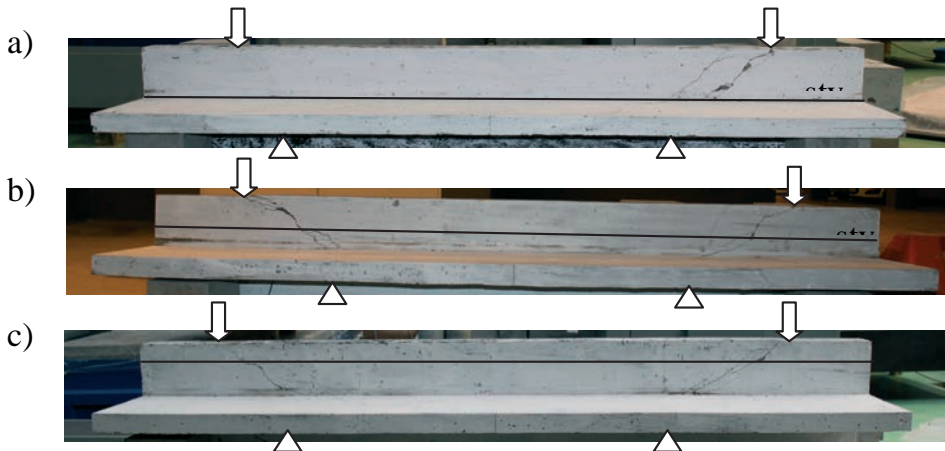
Przebieg procesu zarysowania był następujący. W pierwszych etapach obciążenia we wszystkich belkach powstawały rysy prostopadłe w środku przy sile o wartości ok 20kN. Rysy ukośne pojawiły się w późniejszych etapach przy siłach ok. 50 - 60kN. Wraz ze wzrostem obciążenia szerokość rys ukośnych wzrastała. Największe rozwarości osiągały zazwyczaj rysy ukośne, które pojawiły się jako pierwsze.

We wszystkich seriach (pomimo różnego stopnia zbrojenia zszywającego) zaobserwowano lokalne zarysowanie w styku. W belkach serii BT1 zarysowanie styku objawiało się zmianą kierunku głównej rysy ukośnej na poziomy po dojściu do styku. Rysa propagowała w styku na niewielkim odcinku a następnie przechodziła w półkę górną stając się znów rysą ukośną. W belkach serii BT2 i BT3 rysy ukośne nie zmieniały kierunku po dojściu do styku, ale przecinały go propagując dalej w betonie „nowym”, natomiast po przekroczeniu obciążenia rysującego styk następowało lokalne poziome zarysowanie styku na odcinku łączącym sąsiednie rysy ukośne. Charakterystyczne obrazy zarysowania dla każdej z serii belek przedstawia rys. 4.

Wartość sił niszczących oraz sił, przy których nastąpiło zarysowanie styku oraz obraz zarysowania styku zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie sił niszczących i rysujących oraz obraz zarysowania styku

		Seria BT1 styk = 3/4h	Seria BT2 styk = 1/2h	Seria BT3 styk = 1/4h
				
Wytrzymałość na ściskanie	beton „stary”	53,01 MPa	51,66 MPa	48,27 MPa
	beton „nowy”	47,50 MPa	48,71 MPa	45,13 MPa
Wytrzymałość na rozciąganie	beton „stary”	3,85 MPa	5,99 MPa	5,67 MPa
	beton „nowy”	2,88 MPa	5,32 MPa	5,00 MPa
Moduł sprężystości	beton „stary”	36,29 GPa	36,01 GPa	35,28 GPa
	beton „nowy”	35,11 GPa	35,38 GPa	34,57 GPa
Siła niszcząca		137,0 kN	145,0 kN	143,0 kN
		138,0 kN	136,0 kN	144,0 kN
		128,0 kN	142,0 kN	118,0 kN
Siła, przy której nastąpiło zarysowanie styku		80,0 kN	130,0 kN	120,0 kN
		80,0 kN	100,0 kN	120,0 kN
		70,0 kN	brak danych	brak danych
Obraz zarysowania styku				
		rysa w styku stano-wiła kontynuację rysy ukośnej po jej dojściu do styku	rysa w styku połą-czyła powstałe wcześniej rysy ukośne	rysa w styku połą-czyła powstałe wcześniej rysy ukośne



Rys. 4. Obraz wybranych belek poszczególnych serii po zniszczeniu; a) seria BT1 (styk = 3/4h), b) seria BT2 (styk = 1/2h), c) seria BT3 (styk = 1/4h)

3. Naprężenia rysujące styk

Dla przebadanych belek zespolonych o przekroju teowym obliczono wartości naprężeń stycznych w styku przy siłach powodujących zarysowanie styku. Uwzględniono rzeczywiste położenie styku na wysokości belek oraz różnicę modułów sprężystości betonów składowych. Zastosowano procedurę sprężystej analizy warstwowej, zaadaptowaną do analizy żelbetonowych belek zespolonych w [4]:

$$\tau = \frac{V_{cr}}{b_j \cdot \frac{\Delta_{11} \cdot (E_p J_p + E_n J_n)}{w_0}}, \quad (1)$$

gdzie:

V_{cr} – siła poprzeczna, przy której nastąpiło zarysowanie styku,

$$\Delta_{11} = \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_n A_n} + \frac{w_0^2}{E_p J_p + E_n J_n}.$$

E_p, A_p, J_p – moduł sprężystości betonu, pole przekroju i moment bezwładności warstwy elementu pierwotnego,

E_n, A_n, J_n – moduł sprężystości betonu, pole przekroju i moment bezwładności warstwy betonu uzupełniającego,

b_j – szerokość przekroju w rozpatrywanym punkcie,

w_0 – odległość między środkami ciężkości warstw.

Obliczone wartości porównano z naprężeniami rysującymi styk. Opierając się na pracy [4] za podstawę obliczenia naprężeń rysujących styk przyjęto zmodyfikowany wzór normowy [9] pozwalający na obliczenie naprężeń odpowiadających nośności styku na ścinanie. Modyfikacja wzoru polegała na uwzględnieniu faktu, że w chwili zarysowania styku naprężenia w zbrojeniu zszywającym $\sigma_{s,j(cr)}$ w przypadku gładkiej powierzchni styku nie przekraczają wartości $0,15 f_{ywd}$:

$$\tau_{Rd,j(cr)} = k_T f_{ctm,min} + \mu \sigma_N + \rho_j \sigma_{s,j(cr)} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2)$$

gdzie:

k_T – współczynnik zależny od szorstkości płaszczyzny styku, ($k_T = 0,91$),

$f_{ctm,min}$ – średnia wytrzymałość na rozciąganie słabszego z łączonych betonów,

μ – współczynnik tarcia ($\mu = 0,6$),

σ_N – naprężenia normalne do powierzchni styku,

ρ_j – stopień zbrojenia styku,




$\sigma_{s,j(cr)}$ – naprężenia w zbrojeniu zszywającym w strefie przystykowej w chwili zarysowania styku,

α – kąt nachylenia zbrojenia zszywającego do powierzchni styku.

Uzyskane wartości zestawiono w tabeli 2.

W przypadku styku usytuowanego na granicy między półką a środkiem uzyskane w badaniach naprężenia rysujące styk były średnio o 23% większe od teoretycznych, w przypadku styku usytuowanego w połowie wysokości przekroju uzyskano wartości zbliżone, a w przypadku usytuowania styku w dolnej części przekroju naprężenia rysujące styk były o 57% mniejsze od teoretycznych.

Tabela 2. Naprężenia styczne w styku przy sile powodującej zarysowanie styku

Seria BT1 styk = 3/4h		Seria BT2 styk = 1/2h		Seria BT3 styk = 1/4h	
					
Teoretyczna	Zbadana	Teoretyczna	Zbadana	Teoretyczna	Zbadana
2,93 MPa	3,75 MPa 3,75 MPa 3,28 MPa	5,22 MPa	5,58 MPa 5,15 MPa brak danych	4,97 MPa	3,18 MPa 3,18 MPa brak danych

4. Wartości naprężeń stycznych w styku w zależności od położenia styku na wysokości belki

W celu pokazania wpływu położenia styku na wartość naprężeń w styku przed jego zarysowaniem obliczono naprężenia styczne w styku belek zespolonych o geometrii odpowiadającej badanym belkom przy sile poprzecznej $V = 50$ kN. Założono, że styk jest niepodatny (niezarysowany).

Chcąc pokazać wpływ różnicy modułów sprężystości łączonych betonów założono tę różnicę nieco inną niż w badanych belkach. Założono zatem wariantowo:

- wariant I - moduł sprężystości betonu „starego” $E_p = 32$ GPa i „nowego” $E_n = 35$ GPa,
- wariant II - $E_p = 35$ GPa i $E_n = 32$ GPa.

Obliczenia wykonano także przy założeniu jednakowych modułów sprężystości łączonych betonów. W tym przypadku wyrażenie (2) sprowadza się do klasycznego wzoru pozwalającego na obliczenie naprężeń stycznych na wysokości przekroju:

$$\tau = \frac{V \cdot S(x)}{I \cdot b_i} \quad (3)$$

gdzie:

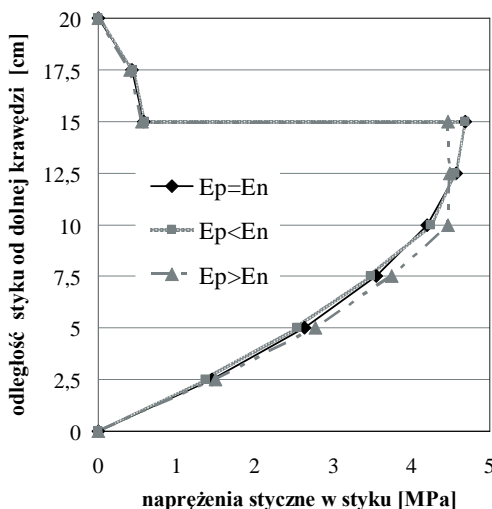
V – siła poprzeczna,

$S(x)$ - moment statyczny względem osi głównej przekroju części przekroju między punktem, w którym oblicza się naprężenia, a krawędzią przekroju,

I - moment bezwładności przekroju,

b_i – szerokość przekroju w rozpatrywanym punkcie.

Na podstawie obliczeń sporządzono wykres zależności naprężeń stycznych przy różnie usytuowanym styku (rys.5). Stwierdzić można, że największe naprężenia w styku elementu o przekroju teowym występują, jeśli styk jest usytuowany między środkiem a półką. Wpływ uwzględnienia różnicy modułów sprężystości jest nieznaczny w przypadku gdy moduł sprężystości betonu „nowego” jest większy niż moduł sprężystości betonu „starego”. Ujawnia się on natomiast w przypadku, gdy moduł sprężystości betonu „nowego” jest mniejszy niż moduł sprężystości betonu „starego”



Rys. 5. Wartość naprężeń stycznych w styku belki zespolonej o przekroju teowym w zależności od położenia styku na wysokości przy różnych wariantach relacji modułów sprężystości prefabrykatu E_p i betonu nowego E_n .

5. Podsumowanie

Przedstawione w pracy wyniki badań i analiz można podsumować następująco:

1. Badane belki o przekroju teowym zniszczyły się na ścinanie przy lokalnym zarysowaniu styku.
2. W badaniach zaznaczył się wpływ położenia styku zarówno na wartość siły rysującej styk jak i na obraz zarysowania styku. W przypadku styku usytuowanego między półką a środkiem najpierw pojawiła się rysa ukośna, rysa w styku stanowiła jej kontynuację, natomiast gdy styk usytuowany był w dolnej lub środkowej części środka rysa w styku połączyła dwie sąsiednie rysy ukośne, które wcześniej przecięły styk.
3. Istotny wpływ różnicy modułów sprężystości łączonych betonów na wartość naprężeń w styku występuje, gdy moduł sprężystości betonu „starego” jest większy niż moduł betonu „nowego” i ujawnia się głównie na wysokości środka.

Na podstawie analizy uzyskanych wyników zaprogramowano dalsze badania belek o przekroju teowym mające na celu ustalenie wpływu parametrów styku (likwidacja przyczepności, stopień zbrojenia). Zaplanowano także analizy zachowania się takich belek metodą elementów skończonych.

Informacje dodatkowe

Mgr inż. Łukasz Jabłoński jest stypendystą projektu "Kwalifikacje dla rynku pracy - Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy" współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Mr. Łukasz Jabłoński, participant of the project: "Qualifications for the labour market - employer friendly university", co financed by European Union from European Social Fund.

Literatura

- 1 Cholewicki A.: Konstrukcje zespolone z prefabrykatów, Prace Naukowe ITB, Warszawa 2001
- 2 Gohnert M.: Proposed theory to determine the horizontal shear between composite precast and In situ concrete. *Cement and Concrete Composites* 22 (2000), str. 469-476
- 3 Gromysz K.: Badania żelbetowych płyt warstwowych obciążonych doraźnie, cyklicznie i kinematycznie, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej 2013
- 4 Halicka A.: Studium stanu naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansywnych, Wydawnictwo uczelniane, Lublin 2007
- 5 Hegger J., Görtz S.: Nachträglich ergänzte Querschnitte mit horizontaler Fuge nach DIN 1045-1. *Beton- und Stahlbetonbau* 98, Heft 5/2003, str. 277-284
- 6 Sadowska-Buraczewska B.: Zginane belki żelbetowe wzmocnione betonami nowej generacji, *Materiały IX Konferencji naukowej „Konstrukcje zespolone”*, Zielona Góra 2011, str. 267-274
- 7 Tan K. H., Guan L. W., Lu X., Lim T. Y.: Horizontal Shear Strenght of Indirectly Loaded Composite Concrete Beams, *ACI Structural Journal/July-August 1999*, str. 533-538
- 8 Wilczyński R.: Konstrukcje Zespolone, Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Wersja finalna, pod red. B. Lewickiego, ITB, Warszawa 2004, str. 193-207
- 9 PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2:2008. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków

Influence of the interface location at the height of composite reinforced concrete elements on the interface crack limit state

Łukasz Jabłoński

*Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: l.jablonski@pollub.pl,*

Abstract: In this paper the results of the research of T-shape cross-section beams with differently located interface are presented. The cracks pattern and the value of the force causing the interface cracking are analysed. Moreover, the influence of the interface location and the difference of the elastic moduli of joint materials on the stress level in the interface were also analysed.

Keywords: concrete composite beams, T-shape cross-sections, interface, delamination

Doświadczalna weryfikacja modelu obliczeniowego zintegrowanego obiektu mostowego

Jakub Jarosz

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

Streszczenie: W referacie przedstawiono wyniki badań polegających na pomiarze przemieszczeń konstrukcji zintegrowanego mostu żelbetowego w ciągu łącznika drogi ekspresowej S8. Zaprezentowano wartości ugięć pionowych w środku rozpiętości przęsła oraz wielkości przemieszczeń poziomych korpusu przyczółka. Analizowano zachowanie konstrukcji w przypadkach obciążenia pojazdami hamującymi oraz ustawionymi nieruchomo na ryglu lub klinie odłamu. Ponadto zbadano wpływ początkowej prędkości hamowania na wielkość przemieszczeń poziomych.

Wyniki porównano z rezultatami symulacji numerycznych. Rozpatrzono dwa typy modelu obliczeniowego – w pierwszym pominięto współpracę rygla z podłożem gruntowym i nawierzchnią drogową, a w drugim przeciwnie. W obu przypadkach przyjęto takie same właściwości geotechniczne nasypu za przyczółkiem oraz posadowienia. Przewidywane wg obu modeli ugięcia pionowe zestawiono ze sobą.

Zwiększenie sztywności przęsła w wyniku współpracy konstrukcji z warstwami drogowymi uwzględniono poprzez zwiększenie grubości żelbetowej płyty pomostu. Przekrój rzeczywisty, niejednorodny materiałowo, sprowadzono do przekroju homogenicznego. Warstwy drogowe przeliczono na ekwiwalentne warstwy żelbetowe. Obliczono położenie osi obojętnej przekroju sprowadzonego, sprowadzony moment bezwładności oraz odpowiadającą mu wysokość konstrukcyjną rygla.

Zilustrowano zmiany wielkości ugięć pionowych oraz przemieszczeń poziomych w czasie dla wariantów obciążenia pojazdami hamującymi. Porównano wpływ hamowania na przęsła oraz w strefie klina odłamu. Przeprowadzono analizę aktywacji przemieszczenia wywołanego obciążeniem pojazdami poruszającymi się, w odniesieniu do przemieszczenia spowodowanego ciężarem statycznym ustawionym na klinie.

Słowa kluczowe: mosty zintegrowane, obciążenie próbne, przekrój sprowadzony, współpraca konstrukcji z gruntem

1. Wprowadzenie

W przeszłości proces projektowania obiektów mostowych wymagał znacznie większego nakładu pracy niż dzisiaj. Było to spowodowane nie tylko ręcznym wykonywaniem rysunków w tuszu, ale również czasochłonnymi obliczeniami statycznymi i wytrzymałościowymi. W przeciwieństwie do aktualnych tendencji w projektowaniu, jeszcze dekadę temu starano się sprowadzać modele do jak najprostszyc schematów prętowych. Aktualnie rozwój technologiczny pozwala na dokładną analizę każdego szczegółu konstrukcji, a mimo to – paradoksalnie - projektowanie trwa krócej.

Taki stan rzeczy niesie ze sobą pewne zagrożenia. Ze względu na to, że proces wykonywania obliczeń wytrzymałościowych sprowadza się zwykle do wypełnienia kilkunastu

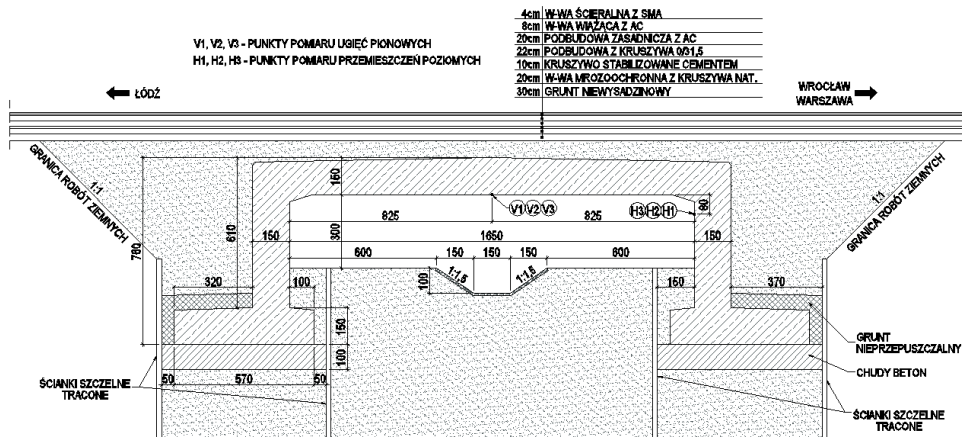
parametrów w oknie dialogowym programu, a modele obliczeniowe są edytowalne, często nie przykładają się do nich należytej uwagi. Panuje przekonanie, że wprowadzenie ewentualnych zmian w modelu nie wpłynie istotnie na nakład pracy.

Pierwotnie przyjęty model może okazać się nieadekwatny do rzeczywistego zachowania konstrukcji. Uwzględnienie pozornie nieistotnych czynników może być kluczowe dla prawidłowego przewidzenia pracy budowli. Na szczególony należy szczególnie zwracać uwagę, gdy mamy do czynienia z obiektami współpracującymi z gruntem lub otoczonych wysokim nasypem.

W referacie przedstawiono wyniki badań zachowania ramowego mostu zintegrowanego. Wyniki te porównano z rezultatami symulacji numerycznych dla dwóch wariantów modelu obliczeniowego – uproszczonego oraz uwzględniającego współpracę ryglu z podłożem i warstwami drogowymi. Wnioski z pracy mogą stanowić swego rodzaju przestrożę dla projektantów bagatelizujących wpływ elementów niekonstrukcyjnych na pracę obiektu.

2. Charakterystyka badań

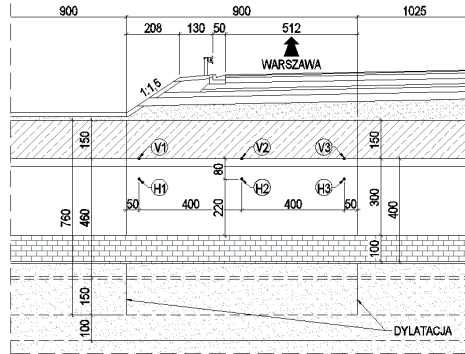
Badania przeprowadzono na przejściu PZ-S-7-150 dla średnich zwierząt pod łącznikiem drogi ekspresowej S8 w km 78+765,00. Obiekt składa się z sześciu żelbetonowych ram posadowionych bezpośrednio na gruncie z gliny zwięzłej, o rozpiętości teoretycznej 18m oraz szerokościach 9m i 10,25m. Zasypkę inżynierską wykonano z zagęszczonego piasku średniego. Przekrój podłużny przez segment, który został wykorzystany do badań pokazano na rys. 1, a przekrój poprzeczny na rys. 2.



Rys. 1. Przekrój podłużny przez badany segment przejścia PZ-S-7-150 dla średnich zwierząt oraz lokalizacja punktów pomiaru przemieszczeń

Badania polegały na pomiarze czujnikami indukcyjnymi ugięć pionowych w środku rozpiętości przęsła oraz przemieszczeń poziomych w narożu ramy. Pomiarów dokonano w punktach położonych w osi i przy krawędziach segmentu. Jednostką odpowiedzialną za prawidłowe wykonanie pomiarów był Instytut Badawczy Dróg i Mostów – filia w Kielcach.

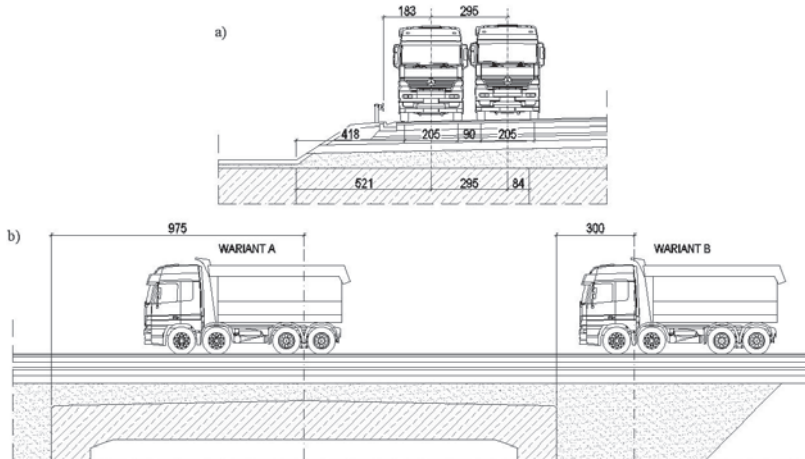
Z uwagi na to, że spodziewano się bardzo małych wartości przemieszczeń, należało zapobiec wszelkim niepożądanym efektom, które mogłyby zaburzyć prawidłowe odczyty. Za jeden z takich efektów uznano przemieszczanie się wraz z gruntem rusztowań, na których zainstalowano czujniki. W celu minimalizacji ryzyka wystąpienia tego zjawiska, rusztowania umieszczono w polu ograniczonym przez wewnętrzne ścianki szczelne.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny przez badany segment oraz lokalizacja punktów pomiaru przemieszczeń

Przemieszczenia wywoływano działaniem dwóch pojazdów ciężarowych marki Mercedes Actros 4141 ze skrzyniami wypełnionymi humusem. Łączna masa wywozków wynosiła 103,9t. Pomiarów dokonano w następujących wariantach obciążenia:

- pojazdy ustawiono nieruchomo w środku rozpiętości przęsła (wariant A),
- pojazdy ustawiono nieruchomo za przyczółkiem - na klinie odłamu (wariant B),
- kierowcom pojazdów nakazano hamować na długości przęsła z prędkościami początkowymi wynoszącymi 20km/h, 30km/h, 40km/h oraz 50km/h (warianty C-20, C-30, C-40 i C-50),
- kierowcom pojazdów nakazano rozpocząć hamowanie w odległości 15m od przyczółka z prędkościami początkowymi wynoszącymi 20km/h, 30km/h, 40km/h oraz 50km/h (warianty D-20, D-30, D-40 i D-50).



Rys. 3. Ustawienie pojazdów dla wariantów obciążenia: a) A, B, C i D w przekroju poprzecznym, b) A i B w przekroju podłużnym

3. Analiza wyników

3.1. Porównanie ugięcia pionowego rygla konstrukcji rzeczywistej i modelu współpracującego z zasypką od obciążenia wg wariantu A

Pierwotnie przyjęty model numeryczny obiektu zakładał interakcję między gruntem a ścianami przednimi przyczółków. Współpracę zasypki inżynierskiej z konstrukcją

odzwierciedlono poprzez sprężyste podparcie korpusów w kierunku poziomym. Współczynnik podatności bocznej podłoża przyjęto równy 1600kN/m^3 [1].

Pionowy nacisk na podłoże gruntowe w poziomie posadowienia, od obciążeń stałych, wynosi 289kPa . Natomiast nacisk wywołany przez ciężar pojazdów podczas badań to $7,6\text{kPa}$. Konsolidacja gruntu spowodowana działaniem obciążeń stałych oraz występujących podczas procesu budowy była na tyle duża, że obciążenie pojazdami nie powodowało mierzalnych osiadań. Jest to tym bardziej uzasadnione ze względu na fakt, iż fundament został wykonany w obudowie ze ścianek szczelnych – można uznać, że w podłożu występował jednoosiowy stan odkształcenia.

W omawianym przypadku konstrukcję zamodelowano elementami powłokowymi zgodnie z rzeczywistymi wymiarami obiektu. Ze względu na znaczne grubości zasypki gruntowej nad rygłem oraz warstw nawierzchni drogowych, obciążenie od pojazdów zadano jako równomiernie rozłożone na polu wyznaczonym przez linie rozchodzenia się naprężeń – w nawierzchni drogowej pod kątem 45° oraz w zasypce pod kątem 7° [2].

Teoretyczne przewidywania wartości ugięć znacznie odbiegały od rzeczywistych wyników pomiarów. Przemieszczenia pionowe wynikające z modelu numerycznego były ok. 2-krotnie większe od wartości przemieszczeń faktycznych.

Tabela 1. Wartości ugięć teoretycznych i rzeczywistych dla przypadku obciążenia pojazdami ciężarowymi w środku rozpiętości przęsła

Punkt	Ugięcie rzeczywiste [mm]	Ugięcie teoretyczne [mm]	$\frac{\text{ugięcie teoretyczne}}{\text{ugięcie rzeczywiste}} \cdot 100\%$
V1	0,143	0,295	206,3%
V2	0,183	0,360	196,7%
V3	0,214	0,442	206,5%

3.2. Porównanie ugięcia pionowego rygła konstrukcji rzeczywistej i modelu współpracującego z zasypką oraz nawierzchnią drogową od obciążenia wg wariantu A

Ze względu na niezadowalającą zgodność wyników pomiarów z rezultatami teoretycznymi wynikającymi z pierwotnie przyjętego modelu, postanowiono obliczyć ugięcia pionowe dla przypadku, w którym wzięto pod uwagę współpracę między rygłem a zasypką i nawierzchnią drogową. Wpływ zasypki gruntowej i nawierzchni drogowej na sztywność przęsła uwzględniono poprzez zwiększenie wysokości konstrukcyjnej żelbetowej płyty pomostu. W tym celu przekrój niejednorodny materiałowo sprowadzono do przekroju homogenicznego. W pierwszej kolejności, warstwy zasypki gruntowej i nawierzchni drogowych przeliczono na ekwiwalentne warstwy żelbetowe, dzieląc pola przekrojów przez odpowiednie stosunki modułów sprężystości [3].

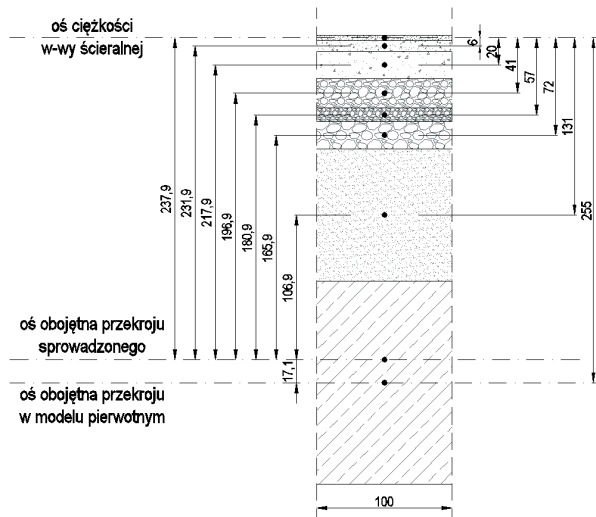
Następnie, na podstawie warunku równości momentów statycznych przekrojów poszczególnych warstw i przekroju całkowitego względem osi przechodzącej przez środek ciężkości warstwy ścieralnej obliczono położenie osi obojętnej przekroju sprowadzonego. Przesunięcie osi względem modelu pierwotnego wyniosło $17,1\text{cm}$, a sprowadzony moment bezwładności był równy $0,884\text{m}^4$.

Ostatecznie obliczono wysokość konstrukcyjną żelbetowego rygła, która odpowiadała momentowi bezwładności przekroju sprowadzonego. Tą wysokość, równą $2,2\text{m}$, uwzględniono w modelu numerycznym i sprawdzono wartości ugięć. Okazało się, że rezultaty w tym przypadku są zdecydowanie bliższe wynikom rzeczywistym. Różnica przemieszczeń mieściła się w przedziale $4,9\% - 11,9\%$.

Tablica 2. Wartości przyjętych do obliczeń parametrów poszczególnych warstw [4]

Rodzaj materiału	Moduł sprężystości E [MPa]	$\alpha = \frac{E_{B35}}{E}$	Rzeczywista grubość w-wy [cm]	Sprowadzona grubość w-wy [cm]
beton asfaltowy w-wy ścieralnej	10300	3,107	4	1,3
beton asfaltowy w-wy wiążącej	10100	3,168	8	2,5
beton asfaltowy podbudowy	9600	3,333	20	6
kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie	400	80	22	0,3
kruszywo stabilizowane cementem	4500	7,111	10	1,4
kruszywo naturalne stabilizowane mechanicznie	200	160	20	0,1
podłoże gruntowe pod nawierzchnią	120	266,667	98	0,4

* E_{B35} – moduł sprężystości betonu klasy B35 równy 32000MPa



Rys. 4. Przekrój przez warstwy składowe oraz wymiary wykorzystane do obliczenia sprowadzonego momentu bezwładności

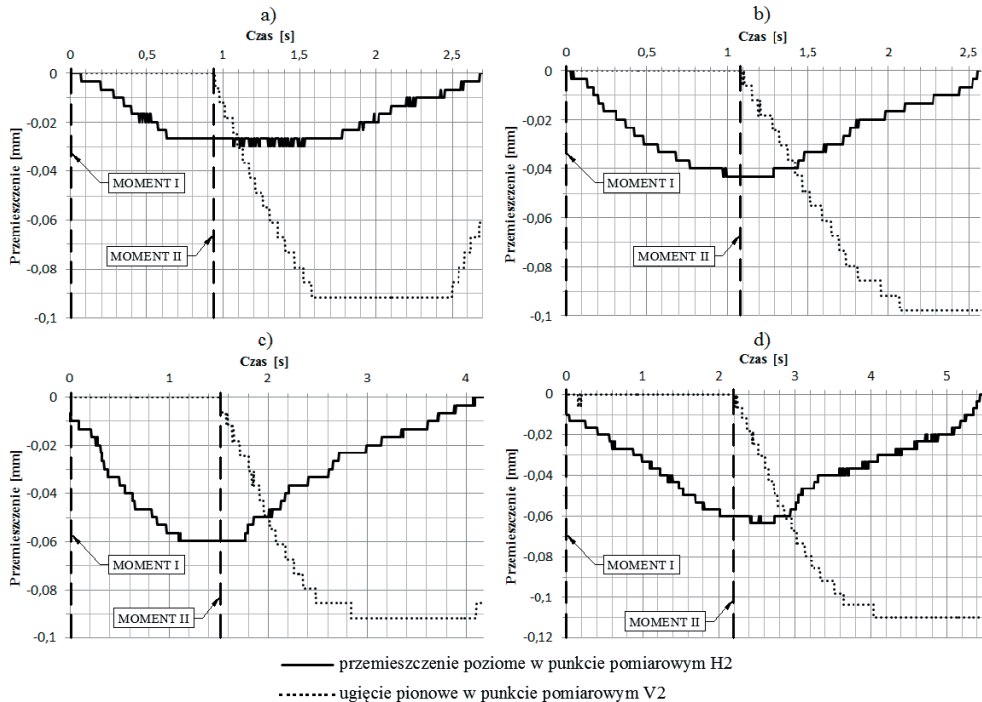
Tablica 3. Wartości ugięć teoretycznych i rzeczywistych dla przypadku obciążenia pojazdami ciężarowymi w środku rozpiętości przęsła

Punkt	Ugięcie rzeczywiste [mm]	Ugięcie teoretyczne [mm]	$\frac{\text{ugięcie teoretyczne}}{\text{ugięcie rzeczywiste}} \cdot 100\% \cdot 3$
V1	0,143	0,160	111,9%
V2	0,183	0,192	104,9%
V3	0,214	0,234	109,3%

3.3. Analiza wyników pomiarów przemieszczeń poziomych

Na rys. 5 zilustrowano graficznie zmiany wielkości przemieszczenia poziomego i ugięcia pionowego w czasie, dla przypadków obciążeniawg wariantów C-20, C-30, C-40

i C-50. Zamieszczone wykresy dotyczą punktów pomiarowych V2 i H2, czyli położonych w osi mostu (zilustrowanych na rys. 1 i rys. 2). Punkty na osiach czasu oznaczone jako „MOMENT I” to przybliżone chwile najazdu pojazdów na klin odłamu, natomiast punkty oznaczone jako „MOMENT II” to przybliżone chwile najazdu na płytę pomostu.



Rys. 5. Wykresy zmian wielkości przemieszczeń w czasie dla wariantów obciążenia: a) C-50, b) C-40, c) C-30, d) C-20

Rezultaty pomiarów mogą wydawać się zaskakujące. Wynika z nich bowiem, że przemieszczenia poziome są tym większe, im prędkość początkowa hamowania jest mniejsza. W tym przypadku jednak taka zależność jest uzasadniona, gdyż maksymalne przemieszczenia poziome zostały pomierzone już przed najazdem pojazdów na przęsło. Oznacza to, że przemieszczenia te były wywołane parciem gruntu od ciężaru wywrotek przejeżdżających po klinie odłamu, a ich hamowanie na przęsle praktycznie nie wywołało mierzalnych przesunięć. Im prędkość pojazdów była większa, tym obciążenie na klinie działało w krótszym czasie i przemieszczenia poziome osiągały mniejsze wartości.

Pomiary przemieszczeń punktu H2 uzyskane podczas obciążania wg wariantów C porównano z analogicznym pomiarem wywołanym ciężarem pojazdów ustawionych na klinie odłamu (wariant B). Okazuje się, że parcie gruntu od ruchomego naziomu mobilizuje się stosunkowo szybko, gdyż już po czasie 1,5 sekundy wartość przemieszczenia poziomego osiągnęła ponad 80% wartości maksymalnego przemieszczenia wywołanego obciążeniem statycznym.

Wartości przemieszczeń poziomych wywołanych obciążeniem wg wariantów C okazały się większe niż w przypadku obciążenia wg wariantów D. Wydaje się to niezgodne z intuicją, gdyż:

- obciążenie wg wariantów D działa 2 razy dłużej na klin odłamu, niż obciążenie wg wariantów C;

- w przypadku obciążenia wg wariantów D działa siła pozioma powodująca dodatkowe parcie gruntu.

Logicznym uzasadnieniem takiego zachowania może być hipoteza, że mobilizacja parcia od ciężaru pionowego naziomu dokonuje się wolniej przy działaniu dodatkowej siły poziomej. Możliwe, że zjawisko występuje tylko przy odpowiednio dużej wysokości zasypki gruntowej.

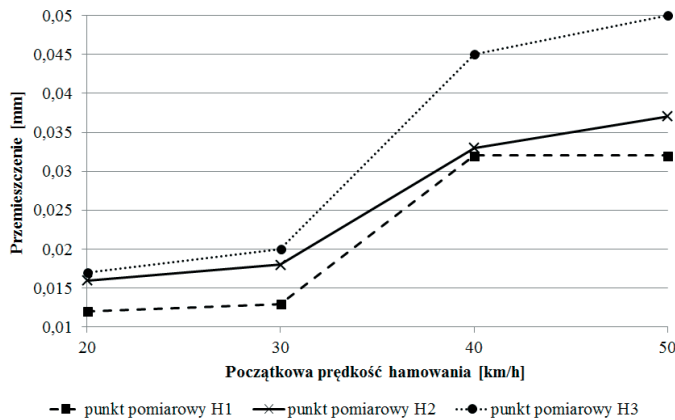
Tablica 4. Przesunięcia poziome punktu pomiarowego H2 (zilustrowanym na rys. 1 i rys. 2)

Wariant obciążenia	Max. przesunięcie poziome p_c [mm]	Czas działania obciążenia na klin odłamu [s]		
C-50	0,030	0,9	41,1%	35,3%
C-40	0,043	1,1	58,9%	50,6%
C-30	0,060	1,5	82,2%	70,6%
C-20	0,063	2,3	86,3%	74,1%

* p_B – maksymalne przesunięcie poziome punktu H2 dla wariantu B obciążenia, $p_B = 0,073$ mm

* p_{MB} – przesunięcie punktu H2 wg modelu obliczeniowego dla wariantu B obciążenia, $p_M = 0,085$ mm

Z wykresów przedstawionych na rys. 6 wynika, że udział przesunięcia wywołanego siłami hamowania, działającymi na klinie odłamu, w całkowitym przesunięciu poziomym jest kluczowy. Przesunięcie znacznie wzrasta wraz ze zwiększeniem początkowej prędkości hamowania.



Rys. 6. Wykresy zależności przesunięcia poziomego od początkowej prędkości hamowania w przypadku obciążenia wg wariantów D

4. Wnioski i uwagi końcowe

Na podstawie badań można sformułować następujące wnioski:

1. Modele numeryczne mostów zintegrowanych powinny uwzględniać współpracę rygla z warstwami drogowymi. Jest to szczególnie ważne, gdy warstwy nawierzchni oraz podłoża gruntowego mają znaczną grubość, przez co istotnie oddziałują na sztywność konstrukcji. Współpracę tą można odzwierciedlić poprzez obliczenie charakterystyk geometrycznych żelbetowego przekroju sprowadzonego, czyli takiego, którego wysokość została zwiększona adekwatnie do wpływu nawierzchni. Różnice między ugięciami modeli nie uwzględniających współpracy konstrukcji z warstwami drogowymi, a modelami uwzględniającymi ją – przy takich samych właściwościach gruntowych, mogą sięgać nawet 100% przesunięcia rzeczywistego.

2. O wielkości przemieszczeń poziomych decyduje parcie gruntu wywołane obciążeniem naziomu na klinie odłamu.
3. Przemieszczenia poziome spowodowane siłami hamowania można uznać za pomijalne tylko w przypadku działania tych sił na przęśle. Przemieszczenia wywołane hamowaniem pojazdów w strefie klina odłamu powodują parcie gruntu, które powinno się uwzględniać w obliczeniach.
4. Zależności przedstawione w referacie dotyczą badanego mostu. Można przypuszczać, że badania przeprowadzone na innych obiektach podobnego typu wykazałyby jakościowo porównywalne wyniki. Największy wpływ na rezultaty miała grubość podłoża gruntowego oraz warstw drogowych nad ryglem, zatem dalsze badania i analizy będą skoncentrowane na obiektach równie mocno pogrążonych w nasypie.

Literatura

- 1 Siemińska-Lewandowska A. Głębokie wykopy. Projektowanie i wykonawstwo. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010
- 2 PN-83/B-02482 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- 3 Furtak K. Mosty zespolone. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, Kraków 1999
- 4 Dz. U. 1999 nr 43 poz. 430 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.

Experimental verification of numerical model of integral bridge

Jakub Jarsz

The Chair of Geotechnic and Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Lodz University of Technology, e-mail: kubajarsz87@gmail.com

Abstract: The paper presents the results of analyses of displacements for a real reinforced concrete integral bridge. The research consisted of the measurement of vertical displacement in the middle of the span and lateral displacement of the abutment. Ten load cases were considered. Two of them concerned vehicles placed motionlessly, the rest ones – braking vehicles. Moreover, the influence of initial braking velocity was analysed.

The results of research were compared with numerical simulations. Two options of numerical models were considered. In the first case, cooperation between construction of span and road layers was ignored, but in the second one it was not. In the both options, the same soil conditions were assumed.

Cooperation between construction and road layers was took into consideration by the increase of stiffness of span. A real heterogeneous cross section was reduced to homogeneous one. Road layers were converted to equivalent concrete layers. Neutral axis, moment of inertia and thickness were calculated for a reduced cross section and applied into model.

Relations between displacements and duration were presented for load cases with braking vehicles. Displacements due to braking forces and static load were compared.

Keywords: integral bridges, test loading, reduced cross section, cooperation between structure and soil

Uwagi o obliczaniu szerokości rys w węzłach stropów zespolonych stalowo - betonowych

Michał Knauff¹, Marcin Niedośpiał²

¹ *Katedra Inżynierii Budowlanej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, e-mail: a.knauff@chello.pl*

² *Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail: m.niedospial@il.pw.edu.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wybrane zagadnienia dotyczące zarysowania rozciąganej płyty żelbetowej w węzłach stropów zespolonych stalowo – betonowych. Według normy projektowania konstrukcji zespolonych [1] do obliczania szerokości rys wykorzystuje się zasady normy konstrukcji żelbetowych [2]. Z zaczerpniętego z [2] wzoru, w którym wzięto pod uwagę zjawisko „tension stiffening”, według [1] otrzymuje się zaskakująco duże naprężenia w zbrojeniu płyty, zwłaszcza dla niewielkiego stopnia zbrojenia. W związku z tym w artykule zamieszczono i skomentowano wyprowadzenie tego zaskakującego wzoru – rozpatrzono także przypadek nie uwzględniony w normie.

W [1] nie rozróżnia się zjawisk zachodzących w bezpośrednim sąsiedztwie słupa od zjawisk zachodzących w pewnym oddaleniu od słupa. W związku z tym, proponuje się stosowanie w analizach, podobnie jak w [2], obszarów typu D (D od słowa „discontinuity”) w bezpośrednim sąsiedztwie węzła oraz obszarów typu B (od Bernoulli) w pewnym oddaleniu od węzła.

Wywody teoretyczne rozpatrzono na tle wyników badań eksperymentalnych.

Słowa kluczowe: strop zespolony, konstrukcja zespolona, węzeł podatny, zarysowanie, tension stiffening

1. Wstęp

Ostatnio oraz częściej stosuje się stropy, w których płyta żelbetowa (np. taka jak na rys. 4) jest zespolona z kształtownikiem stalowym za pomocą trzpieni lub innych łączników. Jeżeli schematem takiej konstrukcji jest belka ciągła lub rama, to w otoczeniu węzłów konstrukcji występują obszary, w których płyta żelbetowa znajduje się w strefie rozciąganej. Potrzebne jest zatem sprawdzenie szerokości rys w płycie.

Oprócz „klasycznych” węzłów przegubowych lub sztywnych stosuje się dziś węzły podatne. Podatność elementów węzła może mieć wpływ na naprężenia w zbrojeniu i szerokość rys.

Wraz z rozwojem wiedzy i zmianami norm dotyczących stali i żelbetu następowały zmiany w normach konstrukcji stalowo – betonowych. Pierwsze z tych norm zostały ustanowione w latach 1982-1991 [3], [4], [5]. W 2006 roku ukazała nowa norma projektowania konstrukcji zespolonych stalowo – betonowych [6] oparta na postanowieniach zawartych w Eurokodzie 4. W 2008 roku norma ta została zastąpiona przez aktualną [1].

Już pobieżne rozpatrzenie zawartej w [1] metody obliczania węzłów oraz sposobu obliczania zarysowania w stropach zespolonych może nasuwać pewne zastrzeżenia. Nie rozróżnia się jasno zjawisk zachodzących w przekrojach bezpośrednio sąsiadujących

z licem słupa od zjawisk zachodzących w dalszym otoczeniu słupa, co może mieć wpływ na obliczone naprężenia w zbrojeniu, a tym samym na szerokość rys. Według [1] szerokość rys oblicza się na podstawie [2], uwzględniając zjawisko „tension stiffening” (dalej w skrócie oznaczane przez TS). W elementach o niewielkim stopniu zbrojenia zjawisko to ma zaskakująco duży wpływ na naprężenia w zbrojeniu. W związku z tym w p.2 zamieszczono wyprowadzenie tego wzoru opracowane przez autorów (otrzymano wynik zgodny z normą z pewnymi uzupełnieniami).

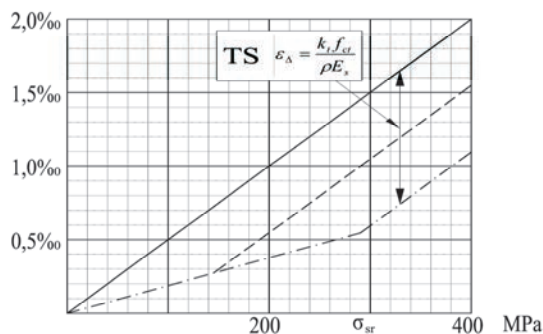
2. Obliczanie naprężeń w zbrojeniu

Teoria zarysowania według normy [2] dotyczy rys, które powstają na odcinku obciążonym stałym momentem i ma sens wtedy, gdy rozpatrywany odcinek ma odpowiednią długość. W związku z tym, przy analizie zarysowania płyty w otoczeniu węzła podatnego, należałoby wprowadzić rozróżnienie obszarów na obszary typu B (B od Bernoulli) i obszary typu D (D od słowa „discontinuity”), podobnie jak przy stosowaniu modeli „struts and ties” używanych do analizy żelbetu. W bezpośrednim sąsiedztwie słupa występuje obszar typu D, a w pewnej odległości od słupa występują obszary typu B, w których obowiązuje zasada płaskich przekrojów.

2.1. Obszary B

W obszarach B naprężenia w zbrojeniu (w zakresie sprężystej pracy elementu) można obliczać na podstawie klasycznej teorii, zakładając, że zarysowany beton nie przenosi naprężeń rozciągających.

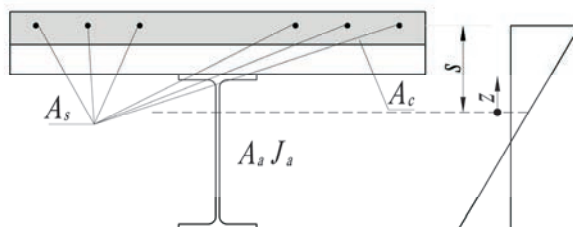
Klasyczne (tzn. bez uwzględniania zjawiska TS) rozwiązanie otrzymuje się zakładając, że maksymalne odkształcenie zbrojenia (tzn. odkształcenie w przekroju przez rysę) spełnia założenie płaskich przekrojów (wraz z odkształceniami kształtownika). Bardziej racjonalne jest założenie, że założenie płaskich przekrojów jest spełnione przez odkształcenia średnie. To założenie, przyjęte za podstawę w normie [1], prowadzi do wniosku, że naprężenia w zbrojeniu płyty są znacznie większe od naprężeń wyznaczonych klasycznie.



Rys. 1. Zasada „tension stiffening” według normy [1]. Stopień zbrojenia równy 1%, $f_{ct} = 2,9$ MPa (linia kreska-kropka), $f_{ct} = 1,45$ MPa (linia przerywana), zależność naprężenie-odkształcenie bez „tension stiffening” (linia ciągła)

Mechanizm zjawisk ilustruje rys. 1. Widać, że w rozpatrzonym na tym rysunku przypadku, dla średniego odkształcenia $\varepsilon = 1\text{‰}$ otrzymuje się naprężenia w rysie równe 200 MPa, ale po uwzględnieniu TS naprężenia te osiągają aż 380 MPa (dla $f_{ct} = 2,9$ MPa). Dla betonu o mniejszej wytrzymałości na rozciąganie przyrost naprężeń wywołany przez TS jest znacznie mniejszy.

Rozpatruje się przekrój według Rys. 2. Współrzedną z i odległość s odmierza się od środka ciężkości przekroju złożonego z kształtownika (A_d, J_d) i zbrojenia A_s . Pole tego przekroju oznacza się przez A , a jego moment bezwładności względem osi środkowej przez J . Rozpatrzono dwa przypadki: pierwszy, gdy $\sigma_s \leq \sigma_{sr}$ i drugi, gdy $\sigma_s > \sigma_{sr}$ (σ_{sr} oznacza naprężenie w zbrojeniu, które powstaje natychmiast po zarysowaniu). Wzory w [1] oparte są na założeniu, iż zachodzi przypadek II. Przypadek I nie jest w [1] rozpatrzony



Rys. 2. Element zespolony stalowo - betonowy

Przypadek I: $\sigma_s \leq \sigma_{sr}$. Tu należy wyjaśnić, że taka możliwość występuje wtedy, gdy całe obciążenie charakterystyczne wywołuje zarysowanie, a obciążenie długotrwałe (dla którego wyznacza się szerokość rys) jest od obciążenia rysującego mniejsze. Teoria polega na stosowaniu przekroju sprowadzonego. Rozpatruje się przekrój sprowadzony złożony z kształtownika i ze zbrojenia, którego pole pomnożono przez stosunek E_1/E_s . E_1 charakteryzuje tutaj model sprężystości zbrojenia współpracującego z betonem.

$$E_1 = \frac{\sigma_{sr}}{\varepsilon_{sr}}, \quad \sigma_{sr} = \frac{N_{cr}}{A_s} = \frac{f_{ct}}{\rho}, \quad \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_{sr}}{A_s E_s} - \frac{k_t f_{ct}}{\rho E_s} = (1 - k_t) \frac{f_{ct}}{\rho E_s} \quad (1)$$

$$\text{a więc } E_1 = \frac{E_s}{1 - k_t} \quad (2)$$

Przez ε_0 i σ_0 oznacza się odkształcenie i naprężenie na osi przekroju sprowadzonego. Pole przekroju sprowadzonego jest równe $(A_k + A_s E_1/E_s)$.

$$\text{Odkształcenie } \varepsilon = \varepsilon_0 + \kappa z \quad (3)$$

W kształtowniku:

$$\sigma = \sigma_0 + E_s \kappa z, \quad \text{gdzie } \sigma_0 = E_s \varepsilon_0 \quad (4)$$

W zbrojeniu:

$$\sigma_s = \varepsilon \frac{\sigma_{sr}}{\varepsilon_{sr}} = (\varepsilon_0 + \kappa s) E_1 = \varepsilon_0 E_1 + \kappa s E_1 = \sigma_0 \frac{E_1}{E_s} + \kappa s E_1. \quad (5)$$

Warunek równowagi momentów ma postać:

$$\int_{A_k} \sigma b z dz + A_s \sigma_s s = M \quad (6)$$

Podstawiając do (6) naprężenia według wzorów (4) i (5) oraz $\sigma_0 = 0$ otrzymuje się

$$E_s \kappa \int_{A_k} b z^2 dz + E_1 A_s \kappa s^2 = M \quad (7)$$

Z (7) i (5) wynika, że

$$\text{krzywizna: } \kappa = \frac{M}{E_s J_E} \quad (8)$$

$$\text{naprężenie w zbrojeniu: } \sigma_s = \kappa s E_1 = \frac{M s}{J_E} \frac{E_1}{E_s} = \frac{M s}{J_E (1 - k_t)} \quad (9)$$

W powyższych wzorach J_E oznacza moment bezwładności przekroju sprowadzonego, zdefiniowanego na wstępie tego punktu.

Różnica odkształceń zbrojenia i betonu, potrzebna do obliczenia szerokości rys, jest równa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_1} - \frac{k_t f_{ct}}{E_{cm}} \frac{\sigma_s}{\sigma_{sr}} = \sigma_s \left(\frac{1 - k_t}{E_s} - \frac{k_t \rho}{E_{cm}} \right) \quad (10)$$

Przypadek II: $\sigma_s > \sigma_{sr}$. Naprężenia w zbrojeniu wyrazić można wzorem (ε_Δ według rys. 1)

$$\sigma_s = E_s \left(\varepsilon + \varepsilon_\Delta \frac{\sigma_s}{\sigma_{sr}} \right) = E_s (\varepsilon_0 + \kappa s + \varepsilon_\Delta) = \sigma_0 + E_s \kappa s + E_s \varepsilon_\Delta \quad (11)$$

Podstawiając naprężenia według wzoru (11) do warunku równowagi sił otrzymuje się

$$\sigma_0 \int_{A_k} b dz + E_s \kappa \int_{A_k} b z dz + A_s \sigma_0 + E_s A_s \kappa s + E_s A_s \varepsilon_\Delta = 0 \quad (12)$$

Moment statyczny przekroju względem osi środkowej jest równy zero, a więc:

$$A \sigma_0 + E_s A_s \varepsilon_\Delta = 0$$

$$\sigma_0 = -\frac{A_s}{A} E_s \varepsilon_\Delta \quad (13)$$

Podstawiając naprężenia według wzoru (11) do warunku równowagi momentów otrzymuje się

$$E_s \kappa \int_{A_k} b z^2 dz + E_s A_s \kappa s^2 + E_s A_s \varepsilon_\Delta s = M \quad (14)$$

$$E_s \kappa J + E_s A_s \varepsilon_\Delta s = M \quad (15)$$

Z powyższych wzorów wynika, że:

$$\kappa = \frac{M - E_s A_s \varepsilon_\Delta s}{E_s J} = \frac{M}{E_s J} - \frac{A_s \varepsilon_\Delta s}{J} \quad (16)$$

$$\sigma_s = \sigma_0 + E_s \kappa s + E_s \varepsilon_\Delta = -\frac{A_s}{A} E_s \varepsilon_\Delta + \frac{M}{J} s - \frac{E_s A_s \varepsilon_\Delta s^2}{J} + E_s \varepsilon_\Delta \quad (17)$$

Podstawiając $E_s \varepsilon_{\Delta} = \frac{k_t f_{ct}}{\rho}$ otrzymuje się wzór:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s, \quad (18)$$

w którym $\sigma_{s,0}$ oznacza naprężenie obliczone sposobem „klasycznym”, tzn. bez uwzględnienia TS.

$$\sigma_{s,0} = \frac{M}{J} s, \quad (19)$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{k_t f_{ct}}{\rho} \left(1 - \frac{A_s}{A} - \frac{A_s s^2}{J} \right). \quad (20)$$

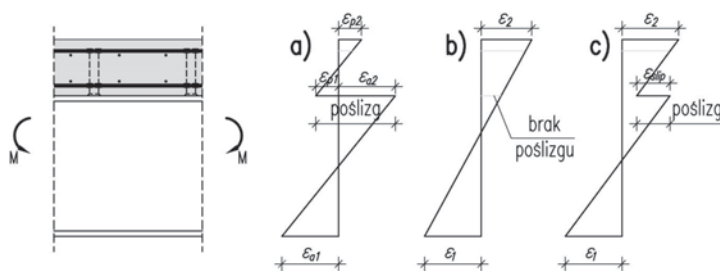
Po licznych, ale elementarnych przekształceniach (kompletne wyprowadzenie można znaleźć w [7]), wzór (20) można zapisać w postaci takiej jak w normie:

$$\Delta\sigma_s = \frac{k_t f_{ct}}{\alpha_{st} \rho_s}, \quad (21)$$

w której $\alpha_{st} = \frac{AJ}{A_a J_a}$, $\rho_s = \frac{A \cdot J}{A_a \cdot J_a}$.

Do wzoru (18) należałoby jeszcze dodać zastrzeżenia dotyczące postępowania w przypadkach, w których obliczone naprężenie przekracza granicę plastyczności.

Wzór ten jest słuszny w przypadku pominięcia poślizgu pomiędzy belką a płytą. Badania wykazują, że w elementach o pełnym zespoleniu poślizg pomiędzy stalą a betonem spowodowany odkształcalnością łączników istnieje, ale ma nieznaczną wartość. Natomiast w przypadku zespolenia częściowego poślizg jest większy, co wpływa niekorzystnie na wielkość ugięć i odkształceń belek. Na Rys. 3 pokazano odkształcenia w przypadku braku zespolenia (Rys. 3a), w przypadku pełnego zespolenia (Rys. 3b) oraz w przypadku pośrednim zwanym niepełnym zespoleniem (Rys. 3c).



Rys. 3. Rozkład odkształceń w przekroju zespolonym (opis w tekście)

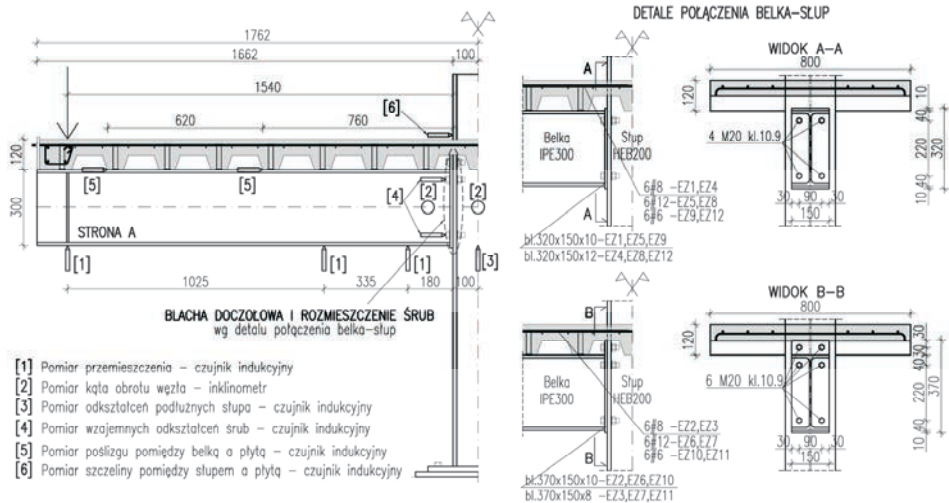
Sposoby wyznaczenia odkształceń spowodowanych poślizgiem znaleźć można m. in. w [8], [9].

2.2. Obszar D

W przekroju zlokalizowanym w tym obszarze naprężenia w zbrojeniu oblicza się rozpatrując równowagę węzła. Skorzystać można z modelu mechanicznego węzła przedstawionego w normie [10] z uwzględnieniem zaleceń normy [1] lub modeli dostępnych w literaturze np. [11]. Zagadnienie to rozpatrzono w pracy [7] – tu je pominiemy.

3. Badania doświadczalne

Badania przeprowadzone zostały w laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej na Wydziale Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej. Podstawowe dane przedstawiono na Rys. 4 oraz w Tabeli 1.



Rys. 4. Schemat badanych elementów.

Tabela 1. Zestawienie badanych elementów

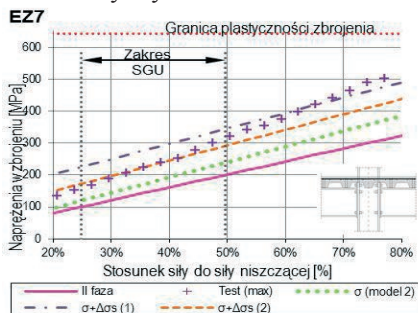
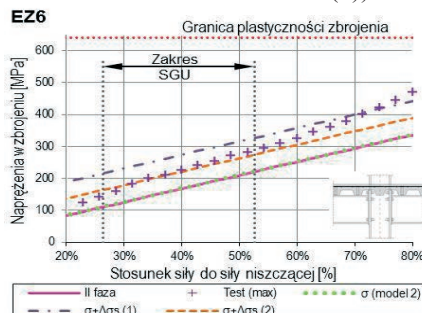
Nazwa elementu	Zbrojenie płyty	Liczba śrub	Grubość blachy czołowej	
		[szt.]	[mm]	
Elementy zespolone o stopniu zbrojenia $\rho=0,34\%$	EZ9	6 ϕ 6	4 M20	10
	EZ10	6 ϕ 6	6 M20	10
	EZ11	6 ϕ 6	6 M20	8
	EZ12	6 ϕ 6	4 M20	12
Elementy zespolone o stopniu zbrojenia $\rho=0,61\%$	EZ1	6 ϕ 8	4 M20	10
	EZ2	6 ϕ 8	6 M20	10
	EZ3	6 ϕ 8	6 M20	8
	EZ4	6 ϕ 8	4 M20	12
Elementy zespolone o stopniu zbrojenia $\rho=1,37\%$	EZ5	6 ϕ 12	4 M20	10
	EZ6	6 ϕ 12	6 M20	10
	EZ7	6 ϕ 12	6 M20	8
	EZ8	6 ϕ 12	4 M20	12

Dalej omówiono tylko wyniki dla $\rho = 1,37\%$.

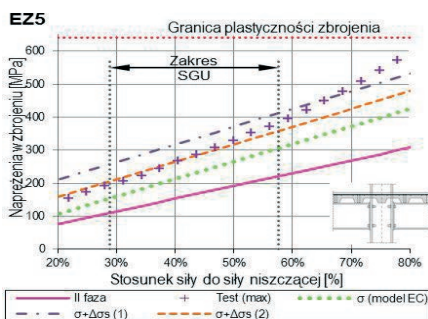
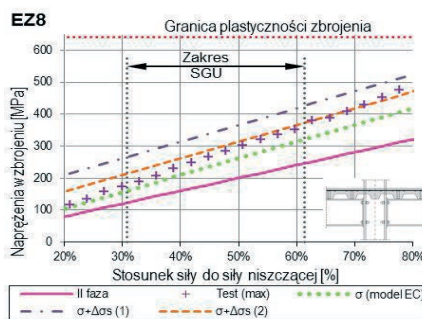
Na Rys. 5 i Rys. 6 przedstawiono naprężenia w zbrojeniu w zależności od obciążenia. Na wykresach umieszczono linie określające naprężenia:

1. Obliczone według klasycznej teorii liniowej bez TS (linia ciągła - II faza),
2. Wynik doświadczenia (linia złożona z krzyżyków – Test (max),
3. Obliczone na podstawie modelu węzła z blachą wystającą opracowanego w pracy [7] (linia złożona z kropek - σ (model 2)), lub na podstawie modelu węzła z blachą zlicowaną opracowanego na podstawie modelu normowego węzła (linia złożona z kropek - σ (model EC)), z uwzględnieniem poślizgu, przy założeniu sztywności sworznia łączącego płytę i belką o wartości 150 kN/mm,

4. Obliczone jak w p. 3 z uwzględnieniem zjawiska TS i pełnej wytrzymałości betonu na rozciąganie (linia złożona z kresek i kropek - $\sigma + \Delta\sigma_s$ (1))
5. Obliczone jak w p. 3 z uwzględnieniem zjawiska TS i zredukowanej (o 50%) wytrzymałości betonu na rozciąganie (linia złożona z kresek - $\sigma + \Delta\sigma_s$ (2))

E27 ($\rho=1,37\%$, blacha 8 mm, 6 M20)E26 ($\rho=1,37\%$, blacha 10mm, 6 M20)

Rys. 5. Napięcia w zbrojeniu – elementy z blachą wystającą o największym stopniu zbrojenia

E25 ($\rho=1,37\%$, blacha 10mm, 4 M20)E28 ($\rho=1,37\%$, blacha 12 mm, 4 M20)

Rys. 6. Napięcia w zbrojeniu – elementy z blachą zlicowaną o największym stopniu zbrojenia

Zaobserwowano, że zarysowanie następuje wcześniej niż przewiduje teoria. Prawdopodobnie na skutek ograniczenia swobody odkształceń skurczowych pojawiają się w płycie dodatkowe naprężenia rozciągające. Zjawisko to można uwzględnić stosując efektywną wytrzymałość na rozciąganie, mniejszą od rzeczywistej.

4. Podsumowanie i wnioski

Przy obliczaniu naprężeń w zbrojeniu w konstrukcjach z węzłami podatnymi należy, podobnie jak w [2], rozróżnić dwa rodzaje obszarów – obszary D oraz obszary B. W obszarach D siłę i naprężenia w zbrojeniu należy obliczać rozpatrując równowagę węzła, korzystając z metody składnikowej opisanej w [10] albo z modeli opisanych w piśmiennictwie. W obszarach B naprężenia w zbrojeniu wyznacza się korzystając z klasycznej teorii. W obu przypadkach należy brać pod uwagę zjawisko „tension stiffening”.

Dla elementów o niewielkim stopniu zbrojenia składnik opisujący zjawisko TS osiąga zaskakująco duże wartości. W artykule zamieszczono wyprowadzenie tego wzoru. Istotnym czynnikiem jest wytrzymałość betonu na rozciąganie. Płyta zespolona z kształtownikiem stalowym i blachą nie ma swobody odkształceń skurczowych, wskutek czego podczas wysychania mieszanki betonowej w płycie pojawiają się naprężenia rozciągające i rysy. Wydaje się, że z tego powodu przy obliczaniu naprężeń w zbrojeniu należałoby przyjmować mniejszą od rzeczywistej wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Literatura

- 1 PN-EN 1994-1-1:2008 Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 2 PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 3 PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 4 PN-B-03300:1982: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone krępe.
- 5 PN-B-03302:1991: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Słupy.
- 6 PN-B-03300:2006: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 7 Niedośpiał M. Nośność i odkształcalność węzłów stalowo – betonowych stropów zespolonych – rola żelbetu, Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Warszawa 2013.
- 8 Johnson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Volume I. Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings, Blackwell Scientific Publications, 1994.
- 9 Kucharczuk W. Belki zespolone stalowo – betonowe w konstrukcjach budowlanych, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, 2001.
- 10 PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- 11 Ahmed B., Nethercot A. Prediction of Initial Stiffness and Available Rotation Capacity of Major Axis Composite Flush Endplate Connections, Journal of Constructional Steel Research, vol. 41, no. 1, 1997.

Comments concerning crack width calculation in joints of steel-concrete composite slabs

Michał Knauff¹, Marcin Niedośpiał²

¹ Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw University of Life Sciences - SGGW, e-mail: a.knauff@chello.pl

² Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: m.niedospial@il.pw.edu.pl

Abstract: In this paper some aspects of the calculation of the width of cracks in joints of steel-concrete composite slabs are reported. The code concerning design of composite steel and concrete structures for the calculation of crack widths refers to the code of reinforced concrete structures. The application of the formula, which takes into account „tension stiffening”, seems to lead to surprising results - for the elements with small reinforcement ratio, the obtained stress is much greater than the stress calculated in classical way i.e. without tension stiffening. The authors present the derivation of this formula - the result corresponds to the formula in the code but in the paper an additional case is taken into account. Furthermore, the authors suggest to consider two types of areas as in the RC code. Type D (D from "discontinuity") should be analyzed in the close surrounding of the column and type B (B from Bernoulli) areas at some distance from the column.

Keywords: steel-concrete composite slab, steel-concrete composite structure, semi-rigid joint, cracking, tension stiffening

Metody analizy pracy przekroju żelbetowego mimośrodowo ściskanego w stanie deformacji pokrytycznych

Jacek Korentz

*Institut Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski,
e-mail: j.korentz@ib.uz.zgora.pl*

Streszczenie: W wielu przypadkach konstrukcje mogą pracować w stanie deformacji pokrytycznych, jak ma to miejsc podczas wstrząsów sejsmicznych o dużej intensywności, czy też podczas oddziaływań wyjątkowych takich jak eksplozja, katastrofy komunikacyjne. Konstrukcje poddane takim oddziaływaniom muszą wykazywać się wystarczającą nośnością po przejściu w fazę pracy plastycznej. Dlatego konstrukcje te muszą charakteryzować się odpowiednią ciągliwością globalną i lokalną. Aby dokonać oceny ciągliwości projektowanych konstrukcji żelbetowych konieczne jest korzystanie z metod analitycznych, które dają możliwość prognozowania zachowania tych elementów. Z tego względu metody te powinny być proste na tyle, aby pozwalały na racjonalną ocenę pracy konstrukcji w stanie deformacji pokrytycznych. W artykule, który jest kontynuacją pracy [10], zaprezentowano metody analizy i oceny pracy przekroju żelbetowego, poddanego ściskaniu mimośrodowemu, w stanie deformacji pokrytycznych.

Słowa kluczowe: słup żelbetowy, przekrój, mimośrodowe ściskanie, ciągliwość, krzywizna, stan pokrytyczny

1. Wprowadzenie

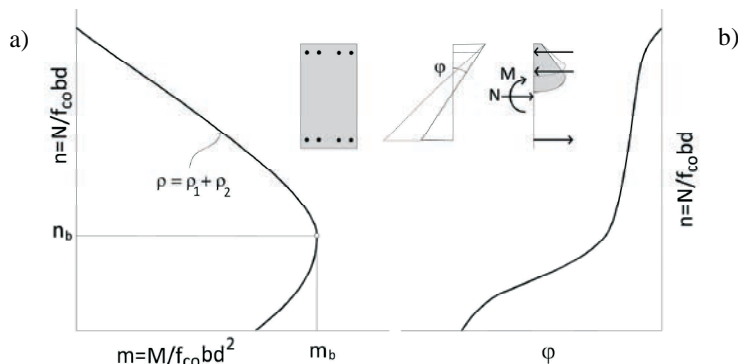
Analiza pracy elementów żelbetowych w stanach granicznych nośności i użyteczności wg Eurokodu 2 [13] jest stosowana w klasycznych sytuacjach projektowania konstrukcji. Są jednak przypadki, kiedy konieczna jest nietypowa analiza konstrukcji, która może dotyczyć konstrukcji o szczególnej odpowiedzialności, konstrukcji narażonych na działanie obciążeń wyjątkowych, czy też konstrukcji zlokalizowanych na terenach aktywnych sejsmicznie. W przypadku oddziaływań sejsmicznych będą to metody analizy konstrukcji zgodne z postanowieniami Eurokodu 8 [14] i wówczas niezbędna jest ocena zachowania projektowanych konstrukcji w stanie deformacji pokrytycznych. Dlatego należy sprawdzić czy konstrukcja charakteryzuje się odpowiednią ciągliwością globalną i lokalną. Wymaga to zastosowania bardziej złożonych metod analizy konstrukcji [1,2], innych niż w przypadkach typowych, ponieważ konstrukcje doznają dużych deformacji po uplastycznieniu materiałów, z których są wykonane.

W tym celu należy stosować odpowiednie związki konstytutywne dla betonu i stali, w szczególności opisujące zależności między naprężeniami a odkształceniami po uplastycznieniu. Konieczne jest też uwzględnienie dynamicznego charakteru obciążeń, a także, co jest z tym związane ich cyklicznego działania, co czyni analizę zachowania konstrukcji bardziej złożoną. Wówczas metody analityczne stają się bardzo rozbudowane, a do tego są czasochłonne i pracochłonne. Bardzo pomocne w tym przypadku są metody numeryczne bazujące na metodzie elementów skończonych, np. aplikacja Xtract [16]. Jednak metody analityczne oceny pracy konstrukcji w stanie deformacji pokrytycznych można bardzo uprościć bez

szkody dla ich dokładności. W niniejszym artykule zaprezentowano metodę analizy przekroju żelbetowego obciążonego momentem zginającym i siłą podłużną. Metoda ta może mieć zastosowanie zarówno dla obciążeń monotonicznych jak i obciążeń cyklicznych [6], a uzyskane tą drogą wyniki mogą posłużyć do prognozowania i oceny pracy prętowych elementów żelbetowych w zakresie deformacji pokrytycznych.

2. Krzywe interakcji

Analiza pracy przekroju zginanego z udziałem podłużnej siły ściskającej lub rozciągającej jest bardziej złożona niż analiza pracy przekroju poddanego tylko zginaniu. Jeżeli w przekroju działa moment zginający (M) oraz siła podłużna (N), to osiągnięcie stanu granicznego nośności może być zobrazowane w układzie sił przekrojowych N - M , lub w układzie bezwymiarowych sił przekrojowych m - n , jako pewna krzywa zamknięta. Krzywe takie nazywane są krzywymi interakcji lub krzywymi nośności. Krzywe te mogą być zbudowane dla stanu granicznej nośności sprężystej, dla stanu granicznej nośności plastycznej, a także dla dowolnie zdefiniowanych stanów wyężenia przekroju. Na rys.1a przedstawiony jest przykład krzywej interakcji dla przekroju prostokątnego, symetrycznie zbrojonego, o łącznym stopniu zbrojenia podłużnego ρ .



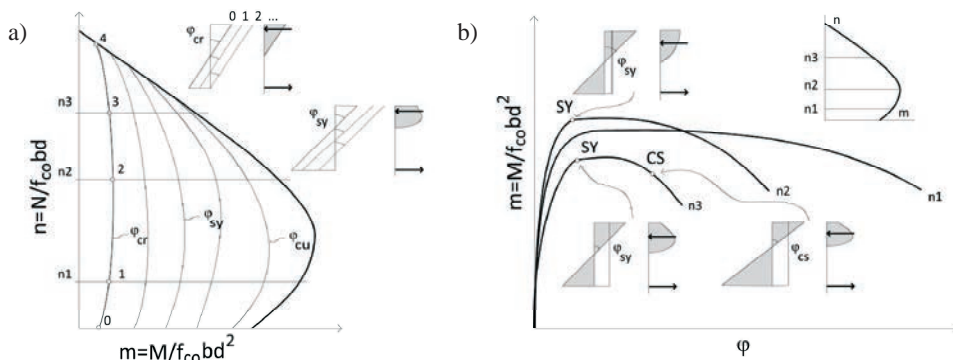
Rys. 1. Krzywe interakcji: a) siła podłużna - moment zginający, b) siła podłużna - krzywizna

W celu analizy i oceny deformacji przekroju konieczne jest wprowadzenia parametru pozwalającego na taką ocenę. Tym parametrem jest krzywizna przekroju ϕ , która zmienia się i ma inną wartość w każdym punkcie krzywej nośności. Krzywizna określana jest na podstawie stanu wyężenia przekroju zdefiniowanego przez odkształcenie w skrajnym ściskanym włóknie betonu i odkształcenie w zbrojeniu rozciągającym. Wówczas można zbudować krzywą interakcji siły podłużnej i krzywizny (n - ϕ), która jest zilustrowana na rys.1b [12]. Jak można zauważyć na tym rysunku największa krzywizna przekroju ma miejsce dla czystego zginania ($n=0$), a następnie zmniejsza się nieliniowo do zera dla przypadku ściskania osiowego ($m=0$).

3. Metody oceny ciągłości

Ciągłość przekroju mimośrodowo ściskanego można określić na podstawie zmiany krzywizny od chwili uplastycznienia przekroju do chwili wyczerpania nośności. Na rys.2 zilustrowano dwie metody [12] oceny ciągłości przekroju mimośrodowo ściskanego. Rys.2a przedstawia krzywe interakcji moment-siła podłużna dla stałych umownie przyjętych krzywizn przekroju, między innymi krzywiznę w chwili zarysowania przekroju

φ_{cr} . Początkowy punkt krzywej interakcji dla krzywizny przekroju φ_{cr} (punkt „0”) jest określany dla czystego zginania, a następnie śledzone są zmiany momentu zginającego przenieszonego przez przekrój, gdy pojawia się wzrastająca siła podłużna (kolejne punkty na krzywej interakcji: 1,2,3,...). Krzywe interakcji mogą być określane dla innych krzywizn zdefiniowanych na podstawie ustalonego stanu wyężenia przekroju. Może to być krzywizna określona na przykład w chwili uplastycznienia przekroju φ_{sy} , krzywizna wybożenia prętów zbrojenia podłużnego, czy też innego dowolnie zdefiniowanego stanu wyężenia przekroju. Mając tak zdefiniowane kontury krzywych nośności dla przekrojów o różnych krzywiznach, ciągłość można oceniać dla różnych wartości siły podłużnej (na przykład dla zadanej siły n_1) porównując krzywizny w chwili uplastycznienia przekroju φ_{sy} i krzywiznę w stanie nośności granicznej φ_{cu} .



Rys. 2. Ocena ciągłości: a) krzywe interakcji o takiej samej krzywiznie, b) zależność moment zginający - krzywizna dla różnych wartości siły podłużnej

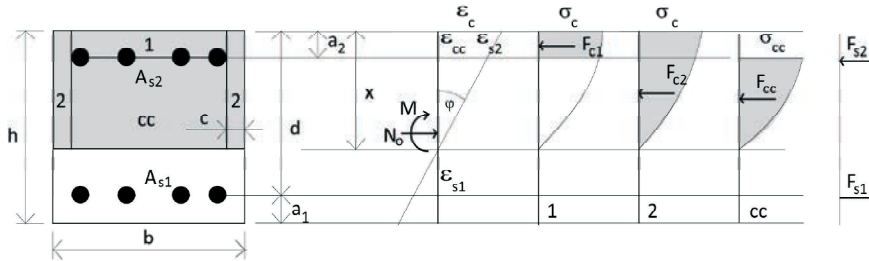
Druga metoda analizy ciągłości przekroju mimośrodowo ściskanego, zilustrowana na rys.2b, polega na budowaniu zależności pomiędzy momentem zginającym a krzywizną przekroju dla ustalonego poziomu siły podłużnej. Na rysunku tym przedstawione są również przykładowe stany odkształceń przekroju w chwili uplastycznienia przekroju i w chwili odspojenia otuliny. Przebieg krzywych zachowania przekroju, a także współrzędne charakterystycznych punktów zależności moment-krzywizna uzyskuje się z warunków równowagi sił przekrojowych. Ta druga metoda oceny ciągłości przekroju jest bardziej czytelna w porównaniu z metodą pierwszą polegającą na budowaniu krzywych nośności charakteryzujących się taką samą krzywizną.

Prezentowane metody analizy przekroju mimośrodowo ściskanego dotyczy tylko przekrojów występujących w słupach krępych i dlatego nie uwzględniono wpływu smukłości i wpływu peźzania.

4. Zależność moment zginający-krzywizna

Korentz [8,10] w pracach zaprezentował metody analizy pracy przekroju zginanego w stanie deformacji pokrywicznych. W metodach tej zostały zdefiniowane fazy pracy przekroju zginanego, są to: zarysowanie elementu, uplastycznienie zbrojenia rozciąganego, kruszenie betonu otuliny, odspojenie betonu otuliny, wybożenie ściskanych prętów zbrojenia podłużnego i stabilizacja nośności. Dla tak zdefiniowanych stanów wyężenia przekroju są obliczane momenty zginające i krzywizny przekroju, na podstawie których można zbudować zależność moment - krzywizna dla przekroju prostokątnego dowolnie zbrojonego.

Taki sposób analizy pracy przekroju zginanego można również zastosować w analizie przekroju w przypadku jednoczesnego działania momentu zginającego i siły podłużnej. Analiza polega na budowaniu zależności moment-krzywizna dla ustalonych poziomów siły podłużnej. Stan odkształceń i stan naprężeń w przekroju, a także siły przekrojowe w przekroju zginanym poddanym działaniu podłużnej siły ściskającej N_o jest przedstawiony na rys.3.



Rys. 3. Przekrój zginany z udziałem początkowej siły podłużnej: stan odkształceń, stan naprężeń, siły przekrojowe

Charakterystyczne punkty zależności moment-krzywizna są obliczane dla następujących stanów wyężenia przekroju: zarysowania przekroju (punkty na rys.4 i rys.5 oznaczone CR), uplastycznienia przekroju (SY), kruszenia betonu otuliny (CU), odspojenia otuliny (CS), wyoboczenia prętów zbrojenia ściskanego (SF) i stabilizacji nośności (SFU).

Bezwymiarowa wartość początkowej siły podłużnej n_o działającej w przekroju, odniesiona do nośności przekroju betonowego, jest równa:

$$n_o = \frac{N_o}{f_{co}bh} \quad (3)$$

Krzywizny przekroju w charakterystycznych punktach krzywej moment-krzywizna przed odspojeniem otuliny i po odspojeniu otuliny obliczane są odpowiednio z zależności:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{\xi}, \quad \phi = \frac{\varepsilon_{s2}}{\xi - \beta_2}, \quad (4,5)$$

w których względna wysokość strefy ściskanej ξ jest obliczana z warunku równowagi sił przekrojowych ($\Sigma X=0$) z uwzględnieniem działania początkowej siły podłużnej N_o :

$$\frac{1}{f_{co}bd} \sum \begin{bmatrix} F_{c1} \\ F_{c2} \\ F_{cc} \\ F_{s2} \\ -F_{s1} \end{bmatrix} - \frac{1}{f_{co}bh} N_o = \sum \begin{bmatrix} \eta_{c1}(1-2\beta_b)\beta_2 \\ 2\eta_{c2}\beta_b\xi \\ \eta_{cc}k(1-2\beta_b)(\xi - \beta_2) \\ p\omega_1\alpha_2 \\ -\omega_1\alpha_1 \end{bmatrix} - n_o = 0 \quad (6)$$

Po obliczeniu względnej wysokości strefy ściskanej przekroju ξ bezwymiarowy moment zginający m przenoszony przez przekrój może być obliczany, na podstawie warunku równowagi sił przekrojowych ($\Sigma M=0$), z zależności:

$$m = \frac{M}{f_{co}bd^2} = \sum \begin{bmatrix} \eta_{c1}(1-2\beta_b)\beta_2 \\ 2\eta_{c2}\beta_b\xi \\ \eta_{cc}k(1-2\beta_b)(\xi-\beta_2) \\ p\omega_1\alpha_2 \\ \omega_1\alpha_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.5\beta_h - \lambda_{c1}\beta_2 \\ 0.5\beta_h - \lambda_{c2}\xi \\ 0.5\beta_h - \beta_2 - \lambda_{cc}(\xi - \beta_2) \\ 0.5\beta_h - \beta_2 \\ 0.5\beta_h - \beta_1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

gdzie: $\xi=x/d$ jest względną wysokością strefy ściskanej,

f_{co}, f_{sy} to wytrzymałość betonu na ściskanie i granica plastyczności zbrojenia,

$\omega_1 = \rho_1 f_{sy} / f_{co}$ to mechaniczny stopień zbrojenia rozciąganego,

$p = \rho_2 / \rho_1$ iloraz stopnia zbrojenia w strefie ściskanej i strefie rozciąganej,

λ_c, η_c i λ_{cc}, η_{cc} są parametrami zastępczej bryły naprężeń ściskających odpowiednio betonu otuliny i betonu uzwojonego,

k jest uśrednionym parametrem modelu betonu Kenta-Parka,

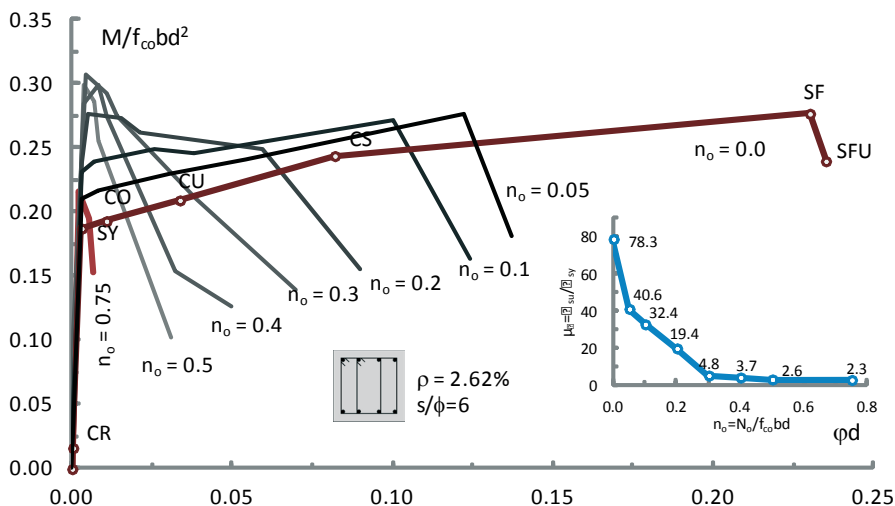
$\beta_b = c/b, \beta_2 = a_2/d, \beta_h = h/d$ to parametry otuliny przekroju,

$\alpha_1 = \sigma_{s1} / f_{sy}$ i $\alpha_2 = \sigma_{s2} / f_{sy}$ to wskaźniki poziomu naprężeń odpowiednio w zbrojeniu rozciągającym i zbrojeniu ściskającym.

Modele betonu otuliny i betonu rdzenia przekroju są różne, a w celu uproszczenia analizy przyjmuje się w betonie strefy ściskanej zastępcze prostopadłościowe bryły naprężeń [4,12,15], opisane parametrami λ i η . Natomiast w modelu prętów ściskanych uwzględnione jest ich niesprężyste wyoboczenie.

5. Przykłady analizy pracy przekroju

Na podstawie prezentowanych wzorów można analizować pracę przekrojów mimośrodowo ściskanych dla różnych parametrów przekroju i różnych poziomów siły osiowej.



Rys. 4. Wpływ poziomej siły osiowej na pracę przekroju podczas zginania

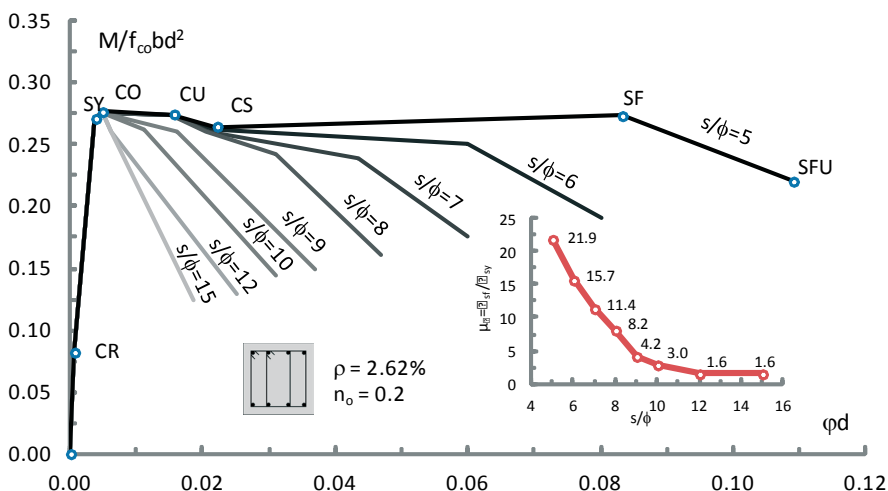
Na rys.4 przedstawiono wyniki analizy wpływu wielkości początkowej podłużnej siły ściskającej n_o na pracę przekroju żelbetowego poddanego zginaniu. Parametry przekroju są również zamieszczone na tym rysunku. Obliczenia przeprowadzono dla modelu betonu otuliny Kent Park [5], dla betonu wewnątrz szkieletu zbrojenia przyjęto model Kent Park

według propozycji Korentz [7], który jest uśrednionym modelem Kent-Park dla betonu nieuzwojonego [5] i betonu uzwojonego [11]. Wytrzymałość betonu i granica plastyczności wynosiły odpowiednio $f_{co}=25\text{MPa}$, $f_{sy}=400\text{MPa}$. Dla zbrojenia ściskanego przyjęto model Korentz [9], a dla zbrojenia rozciąganego model sprężysto plastyczny ze wzmocnieniem $\varepsilon_{sh}=0.01$, $f_{su}=600\text{MPa}$.

Jak można zauważyć na wykresach z rys.4 poziom siły podłużnej n_o ma bardzo duży wpływ na pracę przekroju żelbetowego. Działanie siły podłużnej zwiększa wartość maksymalnego momentu zginającego przenieszonego przez przekrój. Nośność na zginanie rośnie wraz ze wzrostem siły podłużnej, której wartość nie przekracza około 50% nośności betonu przekroju ($n_o=0.5$); dla większych wartości siły podłużnej nośność przekroju na zginanie raptownie maleje. Ponadto działanie siły podłużnej istotnie obniża krzywiznę przekroju w charakterystycznych punktach krzywej zachowania przekroju; ze wzrostem siły podłużnej maleje krzywizna w chwili kruszenia betonu otuliny, odspojenia otuliny i w chwili wyboczenia prętów zbrojenia podłużnego. Nawet nie duża wartość siły podłużnej, $n_o=0.05$, powoduje blisko dwukrotny spadek krzywizny w chwili wyboczenia prętów zbrojenia podłużnego. Dla większych wartości początkowej siły podłużnej $n_o>0.2$ raptowny spadek nośności ma miejsce już od chwili odspojenia otuliny, a nawet kruszenia betonu otuliny. Świadczy to o bardzo destrukcyjnym wpływie ściskającej siły podłużnej na pracę przekroju zginanego.

Działanie siły podłużnej przyczynia się do istotnego obniżenia możliwości plastycznych obrotów przekroju. Wzrostowi działającej siły podłużnej towarzyszy istotny spadek ciągłości przekroju. Na rys.4 zamieszczony jest również wykres zmian współczynnika ciągłości krzywizny μ_ϕ w funkcji względnej wartości podłużnej siły ściskającej n_o . Współczynnik ciągłości krzywizny został w tym przypadku zdefiniowany jako iloraz krzywizny końcowej ϕ_u odpowiadającej spadkowi nośności przekroju o 15% i krzywizny w chwili uplastycznienia przekroju ϕ_y . Jak można zauważyć zmiany współczynnika ciągłości są bardzo duże, a siły podłużne $n_o\geq 0.3$ powodują, że mamy do czynienia z tak zwanym kruchym zachowaniem przekroju.

Na rys.5 zilustrowano wpływ rozstawu strzemion, odniesionego do średnicy zbrojenia podłużnego s/ϕ , na pracę przekroju zginanego poddanego działaniu siły podłużnej n_o , stanowiącej 20% nośności przekroju betonowego.



Rys. 5. Wpływ rozstawu strzemion na zachowanie przekroju zginanego z udziałem siły podłużnej

Parametry analizowanego przekroju są takie same jak w przykładzie przedstawionym na rys.4. Zgodnie z oczekiwaniami zwiększanie rozstawu strzemion obniża plastyczne deformacje przekroju; im większy rozstaw strzemion tym mniejsza krzywizna w chwili wyczerpania nośności przekroju, która ma miejsce od chwili wyboczenia prętów zbrojenia podłużnego. Na rys.5 zamieszczony jest również wykres zmian współczynnika ciągliwości krzywizny μ_ϕ w zależności od względnego rozstawu strzemion s/ϕ . Współczynnik ciągliwości krzywizny rośnie z zmniejszeniem rozstawu strzemion. Jeżeli rozstaw strzemion jest większy od dziesięciu średnic zbrojenia podłużnego ($s > 10\phi$) to współczynnik ciągliwości krzywizny utrzymuje się na mniej więcej stałym poziomie. Takie zachowanie przekroju, charakteryzujące się nagłym spadkiem nośności (punkty SF na wykresie z rys.5) jest spowodowane tym, że w obliczeniach uwzględniona jest możliwość niesprężystego wyboczenia prętów zbrojenia podłużnego.

6. Uwagi końcowe

W szczególnych przypadkach konstrukcje w czasie ich użytkowania mogą pracować w stanie deformacji pokrytycznych. Niekiedy konieczne jest również sprawdzenie jak zachowują się projektowane konstrukcje i elementy konstrukcyjne w ekstremalnych warunkach, po ich uplastycznieniu.

Wymaga to zdefiniowania i wprowadzenia nowych faz pracy elementów odpowiednich do opisu stanów w nich występujących po przekroczeniu stanu granicznego nośności, a także zastosowania metod analizy, które pozwolą na określenie wielkości niezbędnych do oceny zachowania konstrukcji i elementów konstrukcyjnych w stanie deformacji pokrytycznych.

Zaproponowana metoda analizy przekroju mimośrodowo ściskanego obejmuje cały zakres deformacji tego przekroju, od zarysowania do odspojenia otuliny i wyboczenia prętów zbrojenia podłużnego. Metoda ta pozwala na ocenę wpływu podstawowych parametrów zbrojenia podłużnego i poprzecznego na zachowanie przekroju. W przypadku zbrojenia podłużnego będą to stopień zbrojenia rozciąganego, stopień zbrojenia ściskanego i średnica prętów, a w przypadku zbrojenia poprzecznego są to rozstaw strzemion, ich średnica oraz konfiguracja strzemion.

Literatura

- 1 Aliawdin P., Kasabutski S., Limit and shakedown analysis of RC rood cross section, *Journal of Civil Engineering Management*, 2009, Vol.15, No.1, 59-66.
- 2 CEB Bulletin d'Information No 242, 1988, Ductility of reinforced concrete structures.
- 3 Darwin D., Nmai Ch.K., Energy dissipation in RC beams under cyclic load, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1985, Vol.112, No.8, s.1829-1846.
- 4 Karthik M.M., Mander J.B., Stress-block parameters for unconfined and confined concrete based on a unified stress-strain model, 2011, *Journal of Structural Engineering*, Vol.137, No5, 270-273.
- 5 Kent D.Ch., Park R., Flexural members with confined concrete, *Journal of Structural Division*, Proceedings ASCE, Vol.97, No.ST7, 1971, 1969-1990.
- 6 Korentz J., O nowej metodzie modelowania pracy przegubu plastycznego w belkach i słupach żelbetowych, 52 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Gdańsk-Krynica, 2005, t.3 Konstrukcje betonowe, 89-96.
- 7 Korentz J., Model betonu uzwojonego w elementach mimośrodowo ściskanych i zginanych, *Problemy naukowo-badawcze budownictwa*, t.6 Badawczo-projektowe zagadnienia w budownictwie, Białystok-Krynica, 2008, 221-228.

- 8 Korentz J., Model zależności moment-krzywizna dla belek żelbetowych - ocena ciągliwości, 55KN KILiW PAN i KN PZiTb, Problemy naukowo-badawcze budownictwa, Kielce-Krynica, 2009, 231-238.
- 9 Korentz J., Niesprężyste wyboczenie prętów, model zjawiska, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2012, nr 283, z.59, 101-108.
- 10 Korentz J., Metoda analizy pracy zginanego przekroju żelbetowego w stanie deformacji pokrytycznych, Budownictwo i Architektura, 2013, Vol.12, No.1, 123-130
- 11 Park R., Priestley M.J.N., Gill D., Ductility of square-confined concrete columns, Journal of the Structural Division, ASCE, 1982, Vol.108, No.ST4, s.929-950.
- 12 Pfrang E.O., Siess C.P., Sozen M.A., Load-moment-curvature characteristics of reinforced concrete cross section, ACI Journal, Proceedings, 1964, Vo.64, No.7, 763-778.
- 13 PN-EN 1992-1-1:2008, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Cz.1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 14 PN-EN 1998-1:2005 (U) Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym - Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków.
- 15 Praca zbiorowa, Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, 2006, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne.
- 16 XTRACT v3.0.8, Cross-sectional X Structural Analysis of Components, Imbsen Software System, 2007, <http://www.imbsen.com>

Methods of analysis of a reinforced concrete section under bending with axial force in the post-yield range

Jacek Korentz

*Institute of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
University of Zielona Góra, e-mail: j.korentz@ib.uz.zgora.pl*

Abstract. Predicting the behaviour of plastic hinges subjected to large inelastic deformations caused by extreme loads such as earthquakes plays an important role in assessing maximum stable deformation capacities of framed concrete structures. This paper presents the analytical procedure for analysing the behaviour of a reinforced concrete section under bending with axial force in the post-yield range. The following stages of section behaviour are defined: the uncracked, first cracked, yielding, cover crushing, cover spalling, buckling of bars and limit stages. The relationship between the moment and curvature in these stages, including the effects of concrete confinement, the spalling of the concrete cover, and the inelastic buckling of the reinforcing bars, is considered. The presented method makes it possible to estimate the ductility of reinforced concrete members with various longitudinal and transverse reinforcement.

Keywords: RC section, column, bending with axial force, ductility, curvature, post-yield range

Zarysowanie i nośność przestrzennego układu tarcz zbrojonych ortogonalnie

Krystyna Nagrodzka-Godycka¹, Anna Knut², Kamila Zmuda-Baszczyń³

^{1,2,3} *Katedra Konstrukcji Betonowych, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹krystyna.nagrodzka-godycka@wilis.pg.gda.pl, ²anna.knut@wilis.pg.gda.pl, ³kamila.zmuda-baszczyń@wilis.pg.gda.pl,*

Streszczenie: W referacie przedstawiono wyniki badania eksperymentalnego przestrzennego układu tarcz z tarczą wspornikową obciążoną po wysokości i tarczą poprzeczną ją wspierającą. Wyniki badania w zakresie zarysowania i nośności przeanalizowano pod kątem udziału betonu w pracy układu tarczowego. Zweryfikowano przydatność wytrzymałości betonu na przecinanie w ocenie nośności.

Słowa kluczowe: żelbetowa tarcza, wspornik, zarysowanie, nośność, przecinanie

1. Wprowadzenie

Współczesna architektura budynków charakteryzuje się zróżnicowaniem przestrzennym bryły obiektu. Niekonwencjonalne i wyszukane podejście architektów w kształtowaniu elewacji, stanowi nie lada wyzwanie dla konstruktora. Ciekawą formę uzyskuje się niejednokrotnie stosując wykusze dochodzące nawet do kilku kondygnacji.

W tego rodzaju obiektach często jednym z głównych elementów konstrukcyjnych są tarcze lub układy przenikających się tarcz z różnorodnym obciążeniem, na krawędzi górnej, dolnej lub po wysokości.

Szczególnie w odniesieniu do tego ostatniego rodzaju obciążenia mało jest informacji na temat wymiarowania żelbetowych tarcz wspornikowych lub tarcz z przewieszzeniami, a bardzo nieliczne dotyczą badań eksperymentalnych. Brak jest szczegółowych normowych zaleceń konstrukcyjnych [1]. Badania dotyczące m.in. tarcz wspornikowych obciążonych po wysokości prowadzili F. Leonhardt i R. Walther [2]. W Polsce badaniami tarcz żelbetowych zajmowali się T. Godycki-Ćwirko [3] i D. Ułańska [4]. Program badań [4] obejmował płaskie tarcze wspornikowe obciążone na krawędzi górnej.

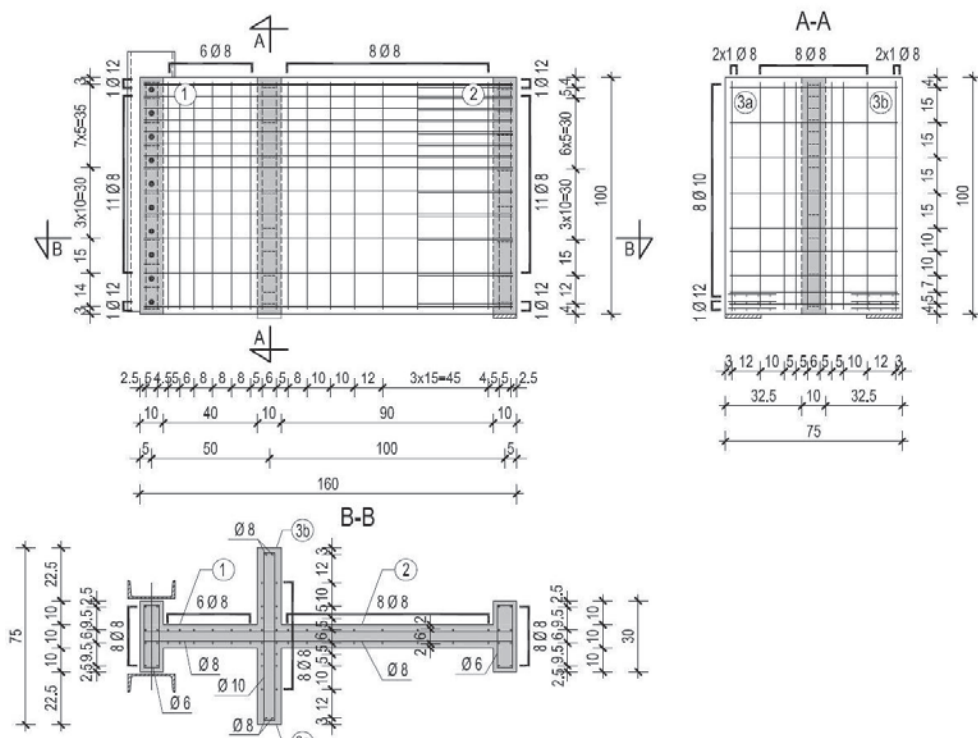
Główne zalecenia konstrukcyjne w odniesieniu do tarcz wspornikowych sformułowane przez Leonhardta i Mönniga w [5] preferują zbrojenie ukośnymi prętami wraz z podwieszającymi strzemiionami pionowymi.

W referacie przedstawiono wyniki własnych badań eksperymentalnych układu przestrzennego tarcz ze wspornikową tarczą obciążoną po wysokości i tarczą poprzeczną, na której wspornikowa została zawieszona.

2. Program badań

Badania przeprowadzono dla przestrzennego układu tarcz żelbetowych składającego się z tarczy podłużnej ze wspornikiem o stosunku $l_k/H = 0,5$ (wysięg l_k i wysokość H) przewieszzonej na tarczy poprzecznej z podporami miejscowymi (rys.1 i 4). W celu przekazania siły po wysokości wspornika zaprojektowano odpowiedni układ stalowych ceowników i sworzni poziomych usytuowanych na wysokości wspornika.

Wymiary tarcz dostosowano do możliwości technicznych prasy wytrzymałościowej. Tarcze miały grubość 10 cm i wysokość 100 cm. Długość tarczy podłużnej wynosiła 150 cm (w tym 50 cm części wspornikowej), zaś tarczy poprzecznej 75 cm. Badano tarcze ze zbrojeniem ortogonalnym i z dodatkowymi prętami ukośnymi. W niniejszym referacie przedstawiono badania tarcz zbrojonych ortogonalnie. Przestrzenny układ tarcz został zabrojeny prętami o średnicy 8, 10 i 12 mm na podstawie analizy przeprowadzonej wg MES w fazie sprężystej oraz zaleceń konstrukcyjnych. Z uwagi na naprężenia w obszarze podpór tarczy poprzecznej zastosowano w tych miejscach dodatkowe zbrojenie na docisk w postaci siatek zgrzewanych o średnicy 6 mm w trzech warstwach. Geometrię i zbrojenie badanych tarcz przedstawiono na rysunkach 1 i 2a.



Rys. 1. Geometria i zbrojenie badanych tarcz

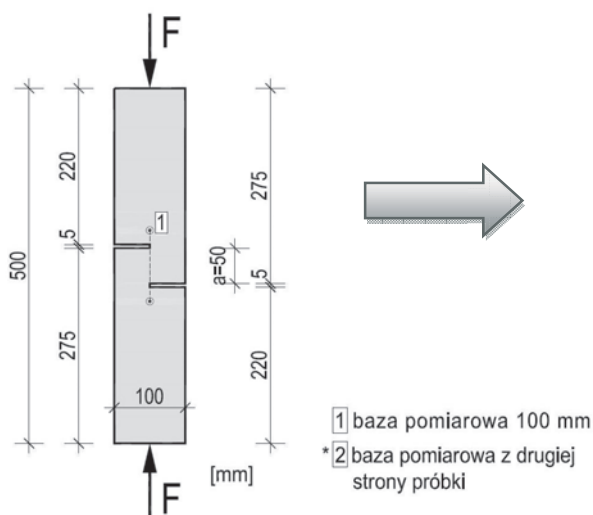
Układ tarcz betonowano w pozycji pionowej, z uwagi na ograniczoną grubość, zastosowano samozagęszczalną mieszankę betonową z kruszywem o średnicy 8 mm (rys. 2b).

Wykonano badania wytrzymałościowe betonu i stali. Beton badano na ściskanie i rozciąganie (przez rozłupanie), określono również moduł sprężystości (po 10 próbek dla każdego rodzaju badania).

Krzyżujący się układ tarcz i sposób ich obciążenia wywoływał niszczenie na przecięcie poprzeczne odpowiednim kształtowaniem zarysowania. To ukierunkowuje analizę wytężenia betonu na zjawisko przecięcia. Przecięcie betonu było przyczyną niszczenia tarcz w badaniach [4]. Ponieważ ten rodzaj wytrzymałości nie jest regulowany przepisami normowymi, a wzory ją określające w literaturze, których przegląd można znaleźć w [6] dają różne wyniki, przeprowadzono własne badania betonu na przecięcie (rys.3). Kształt próbki do badań na przecięcie przyjęto wg [7]. Wyniki badań betonu przedstawiono w Tab.1.



Rys. 2. Przygotowania elementu badawczego: a) zbrojenie z rozmieszczonymi tensometrami b) tarcza przed betonowaniem



Rys. 3. Stanowisko badawcze i geometria badanej próbki

Tabela 1. Wytrzymałości badanego betonu

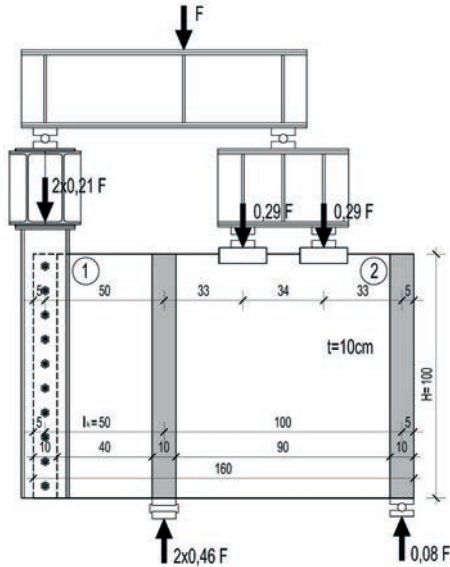
	Wytrzymałość betonu [MPa]		
	na ściskanie $f_{cm, \phi 15/30}$	na rozciąganie $f_{ctm, (spl\ cube\ 15)}$	na przecinanie f_{ctm}
f_c	50	3,6	9,67
s_{fc}^*	3,22	0,31	1,2
v^{**}	6,43%	8,7%	12,2%

*-odchylenie standardowe, **- współczynnik zmienności

3. Przebieg badań

Badanie zostało przeprowadzone w specjalnie zaprojektowanym stanowisku badawczym w prasie wytrzymałościowej firmy Walter+Bai A.G. o maksymalnym nacisku 5000 kN, obciążenie zadawane było poprzez przemieszczenie tłoka prasy z prędkością 0,5 mm/minutę. Rozkład siły z prasy F przedstawiono na rys. 4. Obciążenie tarczy wspornikowej stanowiło 0,42 całkowitej siły F , natomiast tarczę podłużną (przęsłową)

obciążano dwiema siłami skupionymi po $0,29F$ każda. Na tarczę poprzeczną - po jej wysokości -przekazywała się całkowita siła wartości $0,92F$, dając reakcję podporową $0,46F$ każda (rys.4). Schemat układu tarcz na stanowisku badawczym z działającym obciążeniem i reakcjami przedstawiono na rys.4, natomiast na rys.5 przedstawiono tarcze na stanowisku badawczym.



Rys. 4. Schemat obciążenia badanych tarcz



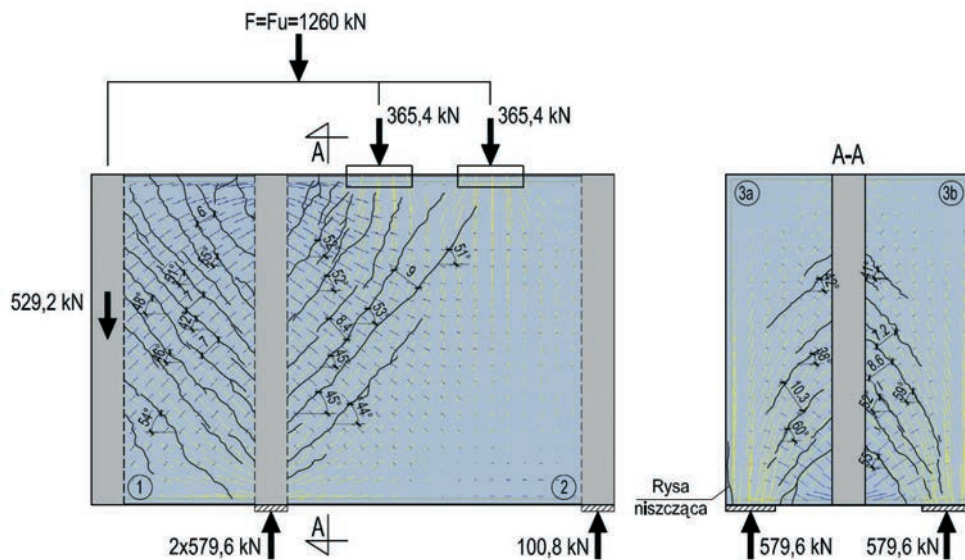
Rys. 5. Tarcza na stanowisku badawczym

Dla każdego poziomu obciążenia były prowadzone pomiary odkształceń stali, betonu, pomiary przemieszczeń, siły oraz rejestrowano szerokość i propagację rys.

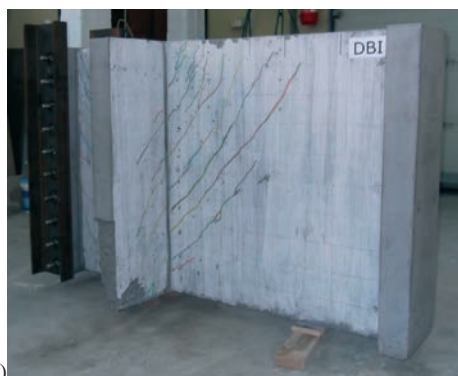
4. Wyniki badań

Pierwsze zarysowanie tarczy podłużnej nastąpiło przy sile $F=357$ kN, co stanowiło ok. $0,28F_u$. Rysy pojawiły się w narożu rozciągającym przy połączeniu z tarczą poprzeczną zarówno w części wspornikowej jak i przęsłowej. Tarcza poprzeczna zarysowała się przy poziomie obciążenia $0,365F_u$. Przebieg zarysowania był niemal zgodny z kierunkiem głównych naprężeń ściskających uzyskanym z analizy wg MES. Na rysunku 6 przedstawiono obraz zarysowania tuż przed wyczerpaniem nośności na tle trajektorii naprężeń głównych. Kąt nachylenia rys, przy zniszczeniu, wynosił od 55° do 42° w tarczy wspornikowej, w przęśle tarczy podłużnej 53° ÷ 44° , natomiast w tarczy poprzecznej rysy biegnęły pod kątem od 40° do 60° . Zarysowanie, jak też odkształcenia stali i betonu, wskazywały, że przyczyną niszczenia jest wytrzymałość betonu na przecinanie. Przed zniszczeniem, przy sile $F=1200$ kN ($0,95F_u$), pojawiła się rysa biegnąca od podpory tarczy poprzecznej ku górze (rys. 6, przekrój A-A) bardzo szybko zwiększająca swoją szerokość. Obszar podporowy tarczy poprzecznej z lewej strony zadecydował o nośności całego układu.

Badany układ tarcz zniszczył się pod obciążeniem $F_u = 1260$ kN, przy sile obciążającej wspornik wynoszącej $0,42F_u = 529,2$ kN. Dla tarczy poprzecznej siła miała wartość $0,92F_u = 1159,2$ kN (reakcja podporowa była równa $0,46F_u = 579,6$ kN). Zarysowanie tarcz po zniszczeniu przedstawiono na zdjęciach – rys. 7.



Rys. 6. Obraz zarysowania na tle trajektorii naprężeń głównych



a)



b)



c)

Rys. 7. Zniszczenie tarczy żelbetowej: a) widok ogólny, b) i c) obszar niszczenia bezpośrednio po badaniu

5. Analiza nośności tarcz z uwagi na beton

Dla badanego układu tarcz i zarysowania jak na rys. 6 przeanalizowano nośność z uwagi na wyczerpanie wytrzymałości betonu na przecinanie oraz możliwe przekroczenie naprężeń na ściskanie w betonowych krzyżułkach wydzielonych rysami ukośnymi, jak też z uwagi na docisk w strefie podporowej tarczy poprzecznej.

Wytrzymałość na przecinanie dla tarcz wg T. Godyckiej-Ćwirko [3] opisana jest wzorem:

$$f_{ctm} = f_{cw} \cdot \frac{b}{2 \cdot H} \cdot \sqrt{\frac{H}{b}} \quad (1)$$

gdzie: $f_{cw} \approx 1,09 \cdot f_{cm, \phi 15/30}$, b - grubość tarczy, H - wysokość tarczy

Uwzględniając zależność:

$$F_{Vu} = f_{ct} \cdot b \cdot H \quad (2)$$

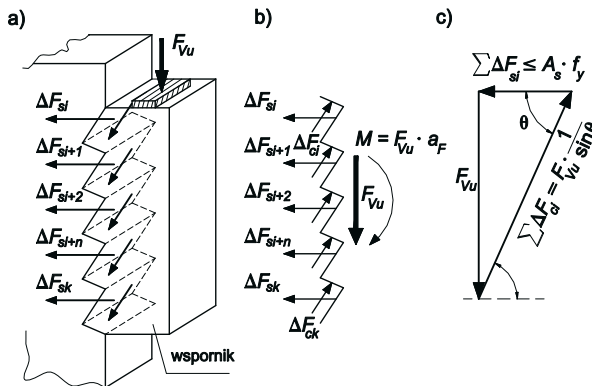
możemy zdeterminować graniczną siłę poprzeczną wg [3] jako:

$$F_{Vu} = 0,5 \cdot f_{cw} \cdot b \cdot \sqrt{H \cdot b} \quad (3)$$

Graniczna siła niszcząca podana za [8] wg Robinsona wynosi:

$$F_{Vu} = 0,1 \cdot b \cdot d \cdot f_c \quad (4)$$

Wyczerpanie nośności z uwagi na przekroczenie naprężeń na ściskanie w betonowych krzyżułkach wydzielonych rysami ukośnymi można określić na podstawie wzoru (5) uzyskanego ze schematu niszczenia wg K. Nagrodzkiej-Godyckiej [9] - rys. 8.



Rys. 8. Mechanizm niszczenia wg [9]: a) model b) rozkład sił, c) obliczeniowy schemat zastępczy kratownicy pojedynczej

$$F_{Vu} = f_{c,red} \cdot b \cdot d \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (5)$$

gdzie θ - jest kątem nachylenia rysy ukośnej, $f_{c,red}$ - zredukowana wytrzymałość betonu na ściskanie z uwagi na zarysowanie, $f_{c,red} = v \cdot f_c$, w Tab. 2 przyjęto z [1]

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Wykorzystując schemat przedstawiony na rys. 8 do wyodrębnionych rysami płasko-przeciętnymi oraz wytrzymałość betonu na przecinanie f_{ct} nośność można zapisać wzorem:

$$F_{Vu} = f_{ct} \cdot b \cdot H \cdot \sin^2 \theta \quad (6)$$

W tabeli 2 przedstawiono eksperymentalne i obliczone wartości wytrzymałości na przecinanie i graniczne siły poprzeczne. Obliczenia przeprowadzono dla kątów nachylenia rys ukośnych, które wystąpiły w badaniach eksperymentalnych przy zniszczeniu (rys. 6) oraz obliczonych na podstawie pomiarów ekstensometrem odkształceń na bazach w układzie rozet prostokątnych.

Układ tarcz zbrojony prętami pionowymi i poziomymi osiągnął 5% większą siłę od projektowanej (1200 kN). Zarysowanie oraz analiza wyników wykazują, że nie doszło do wyczerpania nośności betonu na ściskanie w betonowych krzyżulcach tarczy zarówno wspornikowej jak i poprzecznej. Graniczne siły poprzeczne, określone z warunku przecinania betonu jakkolwiek określone tylko pod kątem udziału betonu, są zbliżone do sił tnących występujących w tarczach.

Tabela 2. Eksperymentalne i obliczone graniczne siły poprzeczne

Tarcza	Kąt nachylenia rysy ukośnej θ [°]	Z uwagi na przecinanie f_{ct} [MPa]; V_u [kN]						Z uwagi na ściskanie	
		$f_{ct,cal}$ wg (1)	$V_{u,cal}$ wg (3)	$V_{u,cal}$ wg (4)	$f_{ct,exp}$	$V_{u,\tau exp}$ wg (2)	$V_{u,\tau exp}$ wg (6)		$V_{u,exp}$ wg (5)
Wspornikowa $0,42F_u=$ 529,2 kN	$\theta_{sr}= 49,3$	8,62	861,7	485	9,67	967	555,4	1151,1	
	$\theta_{sr, roz}= 39,5$						391	1142,5	
Poprzeczna $0,46F_u=$ 579,6 kN	$\theta_{sr}= 49,6$	Podpora tarczy poprzecznej – nośność z uwagi na docisk (beton) $V_C=750$ kN; z uwzgl. siatek zbr. $V_{RC} = 1268$ kN						560,4	1149,2

6. Wnioski

Ortogonalne zbrojenie, łatwiejsze w wykonawstwie, umożliwiło osiągnięcie projektowanej nośności. Nośność tak zbrojonego układu tarcz była niewiele mniejsza od układu zbrojonego dodatkowymi prętami ukośnymi. Obszar podporowy tarczy poprzecznej, pomimo istniejącego zbrojenia na docisk, był przyczyną zaniżenia zdolności nośnej układu przestrzennego tarcz. Stąd wniosek, że zabezpieczenie strefy docisku powinno obejmować większy obszar narożnika podporowego. Powyższe zalecenie nie dotyczy tarcz z podporą słupową.

Literatura

- 1 PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 2 Leonhardt F., Walther R. Wandartige Träger, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, nr 178, 1966, s.159.
- 3 Godycki-Ćwirko T. Wandartige Stahlbetonträger mit Auflagerverstärkungen (Lisenen) im Zustand I und II. Bauplanung-Bautechnik, 23 Jg., Heft 6 Juni 1969, pp. 291-295 und Heft 7 Juli 1969, pp. 345-346.
- 4 Ułańska D. Badania jednoprzęsłowych tarcz ze wspornikami. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych. Politechnika Łódzka: Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego, Zeszyt 1 (1991), Łódź, s.45-99.
- 6 Leonhardt F. und Mönning E. Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil. Springer-Verlag, Berlin 1974, s.171-180.

- 7 Godycki-Ćwirko T. *Mechanika betonu*. Arkady, Warszawa 1982, s. 344.
- 8 Kiernożycki W., Rucińska T. Wytrzymałość styrobetonu na przecinanie. *Inżynieria i Budownictwo*, 12/2011, s. 677-678.
- 9 Starosolski W. *Konstrukcje żelbetowe według EC2 i norm związanych*, t. 4. PWN, Warszawa 2012, s. 226-240.
- 10 Nagrodzka-Godycka K. Badania bardzo krótkich wsporników żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 6/2001, s.349-350.

Crack morphology and load carrying capacity of the deep beams reinforced orthogonally

Krystyna Nagrodzka-Godycka¹, Anna Knut², Kamila Zmuda-Baszczyń³

^{1,2,3} Katedra Konstrukcji Betonowych, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, e-mail: ¹krystyna.nagrodzka-godycka@wilis.pg.gda.pl, ²anna.knut@wilis.pg.gda.pl, ³kamila.zmuda-baszczyń@wilis.pg.gda.pl,

Abstract: The paper presents the results of experimental study carried out by authors on the deep beams with cantilever which was loaded throughout the depth. The main deep beam was directly simply supported on the one side. On the other side the deep beam was suspended in another deep member situated at right angles. All deep beams created a spatial arrangement. The tested deep beams were reinforced orthogonally. Crack patterns and the mode of the failure as well shear concrete were analyzed for their influence on load carrying capacity of the deep beams.

Keywords: concrete reinforced, deep beams, cracks, load carrying capacity, shear concrete strength

Udział zbrojenia poprzecznego w nośności na ścinanie - sposobrzeżenia z badań

Rafał Ostromięcki

*Institut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: r.ostromecki@il.pw.edu.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki pomiarów siły przenoszonej przez strzemiona przecinające rysę ukośną. Badania przeprowadzono na belkach jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych. Celem badań była ocena udziału siły przenoszonej przez strzemiona w zadanym obciążeniu ścinającym. Stwierdzono także udział zbrojenia podłużnego w przenoszeniu obciążenia w postaci siły prostopadłej do osi prętów. W teoriach obliczeniowych ten czynnik jest zazwyczaj pomijany.

Słowa kluczowe: ścinanie, udział zbrojenia poprzecznego, udział betonu

1. Wprowadzenie

Zbrojenie poprzeczne strefy przypodporowej belek odgrywa kluczową rolę w nośności na ścinanie. Jest czynnikiem koniecznym, aby element nie ulegał zniszczeniu wkrótce po pojawieniu się rys ukośnych. Równocześnie nie jest to jedyny czynnik, decydujący o wartości siły granicznej. Obciążenie poprzeczne przenoszone jest bowiem częściowo w postaci naprężeń stycznych w betonowej strefie ściskanej. Swój udział ma także zbrojenie podłużne, przenosząc siły poprzeczną oraz podłużną względem osi. Naprężenia styczne przenoszone są w pewnym zakresie przez zazębianie się ziaren kruszywa dwóch, przeciwległych powierzchni rysy. Dodatkowo w rysie może wystąpić tarcie związane z działaniem podłużnej siły ściskającej, pochodzącej na przykład od sprężenia lub w przypadku niezgodności kąta nachylenia rysy i głównych naprężeń ściskających w betonie.

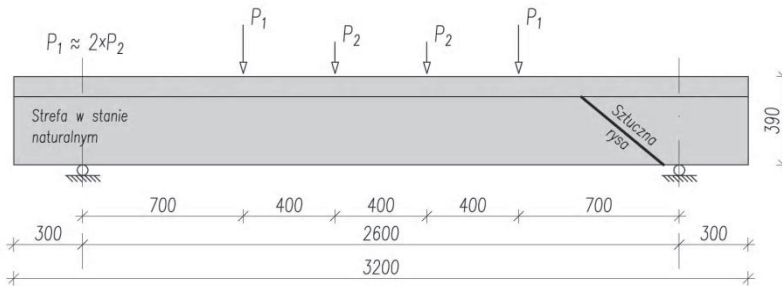
Propozycje obliczeniowe dla ścinania w różny sposób uwzględniają powyższe zjawiska. W teorii klasycznej kratownicy zastępczej (metoda przyjęta w Eurokodzie 2 [1]) całkowicie pomija się wpływ innych czynników niż zbrojenie poprzeczne. Uzupełnienie metody klasycznej, pozwalające na uwzględnienie wymienionych wyżej zjawisk zaproponował Reineck [2], lecz propozycja ta nie upowszechniła się w praktyce. Metoda zmodyfikowana pasma ściskanego [3] (MCFT – ang. modified compression field theory) pozwala w formie ogólnej na uwzględnienie zazębiania się ziaren kruszywa w rysie, tarcia związanego z siłą ściskającą czy zdolności prętów zbrojenia do przenoszenia siły poprzecznej względem ich osi. W praktyce natomiast stosowana jest z pewnymi uproszczeniami, polegającymi między innymi na pominięciu ostatniego z wymienionych czynników (jego uwzględnienie wymagałoby sformułowania dodatkowych związków konstytutywnych). MCFT nie pozwala także na uwzględnienie wpływu naprężeń ścinających w strefie ściskanej betonu. Wpływ na nośność czynników różnych od zbrojenia poprzecznego uwzględniany był także w niestosowanej obecnie metodzie Boryszańskiego. W zaleceniach Model Code 2010 [4, 5] do obliczeń nośności na ścinanie można stosować model klasyczny (w tak zwanym drugim stopniu dokładności) lub metodę MCFT (pierwszy i trzeci stopień

dokładności). W obliczeniach prowadzonych według tej drugiej metody rozróżnia się w nośności udział zbrojenia poprzecznego oraz innych czynników, określonych wspólnym mianem udziału betonu (ang. concrete contribution). Obliczenia według metody klasycznej, w drugim stopniu dokładności, opierają się wyłącznie na uwzględnieniu pracy zbrojenia poprzecznego.

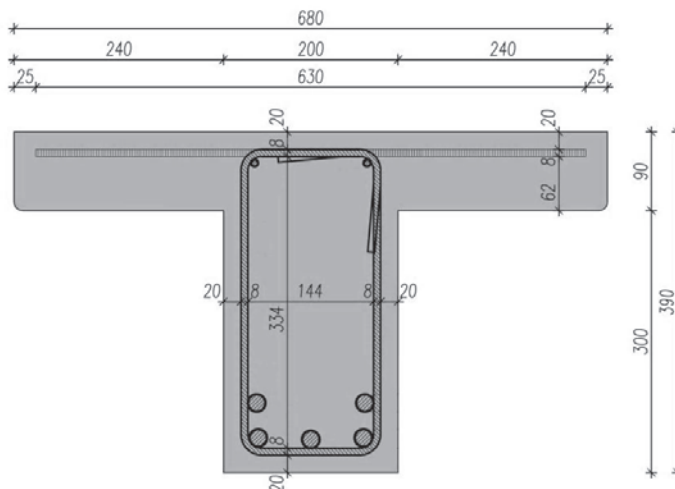
Celem niniejszego referatu jest przedstawienie pewnych spostrzeżeń z badań belek żelbetowych, w których dokonywano pomiarów odkształceń strzemion w miejscu przecięcia z rysą. Pomiarzy te pozwoliły na określenie łącznej siły przenoszonej przez zbrojenie poprzeczne oraz zestawienie ich z wartością obciążenia. Jak się okazuje udział w nośności na ścinanie zjawisk innych niż wpływ zbrojenia poprzecznego może być dość znaczny.

2. Badania eksperymentalne

Przedmiot badań stanowiły jednoprzęsłowe, swobodnie podparte belki żelbetowe. Były one obciążane czterema siłami skupionymi, w schemacie statycznym przedstawionym na rys. 1. Belki miały teowy przekrój poprzeczny zgodnie z rys. 2.



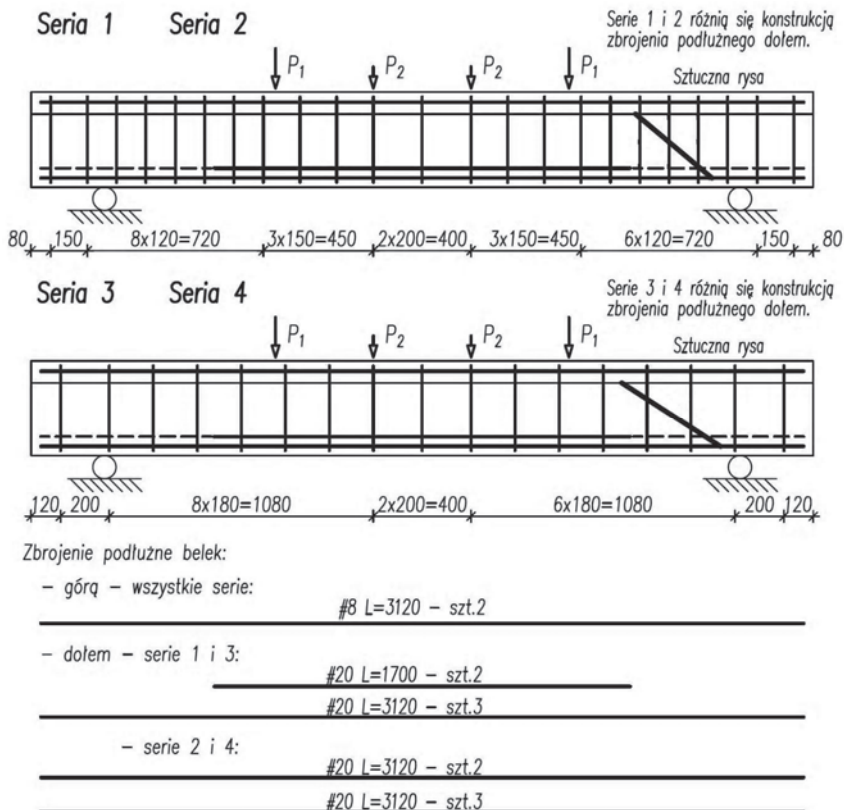
Rys. 1. Schemat statyczny belek w badaniach



Rys. 2. Przekrój poprzeczny belek

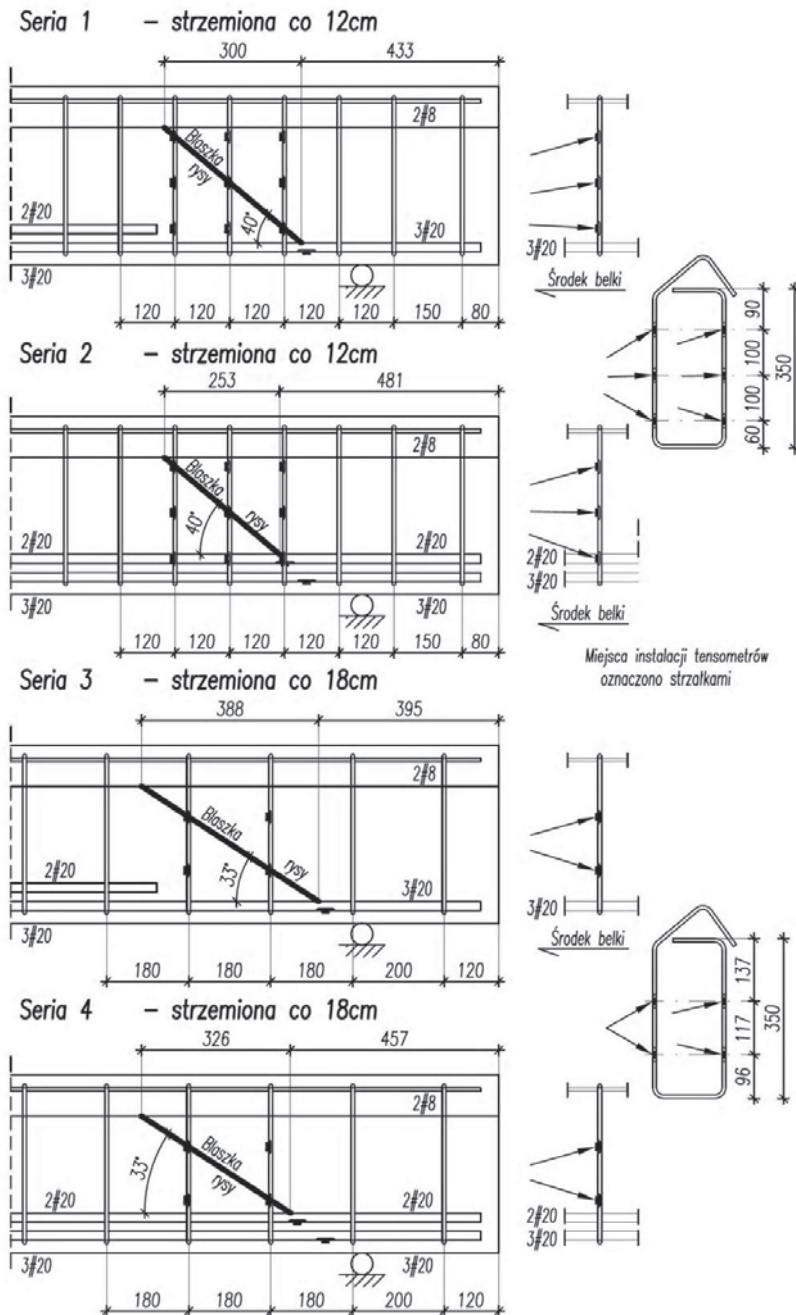
Belki zgrupowano w cztery serie (1-4), po trzy elementy każda. Parametrem zmiennym był rozstaw strzemion na odcinku pomiędzy podporą a punktem przyłożenia skrajnej siły skupionej, wynoszący 12 lub 18 cm. Różnicowano także konstrukcję zbrojenia podłużnego, doprowadzając do podpory i tam kotwiąc wszystkie pręty zastosowane

w przęśle – 100% (5 sztuk) lub ich część, stanowiącą 60% zbrojenia przęsłowego (3 z 5 prętów). Przedstawiono to na rysunku 3.



Rys. 3. Konstrukcja zbrojenia belek

Na jednym z końców belek formowano sztuczną rysę, o zadanym kącie nachylenia względem osi belki. Kąt ten wyznaczono we wstępnych badaniach, przeprowadzonych na elementach próbnych o identycznym schemacie statycznym i wymiarach jak te, poddane doświadczeniom (40° dla serii 1÷2 oraz 33° dla serii 3÷4). Uformowanie sztucznej rysy uznano za najprostszyspósb, pozwalający zlokalizować na strzemionach miejsca instalacji tensometrów. W badaniach zastosowano tensometry elektrooporowe o długości 20mm. Sztuczną rysę kształtowano poprzez umieszczenie wewnątrz szkieletu zbrojenia naoliwionej blachy o grubości 1mm. Blachę mocowano do zbrojenia drutem, zapobiegającym jej przesunięciu w czasie betonowania elementu. W belkach serii 1 i 2 (strzemiona co 12cm) sztuczna rysa przecinała trzy strzemiona. Na każdym ze strzemion zainstalowano po 6 czujników elektrooporowych – na trzech poziomach przecięcia strzemion rysą. W belkach serii 3 i 4 na długości sztucznej rysy występowały dwa strzemiona, każde opomiarowane w czterech punktach – na dwóch poziomach przecięcia z rysą. Zasadę instalacji czujników przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Miejsca instalacji czujników elektrooporowych na strzemionach

Do przygotowania elementów stosowano beton klasy C25/30, zamawiany w wytwórni. Średnia wytrzymałość na ściskanie, określona po 28 dniach od zabetonowania, na próbkach sześciennych o boku 15cm, wynosiła od 28,7 do 43,1 MPa (dla większości elementów uzyskano wartości w przedziale 34÷40MPa). Zastosowano strzemiona o średnicy 8 mm,

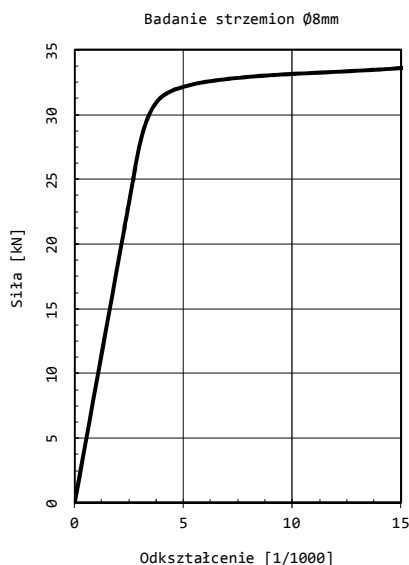
wykonane ze stali o granicy plastyczności deklarowanej przez producenta - 500 MPa. W badaniu kontrolnym granica plastyczności stali strzemion wyniosła 609 MPa. Zbrojenie podłużne wykonano z prętów o średnicy 20mm ze stali o granicy plastyczności 500 MPa, przy czym wartość sprawdzona doświadczalnie wynosiła 533 MPa.

Obciążenie belek realizowane było etapami, z przyrostem siły poprzecznej na odcinku pomiędzy podporą a skrajną siłą skupioną wynoszącym 15kN w każdej fazie. Badania prowadzono do momentu zniszczenia elementów. Szczegółowe wyniki pomiarów przedstawiono w [6].

3. Siła w strzemionach przeciętych rysą sztuczną

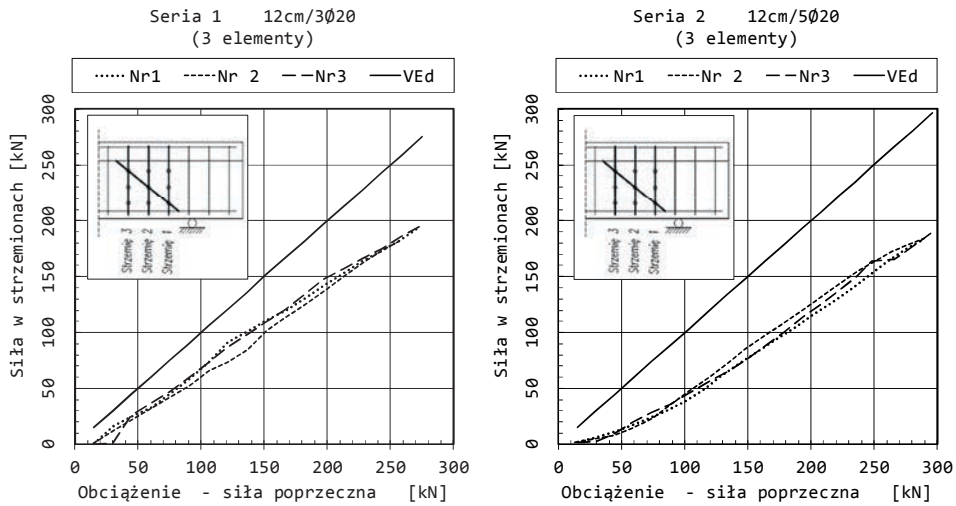
Wartość siły przenoszonej przez strzemiona w rysie sztucznej wyznaczano na podstawie pomierzonych odkształceń. Stosowano w tym celu zależność siła-odkształcenie ($N-\varepsilon$) określoną jako średnia z wyników badań 6 próbek stalowych. Zależność tę, przedstawioną na rysunku 5, opisano wzorem:

$$N = \begin{cases} 9,3085 \cdot \varepsilon & \text{dla } 0 \leq \varepsilon \leq 2,73 \\ -0,0019 \cdot \varepsilon^6 + 0,0842 \cdot \varepsilon^5 - 1,4794 \cdot \varepsilon^4 + 13,3846 \cdot \varepsilon^3 - 66,3048 \cdot \varepsilon^2 + \\ + 172,0347 \cdot \varepsilon - 152,213 & \text{dla } 2,73 < \varepsilon \leq 4,56 \\ -0,0003 \cdot \varepsilon^4 + 0,0140 \cdot \varepsilon^3 - 0,2618 \cdot \varepsilon^2 + 2,1692 \cdot \varepsilon + 26,241 & \text{dla } 4,56 < \varepsilon \leq 17,76 \end{cases} \quad (1)$$

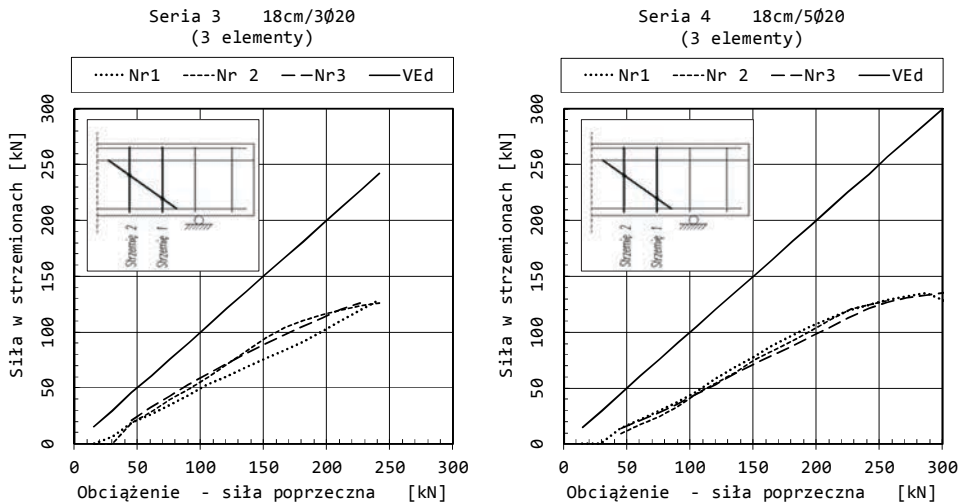


Rys. 5. Związek $N-\varepsilon$ dla stali strzemion – średnia według pomiarów

Łączne obciążenie w zbrojeniu poprzecznym w rysie wyznaczano dla każdej belki jako sumę sił panujących w poszczególnych strzemionach (trzech w seriach 1 i 2 oraz dwóch w seriach 3 i 4). Uzyskane wyniki przedstawiono na rysunkach 6 i 7.



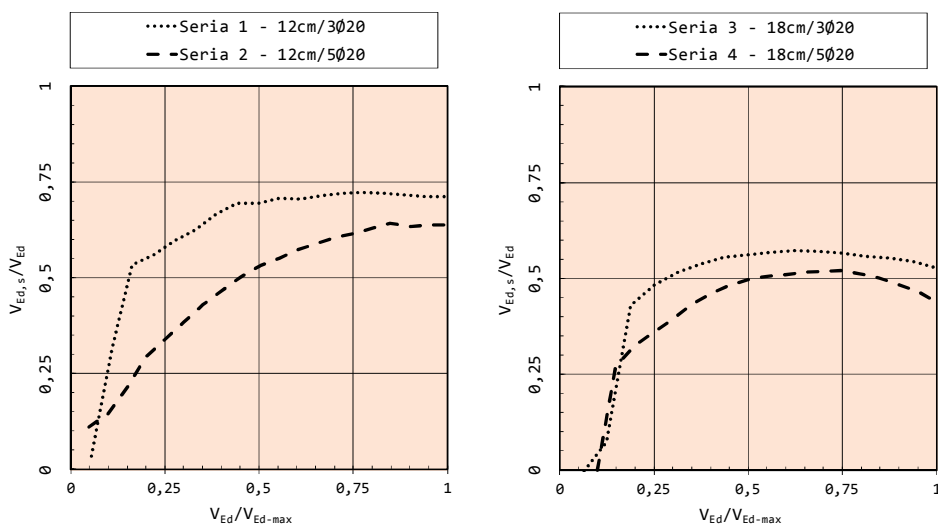
Rys. 6. Siła $V_{Ed,s}$ przenoszona przez strzemiiona w sztucznej rysie dla elementów serii 1 i 2



Rys. 7. Siła $V_{Ed,s}$ przenoszona przez strzemiiona w sztucznej rysie dla elementów serii 3 i 4

Na rysunku 8 przedstawiono uśrednione wyniki dla serii. Na osi rzędnych zaznaczono stosunek siły przenoszonej przez strzemiiona w rysie $V_{Ed,s}$ do wartości obciążenia siłą poprzeczną V_{Ed} . Na osi odciętych natomiast oznaczono stosunek obciążenia siłą poprzeczną V_{Ed} do wartości średniego obciążenia niszczącego dla danej serii $V_{Ed,max}$. Zastosowanie stopnia wyężenia elementu zamiast wartości obciążenia pozwala na łatwiejsze porównanie i ocenę uzyskanych rezultatów.

Zaobserwowano, że przy większym rozstawie strzemiion, udział ich w przenoszeniu obciążenia siłą poprzeczną był mniejszy, osiągając maksymalnie 57% dla serii 3 oraz 52% dla serii 4. Tymczasem w belkach o większym stopniu zbrojenia poprzecznego udział strzemiion w sile poprzecznej wyniósł maksymalnie 72% dla serii 1 i 64% dla serii 2.

Rys. 8. Stosunek siły przenoszonej przez strzemia $V_{Ed,s}$ do siły poprzecznej V_{Ed}

Ciekawy wniosek można wysnuć także z porównania wyników parami dla serii o jednakowym rozstawie strzemion. Przy takim zestawieniu jedynym parametrem różniącym badane elementy był stopień zbrojenia podłużnego, doprowadzonego i zakotwionego na podporze. Kilkuprocentowa różnica w obciążeniu strzemion może zatem świadczyć, że zbrojenie podłużne przenosi siłę poprzeczną do osi prętów, co przy wyższym stopniu zbrojenia prowadzi do zmniejszenia siły w strzemionach.

Tabela 1. Wartości stosunku $V_{Ed,s} / V_{Ed}$

Lp.	Seria	1	2	3	4
1	Rozstaw strzemion	12cm	12cm	18cm	18cm
2	Zbrojenie doprowadzone z przęśla do podpory	60%	100%	60%	100%
3	$(V_{Ed,s} / V_{Ed}) \max$	0,72	0,64	0,57	0,52
4	$(V_{Rd,s} / V_{Rd})$ wg MC2010*	0,79	0,77	0,72	0,67

* Stosunek $V_{Rd,s} / V_{Rd}$ według Model Code 2010 obliczono w fazie wyczerpania nośności, przy założeniu średnich parametrów materiałowych przyjętych z badań, zakładając trzeci stopień dokładności obliczeń (metoda MCFT).

W tabeli 1 zestawiono wartości stosunku $V_{Ed,s}/V_{Ed}$ dla serii – największej spośród zaobserwowanych w badaniach. Wartości te porównano z odpowiednim stosunkiem wyznaczonym obliczeniowo przy wykorzystaniu Model Code 2010 z założeniem trzeciego stopnia dokładności. Jak łatwo zauważyć, doświadczalny udział strzemion w przenoszeniu obciążenia siłą ścinającą był nieco niższy niż uzyskuje się w obliczeniach. Niewielką różnicę stwierdzono w przypadku belek z silniejszym zbrojeniem poprzecznym i słabszym podłużnym, największa przy silniejszym podłużnym a słabszym poprzecznym.

4. Podsumowanie

Otrzymane wyniki wskazują na dość znaczny udział w przenoszeniu obciążenia siłą ścinającą czynników innych niż zbrojenie poprzeczne. W pewnych warunkach udział ten może być bliski 50% (silne zbrojenie podłużne, słabe poprzeczne). Ponadto stwierdzono pewien udział zbrojenia podłużnego w przenoszeniu siły poprzecznej, mimo że w opisach teoretycznych zjawiska ścinania zakłada się, że pręty (zarówno podłużne jak i strzemia)

przenoszą wyłącznie siły osiowe. Zwrócić należy jednak tutaj uwagę, że w badaniach stosowano pręty o znacznej średnicy (20mm), zatem o dużej sztywności w kierunku poprzecznym do osi. Również należy podkreślić, że zastosowanie wewnątrz szkieletu zbrojenia gładkiej, do tego naoliwionej blachy, w znacznym stopniu wyeliminowało zjawisko ząbienia się kruszywa w rysie. Oznacza to, że udział czynników innych niż zbrojenie poprzeczne w przenoszeniu ścinania może być nieco większy od zarejestrowanego w przeprowadzonych badaniach.

Interesujące byłoby podjęcie próby wyjaśnienia udziału naprężeń stycznych w betonie strefy ściskanej w przenoszeniu siły poprzecznej i przeprowadzenia porównawczych badań na elementach o przekroju prostokątnym. Zastosowanie w przedstawionych doświadczeniach przekroju teowego mogło mieć bowiem istotny wpływ na wielkość siły przekazywanej na strzemiona.

Literatura

- 1 PN-EN:1992-1-1. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków. 2008.
- 2 Reineck K. H. Ultimate shear force of structural concrete members without shear reinforcement derived from a mechanical model. *ACI Structural Journal*, v. 88, No.5. 1991.
- 3 Vecchio F. J., Collins M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to shear. *ACI Journal Proceedings*, v. 83, No.2, 1986.
- 4 Model Code 2010 – First Complete Draft, Vol. 1, *Fib Bulletin* No. 55, 2010.
- 5 Model Code 2010 – First Complete Draft, Vol. 2, *Fib Bulletin* No. 56, 2010.
- 6 Ostromecki R. Szerokość rys ukośnych w żelbetowych elementach zginanych. Rozprawa doktorska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. 2012.

Transverse reinforcement contribution in shear – remarks from experimental research

Rafał Ostromecki

*Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Warsaw University of Technology, e-mail: r.ostromecki@il.pw.edu.pl*

Abstract: The results of research for transverse reinforcement contribution in shear are presented in the article. Tests were made on the single span, simply supported beams. Resistance gauges were used to measure the strain on the stirrups at points crossing the artificial crack, formed with the thin, greased plate. Basing on the constitutive law for the stirrups steel derived in test, the force in stirrups was invented $V_{Ed,s}$. Such an attitude allowed to compare the force carried by stirrups $V_{Ed,s}$ with the actual shear loading V_{Ed} . In the performed test made the stirrups contribution was between 52 and 72% of shear force. It was also noticed, that longitudinal reinforcement carried some transverse force as well. This ability is usually neglected in shear theories.

Keywords: shear, transverse reinforcement contribution, concrete contribution

Badania zakotwień w systemie wzmacniania konstrukcji sprężonymi taśmami CFRP

Paulina Paśko¹, Bartosz Piątek², Tomasz Siwowski³

^{1,2,3} Zakład Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: ¹ppasko@prz.edu.pl, ²piatek@prz.edu.pl, ³siwowski@prz.edu.pl

Streszczenie: Materiały kompozytowe CFRP ze względu na swoje znakomite parametry mechaniczne są coraz szerzej wykorzystywane w budownictwie. W ostatnich kilkunastu latach obserwuje się m.in. coraz większe wykorzystanie kompozytów FRP (taśm, mat, kształtek, itp.) do wzmacniania różnego rodzaju konstrukcji budowlanych. Dotychczasowe badania jednoznacznie wykazują korzyści wynikające z zastosowania sprężonych taśm CFRP. Wykorzystanie materiału jest wówczas dużo bardziej efektywne pod względem wytrzymałościowym i ekonomicznym. Jednak efektywność takich aplikacji zależy od niezawodności zastosowanego systemu zakotwienia. Celem przeprowadzonych badań było opracowanie nowego, efektywnego i niezawodnego zakotwienia dla systemu sprężania taśm CFRP. Osiągnięcie wysokiej nośności zakotwienia stało się możliwe dzięki wykorzystaniu różnych cech połączenia stal-kompozyt (skleina, tarcie, nity). Wyniki badań potwierdziły skuteczność nowego rozwiązania – osiągnięto efektywność zakotwienia na poziomie 70% wytrzymałości taśmy CFRP na rozciąganie.

Słowa kluczowe: kompozyty CFRP, sprężanie taśm, zakotwienia, wzmacnianie konstrukcji

1. Wprowadzenie

W połowie lat 80-tych rozpoczęto w szwajcarskim instytucie *EMPA* realizację programu badawczego, którego celem była ocena możliwości zastosowania taśm kompozytowych z włókien węglowych zatopionych w żywicy epoksydowej (CFRP - *carbon fibre reinforced polymer*) do wzmacniania konstrukcji żelbetowych, w tym mostów. Wyniki tych badań udowodniły przydatność taśm CFRP w budownictwie [1]. W Polsce taśmy CFRP do wzmacniania obiektów budowlanych stosuje się już ponad 15 lat. Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu miało miejsce w 1997 r. na moście przez rzekę Wiar w Przemyślu. Dzięki zastosowaniu nowej wówczas technologii skutecznie i trwale podniesiono klasę nośności obiektu, a opracowany algorytm obliczeniowy był wielokrotnie stosowany do projektowania kolejnych realizacji i wdrożeń [2]. Od tego czasu technologia wzmacniania konstrukcji żelbetowych taśmami kompozytowymi została kompleksowo przebadana w wielu krajowych ośrodkach naukowych i uchodzi obecnie za procedurę standardową, o znanym algorytmie projektowania i sposobie aplikacji.

Wyniki badań naukowych wykazały jednak, że efektywność wzmocnienia elementów za pomocą przyklejanych biernie taśm kompozytowych jest ograniczona z powodu przedwczesnego odpajania taśmy od podłoża, bez pełnego wykorzystania wytrzymałości kompozytu. Liczne badania wykazały, że jedynie 30-35% wytrzymałości na rozciąganie kompozytu CFRP może być zmobilizowane w stanie granicznym nośności, ponieważ

wytrzymałość skleiny, która zależy m.in. od wytrzymałości na rozciąganie betonu otuliny, jest niewystarczająca do pełnego wykorzystania wytrzymałości na rozciąganie taśmy CFRP. Osiągany efekt wzmocnienia elementu jest zatem niewspółmierny do potencjału kompozytu CFRP. Taśmy kompozytowe z włókien węglowych charakteryzują się bowiem bardzo dużym zakresem liniowych odkształceń sprężystych, dochodzących do wartości ponad 15 %. Dopuszczalne wydłużenie przyklejonej taśmy kompozytywnej jest parametrem decydującym o sposobie jego wykorzystania oraz wpływa na opłacalność stosowania tego typu materiału do wzmocnienia konstrukcji.

Efektywność wzmocnienia elementów konstrukcyjnych za pomocą taśm kompozytowych może zostać znacznie zwiększona przez wstępne sprężenie taśm przed ich przyklejeniem do elementu. Np. badania przeprowadzone w *EMPA* pozwoliły na określenie wpływu wstępnego sprężenia taśm na sposób zniszczenia wzmocnionego elementu żelbetowego. Przy naprężeniu taśmy powyżej 70% jej wytrzymałości na rozciąganie (f_{Lu}) do zniszczenia wzmocnionego elementu dochodzi na skutek zerwania taśmy. Przy wstępnym sprężeniu poniżej 60% f_{Lu} zniszczenie jest spowodowane zazwyczaj odspojeniem taśmy od powierzchni betonu. Zatem za najbardziej efektywne zostało uznane naprężenie około 60% f_{Lu} , gdyż wówczas dochodzi do jednoczesnego rozwoju obu form zniszczenia. Ponadto zastosowanie wstępnego sprężenia taśmy przed jej przyklejeniem do powierzchni betonu pozwala na znaczące zwiększenie nośności i sztywności elementów oraz zmniejszenie ugięć i rozwarości rys w betonie w porównaniu do elementów wzmocnionych biernie [3].

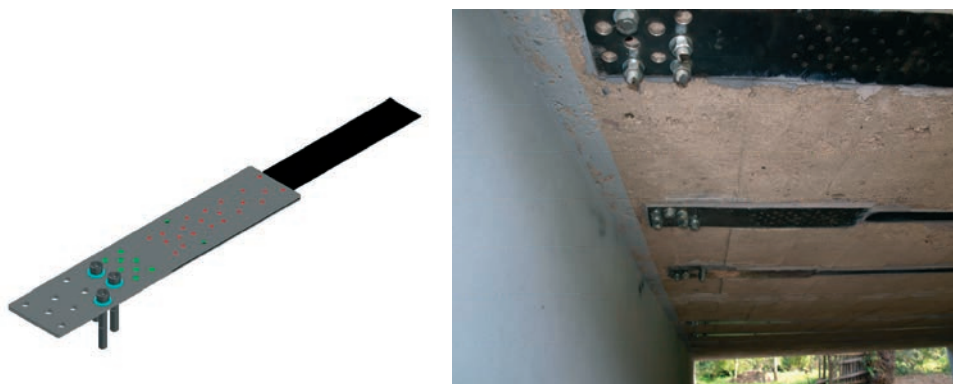
W ciągu ostatnich 10 lat powstało na świecie kilka różnych systemów czynnego wzmocnienia konstrukcji żelbetowych za pomocą wstępnie naprężonych taśm CFRP [3], [4], [5], [6]. Wykorzystując i modyfikując rozwiązanie niemieckie opracowano także pierwszy polski system sprężania taśm kompozytowych [7]. Systemy różnią się metodami sprężania taśmy oraz sposobami przekazywania siły sprężającej taśmę na wzmocnianą konstrukcję. W pracy [8] został przedstawiony kolejny polski system sprężania taśm kompozytowych CFRP, który powstał w dziale badań i rozwoju krakowskiej firmy *Neoxe Sp. z o.o.* W podsumowaniu wymieniono zalety nowego systemu, które wg autorów mogą stanowić o jego przewadze nad innymi dostępnymi systemami sprężania taśm kompozytowych CFRP. Systemy różnią się między sobą rodzajem zakotwień taśm oraz sposobem wprowadzania siły sprężającej w taśmę. Elementem decydującym o efektywności i niezawodności systemu są zakotwienia taśm CFRP. Dlatego właśnie te elementy są stałym przedmiotem badań i rozwoju.

Przedmiotem pracy są badania zakotwień polskiego systemu wzmocnienia sprężonymi taśmami CFRP [8], zmodyfikowanego w stosunku do jego pierwotnej wersji. W artykule przedstawiono budowę zakotwienia, opis wprowadzonych modyfikacji oraz badania wytrzymałościowe zakotwień w pełnej skali. Wykazano, że modyfikacja parametrów zakotwienia wpłynęła znacząco na zwiększenie jego efektywności do poziomu 70% wytrzymałości taśmy CFRP na rozciąganie.

2. Charakterystyka badanych zakotwień

System wzmocniający składa się z dwóch zakotwień taśmy CFRP, biernego i czynnego. Oba zakotwienia są wykonane z dwóch blach stalowych o grubości 2 mm oraz blachy dystansowej o grubości taśmy kompozytywnej, powiększonej o dwie grubości kleju. Wymiary blach są dostosowane do szerokości i grubości taśmy CFRP stosowanej do wzmocnienia, np. dla taśm o szerokości 60 mm typowe wymiary zakotwień stalowych wynoszą 550x128 mm. Zakotwienie jest podzielone na dwa równe obszary: skrajny

i wewnętrzny. W obszarze skrajnym elementy zakotwienia są połączone przez spawanie na krawędziach blach. W tej części zakotwienia są wykonane otwory przelotowe do mocowania zakotwienia do podłoża oraz, w zakotwieniu czynnym, otwory gwintowane do mocowania zaczepu urządzenia naciągowego. W obszarze wewnętrznym zakotwienia pomiędzy blachy jest wklejona taśma kompozytowa za pomocą specjalnej zaprawy klejowej. Skleina jest wzmocniona na całej powierzchni za pomocą metalowych nitów $\varnothing 4$ mm, łączących blachy zakotwienia i taśmę. Dodatkowo, w celu zwiększenia nośności zakotwienia, przy wyjściu poza krawędź blach stalowych taśma kompozytowa jest specjalnie wzmocniona włóknami węglowymi. Zakotwienie o opisanej konstrukcji przenosi siłę sprężającą z taśmy na podłoże wzmacnianego elementu jednocześnie za pomocą skleiny, nitów i tarcia (rys.1).

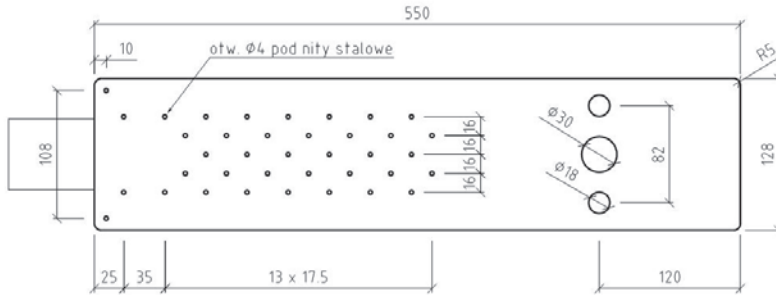


Rys. 1. Stalowe zakotwienie systemu wzmacniającego: schemat i zastosowanie na konstrukcji

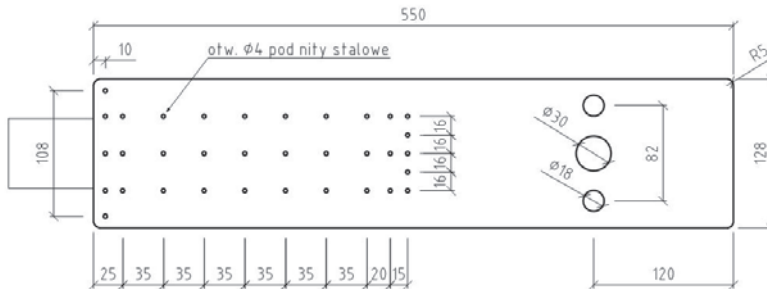
Zakotwienia przeznaczone do badań wykonano z dwóch blach ze stali S355 o grubości 2 mm oraz blachy dystansowej o grubości taśmy kompozytowej, powiększonej o dwie grubości kleju. Wymiary zakotwień dla taśm CFRP o szerokości 60 mm i grubości 1,4 mm wynosiły 550 x 128 mm. W skrajnej części zakotwień wykonano otwory przelotowe o średnicy 18 mm i 30 mm, służące do montażu próbek w specjalnie zaprojektowanych szczękach maszyny wytrzymałościowej. W obszarze wewnętrznym wykonano otwory $\varnothing 4$ mm na nity. Układ otworów zróżnicowano w zależności od badanej serii (rys. 2 i 3). Wykonano cztery serie po trzy zakotwienia w każdej. Poszczególne serie zakotwień różniły się następującymi parametrami: geometrią, układem nitów, sposobem przygotowania powierzchni taśmy i blach stalowych, zaprawą klejową użytą oraz rodzajem taśmy kompozytowej (Tab.1). Seria 1 i 2 zawierała zakotwienia częściowo przebadane przy pierwszych aplikacjach systemu [8], seria 3 i 4 obejmowała zakotwienia zmodyfikowane w oparciu o wyniki badań małych próbek.

Tabela 1. Parametry zakotwień w kolejnych seriach badań

Nr serii	Rodzaj taśmy	Grubość płytki kotwiącej	Mieszanka klejowa	Przygotowanie powierzchni stalowej	Nity
S1	HM 614	2 mm	Standardowa	Bez obróbki	38 \varnothing 4mm
S2	HS 614	2 mm	Standardowa	Bez obróbki	38 \varnothing 4mm
S3	HS 614	3 mm	Zmodyfikowana	Piaskowanie, aktywator	34 \varnothing 4mm
S4	HS 614	3 mm	Zmodyfikowana	Piaskowanie, aktywator	34 \varnothing 4mm



Rys. 2. Zakotwienie stalowe taśm kompozytowych w badaniach serii S1 i S2



Rys. 3. Zakotwienie stalowe taśm kompozytowych w badaniach serii S3 i S4

Do badań wykorzystano dwa rodzaje taśm CFRP: wysokomodułowe taśmy HM 614 o maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie 2800 MPa, module sprężystości podłużnej 250 GPa i zakresie liniowych odkształceń sprężystych ok. 1% oraz taśmy HS 614 o maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie 2600 MPa, module sprężystości podłużnej 170 GPa i zakresie liniowych odkształceń sprężystych ok. 1,5%.

W pierwszej kolejności badano zakotwienia stosowane dotychczas, w których powierzchnie taśm i stali nie zostały poddane żadnej specjalnej obróbce, a w połączeniach wykorzystano standardową mieszankę klejową. W kolejnych dwóch seriach testowano zmodyfikowane zakotwienia. Zmieniono geometrię blach zwiększając ich grubość do 3 mm, zmniejszono liczbę nitów oraz zmieniono ich układ (rys. 3), natomiast powierzchnie materiałów poddano specjalnej obróbce ścierno – chemicznej. Zmodyfikowano także skład zaprawy klejowej.

3. Metodyka badawcza

Wszystkie zakotwienia zostały poddane próbie osiowego rozciągania w maszynie wytrzymałościowej Instron J1D 1200 kN. Badania serii 1 i 2 przeprowadzono na taśmach z podwójnymi zakotwieniami, natomiast próbki taśm w badaniach serii 3 i 4 miały tylko jedno zakotwienie, a drugi koniec taśmy był specjalnie przygotowany do zamocowania w szczękach maszyny (rys. 4). Badania zostały przeprowadzone w warunkach sterowania przemieszczeniem z szybkością 2 mm/min. Podczas badań mierzone były w sposób ciągły przyrost siły rozciągającej oraz przemieszczenia siłowników maszyny. Pomiar tych wartości odbywał się jednocześnie przy użyciu wbudowanego w maszynę wytrzymałościowej zestawu tensometrów oraz indukcyjnych czujników przemieszczeń. Rejestrowano także postać niszczenia zakotwień specjalną kamerą.



Rys. 4. Badanie zakotwień serii S1 i S3 w maszynie wytrzymałościowej

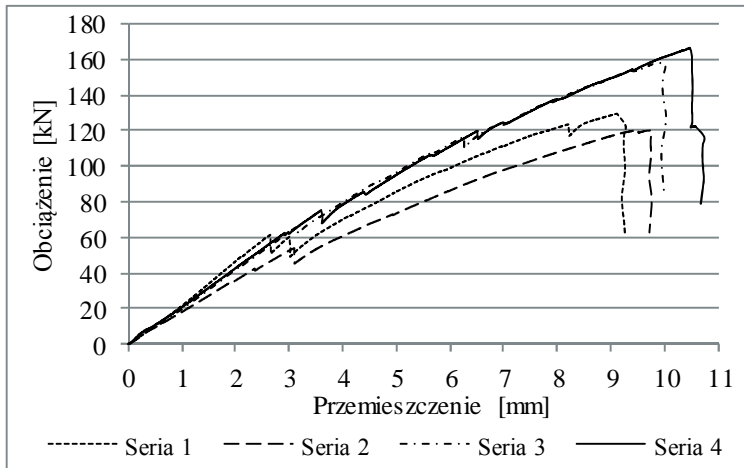
4. Wyniki badań

Zbiorcze wyniki badań zakotwień przedstawiono w tabeli 2. Podano siłę niszczącą poszczególne zakotwienia w każdej serii, obliczono dla serii średnią siłę niszczącą oraz jej odchylenie standardowe i współczynnik zmienności. W ostatniej kolumnie tabeli 2 podano efektywność zakotwienia, obliczoną poprzez porównanie średniej siły niszczącej zakotwienie w danej serii do średniej siły niszczącej taśmę CFRP wg katalogu technicznego producenta. Na rys. 5 przedstawiono wykresy zależności $P-\delta$ dla zakotwień, w których uzyskano maksymalne wartości sił niszczących w każdej serii.

Tabela 2. Zbiorcze zestawienie wyników badań dla 4 serii próbek zakotwień

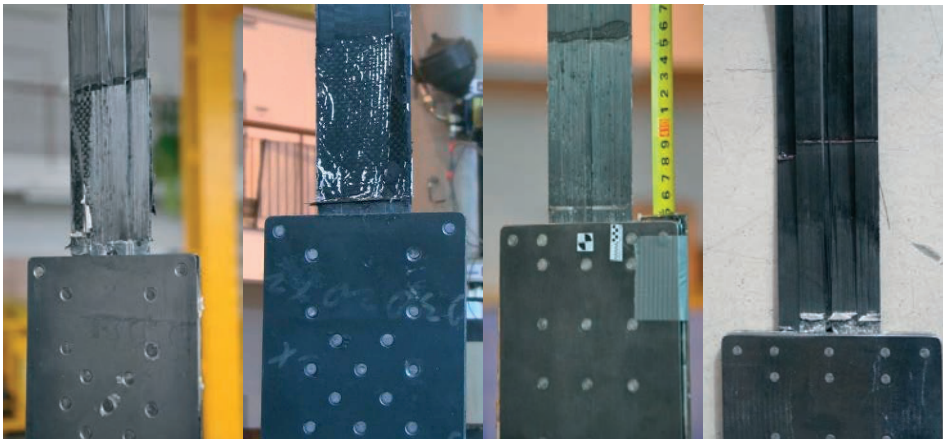
Seria badań	P_{\max} (siła niszcząca próbkę) [kN]			Średnia siła niszcząca w serii P_{\max} [kN]	Odchylenie standardowe [kN]	Współczynnik zmienności [%]	Efektywność zakotwienia [%]
	P1	P2	P3				
S1	90,63	111,16	129,32	110,37	19,36	17,54	47
S2	103,48	120,01	103,37	108,95	9,58	8,79	50
S3	125,98	157,59	151,11	144,89	16,70	11,52	66
S4	166,38	143,65	155,55	155,19	11,37	7,33	71

Jak łatwo zauważyć, modyfikacje parametrów zakotwień w seriach 3 i 4 przyczyniły się do znacznego wzrostu efektywności zakotwienia (siły niszczącej), uzyskanego podczas testów osiowego rozciągania. Odnotowany 20% przyrost nośności zakotwienia był w dużej mierze zasługą zastosowania nowej, zmodyfikowanej zaprawy klejowej oraz specjalnej obróbki powierzchni obu materiałów. Pewien udział w wzroście nośności miała także zmiana grubości blach oraz układu nitów. W celu uzyskania odpowiedzi na pytanie, która z w/w modyfikacji zakotwień miała największy wpływ na wzrost ich nośności, planowane są kolejne badania.



Rys. 5. Wykres zależności P- δ dla zakotwień o maksymalnej nośności w każdej serii

Typowe formy zniszczenia zakotwień w każdej z czterech serii pokazano na rys. 6. Niezależnie od serii zniszczenie zawsze miało podobną postać: wysunięcie taśmy z zakotwienia (blach stalowych) z jednoczesnym podłużnym rozwarstwieniem taśmy w osiach nitów zakotwienia. W przypadku serii 1 i 2 wysunięcie (poślizg) znacząco wyprzedzało rozwarstwienie, w seriach 3 i 4 obie formy występowały praktycznie jednocześnie.



Rys. 6. Typowe postacie zniszczenia 4 serii próbek

Badania potwierdzały wysoką efektywność zmodyfikowanych zakotwień. Zniszczenie próbek serii 3 i 4 nastąpiło przy wykorzystaniu około 70% wytrzymałości na rozciąganie materiału kompozytowego CFRP. Jest to wartość satysfakcjonująca z punktu widzenia systemu wzmacniania sprężonymi taśmami. Jak wykazały bowiem dotychczas prowadzone badania, optymalny poziom wzmocnienia konstrukcji uzyskuje się przy sprężeniu taśm do wartości 60-70% wytrzymałości CFRP na rozciąganie [3]. W kolejnej fazie badań przewiduje się wzmocnienie belek stalowych i żelbetowych sprężonymi taśmami CFRP przy użyciu opisanego systemu w warunkach laboratoryjnych oraz analizę efektywności tego wzmocnienia na zginanie i ścinanie.

5. Podsumowanie

Obserwując rozwój technologii wzmacniania konstrukcji materiałami kompozytowymi można sądzić, że już wkrótce większość realizacji takich wzmocnień będzie wykonywana z zastosowaniem wstępnego sprężenia taśm. Dotyczy to zwłaszcza mostów. Sprężenie taśm powoduje bowiem nie tylko znaczne zwiększenie nośności na zginanie, ale również poprawia warunki użytkowości wzmacnianego elementu, zwłaszcza w odniesieniu do ugięć i szerokości rozwarcia rys konstrukcji betonowych. Ponadto metoda czynnego wzmocnienia pozwala lepiej wykorzystać stosunkowo drogi materiał, co umożliwia zmniejszenie liczby taśm na danym obiekcie, a przez to znaczące obniżenie kosztów wzmocnienia.

W porównaniu do dostępnych systemów wzmocnienia opisany w referacie system ma zalety, które wg autorów mogą stanowić o jego przewadze nad innymi systemami. Do tych zalet można zaliczyć [8]:

- nowatorski system zakotwienia taśm, łączący działanie kleju, nitów i tarcia, eliminujący szkodliwy docisk prostopadły do taśmy oraz konieczność wykonywania wgłębienia w betonie (tj. osłabiania przekroju elementu), charakteryzujący się wysoką niezawodnością związaną z całkowitą prefabrykacją i kontrolą jakości w zakładzie wytwórczym, przed dostarczeniem na budowę;
- sposób zakotwienia eliminuje niebezpieczeństwo poślizgu taśmy i straty siły sprężającej (np. wskutek wysunięcia taśmy ze szczęk zaciskowych) oraz daje gwarancję utrzymania stałego naciągu taśmy podczas polimeryzacji kleju oraz w eksploatacji;
- geometria zakotwień może być kształtowana dowolnie na podstawie inwentaryzacji istniejącego elementu oraz parametrów stosowanej taśmy kompozytowej;
- system daje możliwość ciągłego pomiaru i regulacji siły naciągu taśm podczas ich instalacji;
- system wymusza próbną (tzn. „na sucho”) instalację taśm z pełnym naciągiem, co umożliwia sprawdzenie działania całego systemu i poprawności jego aplikacji.

Nowy system sprężania taśm kompozytowych, w tym w szczególności metoda zakotwień, jest przedmiotem ochrony patentowej w Polsce i Europie.

Opisane w referacie badania zostały zrealizowane w ramach projektu w Programie Operacyjnym Innowacyjna Gospodarka (PO IG) pt.: *"Innowacyjny system wzmacniania konstrukcji budowlanych naprężonymi taśmami z kompozytów węglowych"*, nr projektu POIG.01.03.01-18-010/12. Projekt jest współfinansowany przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego.

Literatura

- 1 Meier U., Carbon fiber - reinforced polymers: modern materials in bridge engineering. Structural Engineering International, 2/1 (1992) 7-12.
- 2 Siwowski T., Radomski W., Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu. Inżynieria i Budownictwo, 54 (1998) 382 - 388.
- 3 Meier U., Kotynia R., Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych naprężonymi materiałami kompozytowymi FRP. Inżynieria i Budownictwo, 62 (2006) 596-599.
- 4 André H-P., Maier M., Post-strengthening with externally bonded prestressed CFRP strips. The proceedings of the 16th Congress of IABSE, Lucerne, 2000.
- 5 El-Hacha R., Gren M., Wight G., Innovative system for prestressing fiber-reinforced polymer sheets. ACI Structural Journal, 100 (2003) 305-313.

- 6 Garden H.N., Hollaway L.C., An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. *Composites, Part B*, 29B (1998) 411-424.
- 7 Łagoda M., Wzmacnianie mostów przez doklejanie elementów. Monografia 322. Seria: Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, 2005.
- 8 Siwowski T., Michałowski J., Błażewicz S. Nowy system sprężania taśm kompozytowych CFRP do wzmacniania konstrukcji żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo* 66 (2010) 152-156.

Research on anchorages of the structural strengthening system with prestressed CFRP strips

Paulina Paško¹, Bartosz Piątek², Tomasz Siwowski³

^{1,2,3} *Department of Road and Bridges, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: ¹ppasko@prz.edu.pl, ²piatek@prz.edu.pl, ³siwowski@prz.edu.pl*

Abstract: The CFRP composite materials due to their excellent mechanical properties are more often used in civil engineering. In recent more than ten years has been observed e.g. much wider application of CFRP strips in structural strengthening. The research on this subject clearly showed the advantages of prestressed strips application in contrast to passive one. The CFRP utilization is much more effective in terms of strength and economy. However, the system effectiveness depends on reliability of anchoring used for prestressed strips. The main goal of the research presented in the paper was to develop a new, innovative, effective and reliable anchoring system for CFRP strips. The achievement of quite high carrying capacity of new anchorages was able thanks to combining friction, bonding and rivet clamping in one CFRP-steel joint. The research results revealed the effectiveness of new anchoring system with carrying capacity level of about 70% of the CFRP ultimate tensile strength.

Keywords: CFRP composites, strip prestressing, anchorages, structural strengthening

Wpływ zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego

Marta Słowik

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: m.slowik@pollub.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę wpływu zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Analizę przeprowadzono na podstawie badań własnych autorki oraz na podstawie wyników badań dostępnych w literaturze. Stwierdzono, że zastosowane zbrojenie ma wpływ na nośność analizowanych belek i jest szczególnie istotne w elementach o wskaźniku ścinania $a/d < 2,5$. Wyniki badań posłużyły również do wstępnej weryfikacji normowych procedur obliczeniowych dotyczących nośności na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego, podanych w normach Eurokod 2, ACI 318 i Model Code 2010.

Słowa kluczowe: konstrukcje betonowe, nośność na ścinanie, zbrojenie podłużne.

1. Wprowadzenie

Zagadnienie szacowania nośności na ścinanie belek jest jednym z bardziej skomplikowanych zagadnień w teorii żelbetu. Wynika to ze złożoności mechanizmu pracy w strefach przypodporowych belek w obszarze jednoczesnego działania momentu zginającego i siły poprzecznej. Badania doświadczalne rozpoczęte na szeroką skalę w połowie XX wieku są nadal kontynuowane, co wskazuje, że problem bezpiecznego a zarazem ekonomicznego wymiarowania na ścinanie nie został w sposób satysfakcjonujący rozwiązany i jest wciąż aktualny.

Obszerna baza wyników doświadczalnych, jak również nowe prace teoretyczne skutkują coraz bardziej wnikliwym opisem mechanizmów zniszczenia elementów żelbetowych oraz powstawaniem nowych metod obliczeniowych służących do szacowania ich nośności. Również normowe zasady wymiarowania elementów żelbetowych podlegają ewolucji. Znaczące zmiany można zaobserwować w przypadku wymiarowania elementów zginanych na siły poprzeczne. Rozwój metod obliczania belek ze względu na ścinanie był szeroko referowany w literaturze technicznej zarówno zagranicznej jak i krajowej. Metoda wymiarowania na ścinanie oparta na teorii Boriszańskiego została opisana między innymi przez K. Dąbrowskiego [1]. W obecnie obowiązujących w Polsce przepisach normowych [2] podobnie jak w normie Eurocode 2 [3], wymiarowanie na ścinanie przeprowadza się na podstawie metody kratownicowej. Szczegółową i wnikliwą prezentację rozwoju metod opartych na modelu kratownicowym Mörnscha przedstawiał T. Godycki-Ćwirko np. w pracach [4÷6]. Natomiast w nowej wersji zaleceń *fib* Model Code 2010 [7] metoda kratownicowa została zastąpiona nową procedurą obliczeniową, opracowaną na podstawie zmodyfikowanej teorii pola naprężeń ściskających Modified Compression Field Theory (MCFT). Teoria MCFT została zaprezentowana przez Vecchio i Collinsa [8, 9] i była rozwijana, np. przez E. C. Bentza [10] i V. Sigrista [11]. Opis metody wymiarowania na ścinanie, która została wprowadzona w zaleceniach Model Code 2010 można znaleźć w biuletynie *fib* 57 [12] oraz w najnowszych publikacjach np. [13].

Jednym z zagadnień związanych z wymiarowaniem na ścinanie jest wyznaczanie granicznej nośności elementów bez zbrojenia poprzecznego. Wyniki badań wskazują, że na charakter zniszczenia i nośność tego typu elementów ma wpływ wiele czynników. Wśród nich w pierwszej kolejności wymienić należy wskaźnik ścinania, wytrzymałość betonu, stopień zbrojenia podłużnego oraz wymiary elementu.

W niniejszej pracy przedstawiono analizę wpływu zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego. Analizie poddano wyniki badań własnych oraz wybrane wyniki badań dostępne w literaturze [14, 15]. Przeprowadzona analiza dotyczyła zarówno typowych belek o wskaźniku ścinania $a/d \geq 2,5$, jak i belek krótkich o $a/d < 2,5$. Przedmiotem zainteresowania w przeprowadzonej analizie był wpływ zbrojenia podłużnego na wielkość siły niszczącej. Wyniki badań posłużyły następnie do weryfikacji przepisów normowych, które przedstawiono w p. 2.

2. Wyznaczanie nośności na ścinanie według wybranych norm

Obliczeniowe wyznaczanie nośności na ścinanie elementów zginanych bez zbrojenia poprzecznego zalecane w różnych normach różni się co do procedur, jak i modeli, na podstawie których te procedury zostały wyprowadzone. Poniżej w tabeli przedstawiono zasady określania nośności podane w normach Eurokod 2 [2], ACI 318 [16] i Model Code 2010 [7]. W zestawionych wzorach zastosowano ujednocnione symbole oraz sprowadzono ich formę do postaci umożliwiającej wykonanie obliczeń przy użyciu jednostek układu SI.

Tabela 1. Normowe zasady wyznaczania nośności na ścinanie zginanych elementów bez zbrojenia poprzecznego

Lp.	Norma	Nośność na ścinanie $V_{Rd,c}$ w N	Dodatkowe wymagania
1	Eurokod 2 [2]	$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_f \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (1)$ $V_{Rd,c} \geq (v_{\min} + k_f \sigma_{cp}) b_w d$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} ; \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$	$\rho_l < 0,02 ; k \leq 2$ $\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$ $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$ $k_1 = 0,15$
2	ACI 318 [16]	$V_{Rd,c} = \left(0,16 \sqrt{f_{ck}} + 17 \rho_l \frac{V_{Ed} d}{M_{Ed}} \right) b_w d \quad (2)$ $V_{Rd,c} \leq 0,29 \sqrt{f_{ck}} b_w d$	$\frac{V_{Ed} d}{M_{Ed}} \leq 1,0$ $\sqrt{f_{ck}} \leq 8,3 \text{ MPa}$
3	Model Code 2010 [7]	$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w \quad (3)$ $k_v = \frac{0,4}{(1 + 1500 \epsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + 0,7 k_{dg} z)} ;$ $\epsilon_x = \frac{M_{Ed} / z + V_{Ed} + 0,5 N_{Ed} - A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} ; k_{dg} = \frac{48}{16 + d_g}$	$z = 0,9d$ $\sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ MPa}$ $k_{dg} \geq 1,15$ $\theta = 29^\circ + 7000 \epsilon_x$

Oznaczenia zastosowane w Tab. 1:

f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie w MPa,

b_w - szerokość przekroju w mm,

d - wysokość użyteczna przekroju w mm,

ρ_l - stopień zbrojenia podłużnego,

V_{Ed} - siła poprzeczna w rozpatrywanym przekroju w N,
 M_{Ed} - moment zginający w rozpatrywanym przekroju w Nmm,
 N_{Ed} - siła podłużna w rozpatrywanym przekroju w N,
 γ_c - współczynnik materiałowy dla betonu,
 d_g - maksymalna średnica kruszywa w mm,
 z - ramię sił wewnętrznych w mm,
 E_s - moduł sprężystości zbrojenia podłużnego w N/mm²,
 A_s - pole przekroju zbrojenia podłużnego w mm²,
 E_p - moduł sprężystości zbrojenia sprężającego w N/mm²,
 A_p - pole przekroju zbrojenia sprężającego w mm²,
 A_c - pole przekroju elementu w mm².

W normie amerykańskiej [16] podano dwa wzory do obliczania nośności elementów bez zbrojenia poprzecznego: podstawowy i rozszerzony. Zamieszczony w Tab. 1 wzór (2) jest wzorem rozszerzonym, ujmującym wpływ stopnia zbrojenia podłużnego na wielkość $V_{Rd,c}$. Siła przenoszona przez beton wyrażona w Tab. 1 wzorem (3) została opisana w przypadku III-go poziomu aproksymacji obliczeń, który jest zalecany w Model Code 2010 [7] do projektowania elementów w złożonym stanie obciążenia.

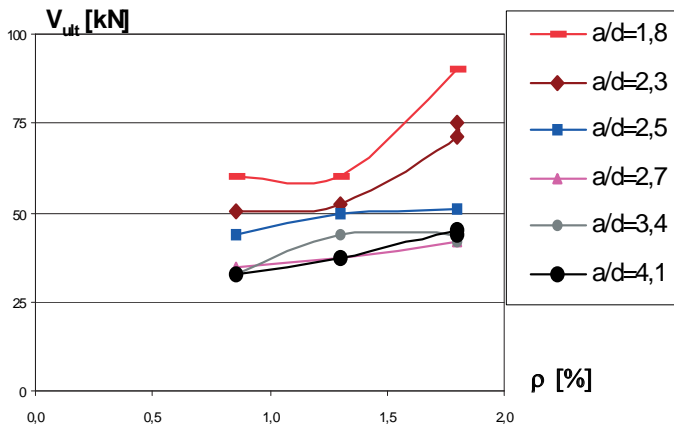
3. Badania doświadczalne

Większość badań doświadczalnych przeprowadzonych na betonowych belkach zbrojonych podłużnie bez zbrojenia poprzecznego, których wyniki można znaleźć w literaturze, dotyczy oceny wpływu wskaźnika ścinania i skali elementu na charakter zniszczenia i nośność badanych belek a relatywnie mniej miejsca zajmuje analiza wpływu zbrojenia podłużnego na wielkość sił niszczących. W celu oceny wpływu zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego przeanalizowano wyniki badań własnych oraz wyniki badań G. N. J. Kaniego [14] i A. H. Shuaiba, D. M. Lue [15].

3.1. Badania własne

Badania własne były przeprowadzone na belkach o stałym przekroju poprzecznym $b_w \times h = 120 \times 250$ mm, wykonanych z betonu o wytrzymałości na ściskanie 35,0 MPa. W belkach różnicowany był stopień zbrojenia podłużnego $\rho = 0,86; 1,3; 1,8$ % i badania były przeprowadzone przy różnym wskaźniku ścinania a/d od 1,8 do 4,1. Jako zbrojenie podłużne zastosowano pręty żebrowane o średnicy 12 i 18 mm ze stali o granicy plastyczności $f_y = 548$ MPa i 453 MPa.

Poprzeczne siły niszczące uzyskane w badaniach przy różnym wskaźniku ścinania przedstawiono na rys. 1 w zależności od stopnia zbrojenia podłużnego. Można zauważyć, że zastosowany przekrój zbrojenia miał wpływ na nośność belek i był wyraźnie bardziej istotny w przypadku elementów o $a/d < 2,5$, charakteryzujących się najwyższym stopniem zbrojenia podłużnego $\rho = 1,8$ %. To spostrzeżenie jest zgodne z wynikami badań, które zostały zacytowane w raporcie ASCE-ACI Committee 426 [17]. Na ich podstawie stwierdzono, że zmniejszenie stopnia zbrojenia podłużnego poniżej 1,5 % skutkuje znaczącym spadkiem nośności na ścinanie w elementach żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego.

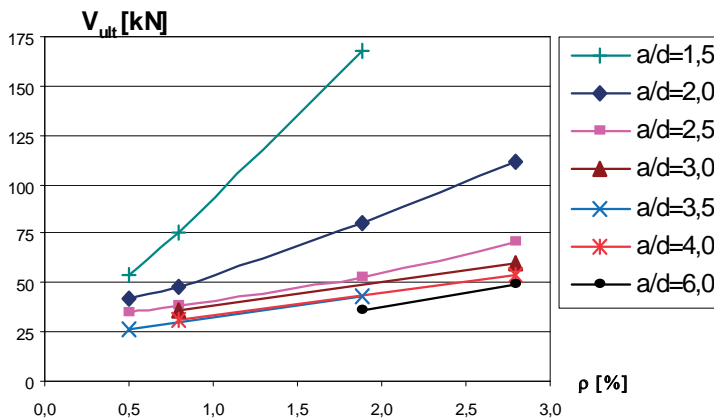


Rys. 1. Nośność belek na ścinanie w zależności od stopnia zbrojenia uzyskana w badaniach własnych

3.2. Badania Kaniego [14]

W badaniach, które przeprowadził Kani przyjęty był stały przekrój belek $b_w \times h = 152 \times 305$ mm. Badaniami objęto elementy wykonane z betonu o wytrzymałości $f_{c,\phi 15/30} = 26,7$ MPa, obciążone dwiema siłami skupionymi przy $a/d = 1,0$ do $6,0$. Belki były zbrojone prętami o granicy plastyczności $f_y = 352$ MPa i zastosowano 4 stopnie zbrojenia podłużnego: $\rho = 0,5; 0,8; 1,88; 2,8$ %. Uzyskane w wyniku badań niszczące siły poprzeczne zestawiono na rys 2.

Analizując zależność V_{ult} od stopnia zbrojenia podłużnego uzyskaną na podstawie wyników badań Kani (rys.2) można zaobserwować proporcjonalny wzrost nośności na ścinanie belek wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego. Wpływ stopnia zbrojenia na nośność belek jest szczególnie widoczny w elementach badawczych o małym wskaźniku ścinania $a/d = 1,5$ i $2,0$, w których zwiększenie stopnia zbrojenia podłużnego z $0,5$ % do $1,88$ % spowodowało ponad dwukrotny wzrost nośności na ścinanie. Natomiast we wszystkich belkach o wskaźniku ścinania $a/d \geq 2,5$ ten wzrost przebiega podobnie i nie jest już tak znaczący.

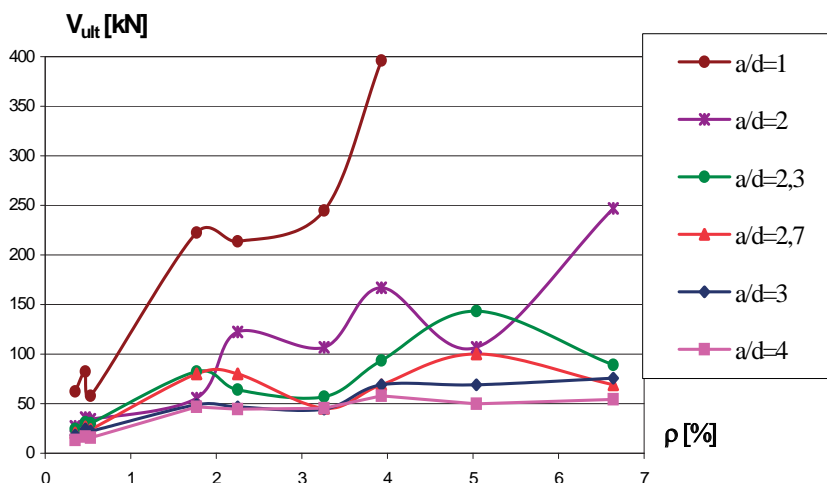


Rys. 2. Wykres zależności nośności belek na ścinanie od stopnia zbrojenia podłużnego sporządzony na podstawie wyników badań Kaniego

3.3. Badania przeprowadzone przez Shuaiba i Lue [15]

Badania zostały przeprowadzone na belkach wykonanych z betonu o wysokiej wytrzymałości. Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie wyniosła 64 MPa. Badane belki miały przekrój prostokątny o wymiarach $b_w \times h = 127 \times 254$ mm. Podczas badań belki były obciążane dwiema siłami skupionymi przy $a/d = 1,0$ do $4,0$. Belki były zbrojone prętami o granicy plastyczności $f_y = 414$ MPa. Stopień zbrojenia podłużnego zmieniał się w szerokich granicach, od niskiego: $\rho = 0,35; 0,47; 0,53$ %; poprzez typowy $\rho = 1,77; 2,25; 3,26; 3,93$ % aż do bardzo wysokiego $\rho = 5,04; 6,64$ %.

Uzyskane w wyniku badań niszczące siły poprzeczne zestawiono na rys 3. Analizując zależność siły niszczącej od stopnia zbrojenia można zauważyć, że ze wzrostem zastosowanego zbrojenia siły niszczące mają tendencję do wzrostu, szczególnie w belkach badanych przy niskim wskaźniku ścinania. W badanych belkach wykonanych z betonu o wysokiej wytrzymałości uzyskano jednak większe rozrzuty wyników i wpływ zbrojenia na nośność nie był tak harmonijny jak uzyskiwany w przypadku belek wykonanych z typowych betonów konstrukcyjnych.



Rys. 3. Wykres zależności nośności belek na ścinanie od stopnia zbrojenia podłużnego sporządzony na podstawie wyników badań Shuaiba i Lue

3.4. Wnioski z badań

W przypadku belek żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego do zniszczenia elementu najczęściej dochodzi w strefie przypodporowej ze względu na jednoczesne działanie momentu zginającego i siły poprzecznej. Charakter zniszczenia w dużej mierze zależy od wskaźnika ścinania i wymiarów elementu. Dodatkowym parametrem mogącym mieć wpływ na nośność tego typu elementów jest zbrojenie podłużne. Przykładowe wyniki badań zaprezentowane powyżej wyraźnie to obrazują pokazując jednocześnie, że inny jest udział zbrojenia podłużnego w przenoszeniu siły poprzecznej w belkach o wysokiej smukłości ścinania a inny w elementach o wskaźniku ścinania $a/d < 2,5$.

W typowych belkach o wysokiej smukłości ścinania, gdy $a/d \geq 2,5$ zauważalny jest stosunkowo nieznaczny wzrost nośności na ścinanie wraz ze zwiększeniem stopnia zbrojenia podłużnego. W przypadku tych elementów często obserwowane jest kruche

zniszczenie w wyniku pojawienia się rysy ukośnej i w związku z tym na wielkość sił niszczących znaczący wpływ ma wytrzymałość betonu. Zagadnienie to było przedstawione na konferencji w Krynicy w 2013 roku (Słowik [18]).

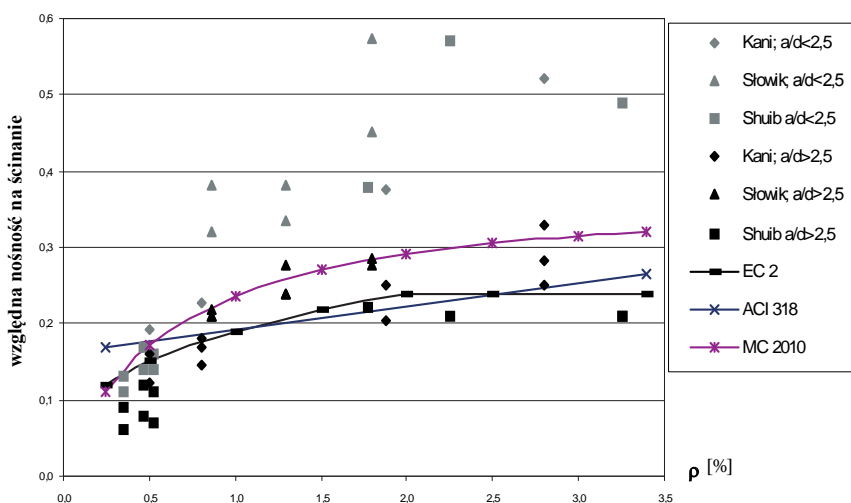
Natomiast w elementach o $a/d < 2,5$ dochodzi do powolnego rozwoju rys ukośnych i wzrostu siły niszczącej znacznie powyżej siły powodującej zarysowanie ukośne. Taki charakter zniszczenia powoduje, że zastosowane zbrojenie podłużne w większym stopniu wpływa na nośność na ścinanie niż w belkach o wysokim wskaźniku ścinania.

4. Analiza porównawcza wyników badań z nośnością wyznaczoną na podstawie wybranych norm

Pomimo wielu podobieństw między programem badań własnych a wybranymi badaniami zaprezentowanymi w punkcie 3.2 i 3.3, nie wszystkie parametry badań udało się zachować na tym samym poziomie. Elementy badawcze różnią się głównie wytrzymałością betonu oraz nieznacznymi wymiarami przekroju. Biorąc pod uwagę, że parametry te mogą mieć wpływ na uzyskane siły niszczące stwierdzono, że wyniki badań własnych i wyniki uzyskane w badaniach Kaniego oraz Shuaiba i Lue nie mogą być porównywane bezpośrednio. W celu ich porównania, na podstawie otrzymanych sił niszczących wyznaczono względne naprężenia ścinające przy zniszczeniu $V_{ult}/(b_w d \sqrt{f_{ck}})$. Dodatkowo wyniki badań zestawiono w dwóch grupach w zależności od wskaźnika ścinania a/d . W pierwszej grupie umieszczono elementy o $a/d < 2,5$ (są to belki o $a/d = 1,8$ i $2,3$ z badań własnych, belki o $a/d = 2,0$ z badań Kani i belki o $a/d = 2,0$ i $2,3$ z badań Shuaiba i Lue), natomiast do drugiej grupy zaliczono belki o $a/d \geq 2,5$ (są to belki o $a/d = 2,7$; $3,4$ i $4,1$ z badań własnych, belki o $a/d = 2,5$; $3,0$; $3,5$; $4,0$ z badań Kani i belki o $a/d = 2,7$; $3,0$; $4,0$ z badań Shuaiba i Lue). Tak przygotowane zbiory wyników badań, obejmujące wyznaczone wartości względnych naprężeń ścinających przy zniszczeniu $V_{ult}/(b_w d \sqrt{f_{ck}})$, zestawiono w zależności od stopnia zbrojenia podłużnego na rys. 4.

W celu weryfikacji obliczeniowych metod wyznaczania nośności na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego, obowiązujących w normie Eurokod 2, normie amerykańskiej ACI 318 i zaleceniach *fib* Model Code 2010, na rys. 4 naniesiono również względną nośność na ścinanie wyznaczoną na podstawie wzorów zestawionych w tab. 1. Przy obliczaniu względnej nośności na ścinanie, miarodajny do obliczeń przykrój przyjęto w odległości $z = d$ od podpory, tak jak jest to zalecane w normach. Porównanie wyników badań z obliczeniami możliwe jest tylko w przypadku belek o $a/d > 2,5$. Elementy o mniejszym wskaźniku ścinania należy wymiarować na podstawie innych procedur. Np. w normie ACI 318 belki o $l_o < 4h$ (czyli $a/d < 2,2$) są określane jako „deep beams” – belki ściany i wymiarowane na podstawie modeli ST (strut and tie). W normie Eurokod 2 element zginany jest traktowany jak belka ściana gdy $l_o < 3h$.

Na podstawie przedstawionego na rys. 4 zestawienia wyników badań i obliczeń można wnioskować, że w normowych formułach obliczeniowych służących do określania nośności na ścinanie uwzględniono wpływ stopnia zbrojenia w różny sposób. Najlepsze dopasowanie obliczeń do wyników badań belek o $a/d > 2,5$ zestawionych w pracy uzyskano w przypadku Eurokodu 2.



Rys. 4. Porównanie wyników badań doświadczalnych

5. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań doświadczalnych można stwierdzić, iż zbrojenie podłużne jest parametrem, który ma wpływ na nośność na ścinanie żelbetowych elementów bez zbrojenia poprzecznego. Jak istotny jest ten wpływ na wielkość sił niszczących zależy również od wskaźnika ścinania. W belkach o wskaźniku ścinania $a/d \geq 2,5$, wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego obserwowany jest równomierny wzrost nośności na ścinanie. Natomiast w belkach o $a/d < 2,5$ wpływ stopnia zbrojenia jest bardziej widoczny. Jest to spowodowane zmianą charakteru pracy w strefie przypodporowej belek. Przyłożenie obciążenia skupionego w odległości $a < 2,5d$ powoduje przekazywanie części siły poprzecznej bezpośrednio na podporę. Wymiarowanie zaleca się wykonywać wówczas na podstawie modeli ST.

Porównując wyniki badań z nośnością na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego obliczoną na podstawie wybranych norm stwierdzono, że w przypadku belek o wysokiej smukłości ścinania we wszystkich procedurach uwzględniono wzrost nośności na ścinanie wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego. Najlepsze dopasowanie analizowanych wyników badań z wartościami obliczonymi na podstawie prezentowanych norm uzyskano w przypadku Eurokodu 2.

Przeprowadzona w pracy analiza wskazuje, że problem szacowania nośności zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego wymaga dalszych badań i analiz.

Literatura

- 1 Dąbrowski K. Nośność i rysoodporność strefy przypodporowej belek żelbetowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, z. 45, Warszawa 1967.
- 2 PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2008.
- 3 EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2004.
- 4 Godycki-Ćwirko T. Ścinanie w żelbecie. Arkady, Warszawa 1968.

- 5 Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M. Graniczna siła poprzeczna przenoszona przez element żelbetowy bez zbrojenia poprzecznego w ujęciu normy europejskiej i polskiej. XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. II, Konstrukcje betonowe, Opole-Krynica 2001, 67-74.
- 6 Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M. Bezpieczne wymiarowanie ścinania ze zmiennym kątem α w kratownicach zastępczych wg norm EC 2003, DIN 2001, PN2002. Przegląd Budowlany, 4/2006, 36-39
- 7 Model Code 2010, First complete draft, fib Bulletin 56, Vol. 2, 2010.
- 8 Vecchio F. J., Collins M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. Journal of ACI, 83 (2), 1986, 219-231.
- 9 Vecchio F. J., Collins M. P. Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using the Modified Compression Field Theory. Journal of ACI, 85 (4), 1988, 256-268.
- 10 Bentz E. C., Vecchio F. J., Collins M. P. The Simplified MCFT for Calculating the Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. ACI Structural Journal, 103 (4), 2006, 614-624.
- 11 Sigrist V. Generalized Stress Field Approach for Analysis of Beams in Shear. ACI Structural Journal, 108 (4), 2011, 479-487.
- 12 fib Bulletin 57, Shear and punching shear in RC and FRC elements. Technical report, 2010, str. 268
- 13 Sigrist V. i inni, Background to the fib Model Code 2010 shear provisions- part 1: beams and slabs. Structural Concrete 14, No 3, 2013, 195-203.
- 14 Kani G. N. J. Basic Facts Concerning Shear Failure. Journal of ACI, June 1966, 675-692.
- 15 Shuaib A. H., Lue D. M. Flexural-Shear Interaction of Reinforced High-Strength Concrete Beams. ACI Structural Journal, July-August, 1987, 330-341.
- 16 ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), American Concrete Institute, 2002.
- 17 ASCE-ACI Commeeette 426 Report, The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the Structural Division, Vol. 99, No. ST6, June 1973, 1091-1187.
- 18 Słowik M. The Influence of Concrete Strength on Shear Capacity of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement. 59 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, materiały konferencyjne, Lublin-Krynica 2013.

The influence of longitudinal reinforcement on shear capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement

Marta Słowik

*Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University
of Technology, e-mail: m.slowik@pollub.pl*

Abstract: In the paper, the influence of longitudinal reinforcement on shear capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement is discussed. The problem is analyzed on the basis of the author's own test results and tests results reported in the professional literature. It has been concluded that longitudinal reinforcement has an effect on shear capacity especially in members of shear span-to-depth ratio $a/d < 2,5$. The test results have also been used to verify standard methods of calculating the shear capacity in reinforced concrete members without shear reinforcement given in Eurocode 2, ACI Standard 318 and Model Code 2010.

Keywords: concrete structures, shear capacity, longitudinal reinforcement

Badania doświadczalne kablobetonowych dźwigarów wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP

**Michał Staśkiewicz¹, Renata Kotynia²,
Julien Michels³, Christoph Czaderski⁴, Masoud Motavalli⁵**

^{1,2} *Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: ¹michal.staskiewicz@p.lodz.pl, ²renata.kotynia@p.lodz.pl*

^{3,4,5} *EMPA Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, e-mail: ³julien.michels@empa.ch, ⁴christoph.czaderski@empa.ch, ⁵masoud.motavalli@empa.ch*

Streszczenie: Tematem pracy jest program badań doświadczalnych przeprowadzonych w ramach Polsko-Szwajcarskiego Programu Badawczego „TULCOEMPA” realizowanego przez Politechnikę Łódzką we współpracy ze szwajcarskim instytutem EMPA Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology. Głównym celem projektu jest wzmocnienie istniejących belek mostowych przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych CFRP z zastosowaniem innowacyjnej metody bezkotwowej aplikacji „gradientowej”. Badania doświadczalne przeprowadzone na replikach dźwigarów mostowych o długości 18,4m, wykonanych w rzeczywistej skali, potwierdziły skuteczność zaproponowanego wzmocnienia. Przyrost nośności kablobetonowego dźwigara po wzmocnieniu wyniósł 24% w porównaniu z elementem referencyjnym, osiągając przy tym o ponad 60% mniejsze ugięcia.

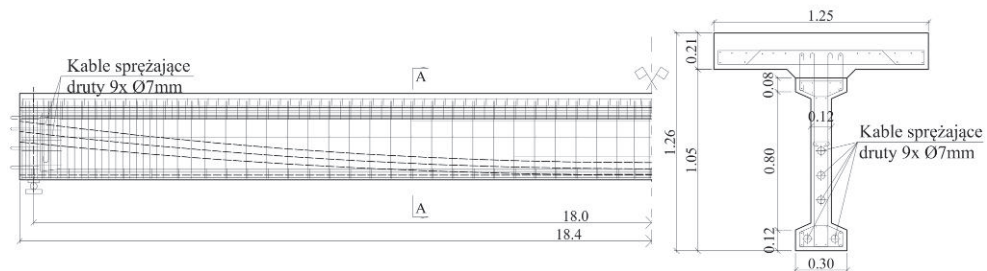
Słowa kluczowe: wzmocnienie, kablobetonowy dźwigar mostowy, zginanie, sprzężenie, taśmy kompozytowe CFRP

1. Wprowadzenie

Wzmacnianie konstrukcji żelbetonowych przy użyciu materiałów kompozytowych z włóknami węglowymi (*carbon fibre reinforced polymer* – CFRP) jest w ostatnich latach jedną z najprężniej rozwijających się technik stosowanych w rekonstrukcjach obiektów budowlanych. Liczne badania naukowe, a także praktyczne realizacje wzmocnień z zastosowaniem kompozytów polimerowych potwierdziły wysoką skuteczność tego typu rozwiązań w podnoszeniu nośności na zginanie oraz poprawie warunków użytkowania wzmocnionych konstrukcji. Biernie aplikacje kompozytów są jednocześnie mało inwazyjne i stosunkowo łatwe w wykonaniu, nie wymagają dużych nakładów oraz wyłączenia wzmacnianego obiektu z użytkowania na długi czas. W wypadku zastosowania naprężonych taśm lub mat, powstaje konieczność montowania stalowych elementów kotwiących, które naruszają powierzchnię betonu i mogą być przyczyną powstawania korozji galwanicznej na styku z materiałem kompozytowym. Opracowanie nowatorskiej, gradientowej metody wzmocnień przez U. Meiera i I. Stoecklina [1, 2] w szwajcarskim instytucie EMPA było pierwszą próbą zmierzenia się z tym problemem. Dalszy rozwój tej technologii [3] zaowocował stworzeniem samodzielnego systemu wzmacniania przy użyciu metody „gradientowej”, gotowego do zastosowań praktycznych na dowolnych obiektach budowlanych.

Polsko-Szwajcarski Projekt Badawczy TULCOEMPA, realizowany na Wydziale Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej we współpracy ze

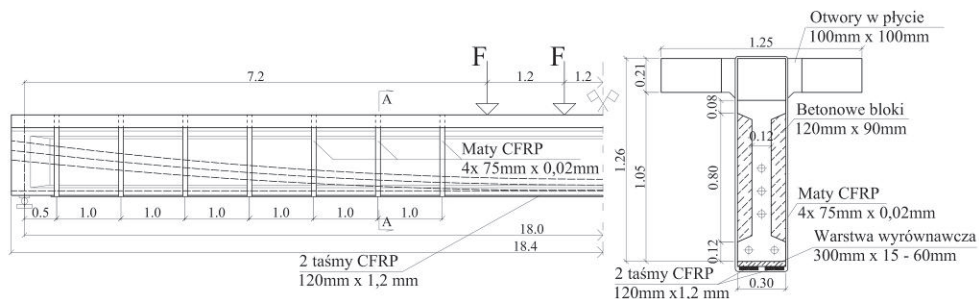
szwajcarskim instytutem badawczym EMPA, ma na celu przeprowadzenie pierwszej aplikacji wzmocnienia metodą „gradientową” na istniejącym obiekcie mostowym, a także zdalny monitoring konstrukcji mostu w celu długoterminowej oceny rezultatów takiego wzmocnienia. Obiekt wytypowany do rozbudowy znajduje się w miejscowości Szczercowska Wieś w powiecie bełchatowskim. Konstrukcja mostu wzniesiona w latach 60-tych obejmuje pięć kablobetonowych dźwigarów typu WBS o całkowitej długości 18,4m i wysokości 1,0m. Dźwigary o rozpiętości w osiach podpór 18,0m usytuowane są na żelbetowych, masywnych przyczółkach. W celu podwyższenia klasy obiektu mostowego z „C” do „B”, dźwigary wymagają wzmocnienia zarówno na zginanie, jak i na ścinanie. Pierwsze z nich polegać będzie na przyklejeniu dwóch naprężonych laminatów CFRP na dolnej powierzchni każdego dźwigara, przy użyciu bezkotrwej metody „gradientowej”. Dodatkowo, ze względu na niedobór nośności na ścinanie, na każdym dźwigarze wykonane zostaną oploty z mat CFRP pełniące funkcję zamkniętych, zewnętrznych strzemion zakotwionych w płycie mostu. Wykonanie wzmocnienia poprzedzone zostało serią laboratoryjnych badań weryfikujących jego skuteczność.



Rys. 1. Zbrojenie dźwigarów

2. Elementy badawcze

Na podstawie archiwalnej dokumentacji mostu, w laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej przygotowano elementy zbrojenia dźwigarów, które wraz z segmentami drewnianych szalunków przetransportowano do laboratorium szwajcarskiego instytutu EMPA w Zurychu. Na miejscu zrekonstruowano dwa dźwigary mostowe w skali 1:1, będące dokładnym odwzorowaniem dźwigarów istniejącego mostu.



Rys. 2. Schemat wzmocnienia i badania dźwigara laboratoryjnego

W pierwszym etapie produkcji złożono szkielety zbrojenia obu dźwigarów w oparciu o oryginalne rysunki wykonawcze. Do budowy każdego szkieletu wykorzystano blisko 500kg stali gatunków S235 oraz BSt500s, z których wykonano zbrojenie podłużne i poprzeczne. Kable sprężające, wykonane na specjalne zamówienie przez firmę Stahlton

AG, składały się z wiązki 9 drutów o średnicy 7mm i wyposażone były w głowice kotwiące w postaci prostopadłościennych bloków stalowych, wzorowanych na oryginalnych dźwigarach. Do betonowania obu dźwigarów zastosowano samozagęszczalny beton klasy C35/45. Wymiary dźwigarów przedstawiono na rysunku 1. Po 28 dniach od betonowania dźwigary zostały sprężone. Każdy z 5 kabli w obu dźwigarach został naprężony siłą 363kN. W drugim etapie produkcji wykonano szalunki oraz zbrojenia płyt pomostów. Płyta o szerokości 1,25m i grubości 0,21m zespolona z dźwigarem reprezentowała współpracującą z dźwigarem mostowymi część pomostu w istniejącym obiekcie. Do betonowania płyt wykorzystano beton zwykły klasy C 30/37.



Rys. 3. Widok dźwigara podczas reprofilacji (lewa) i po wklejeniu bloków wypełniających (prawa)

Pierwszy dźwigar służył jako element referencyjny, natomiast drugi był poddany złożonemu procesowi przygotowania powierzchni betonu, a następnie został wzmocniony. W pierwszej kolejności dźwigar wymagał wykonania reprofilacji dolnej powierzchni. Ujemna strzałka ugięcia wynikająca ze sprężenia kablobetonu osiągała ponad 50mm w środku rozpiętości. Powierzchnię betonu poddano hydromonitoringowi. Działanie strumienia wody pod ciśnieniem 2500 bar pozwoliło usunąć zewnętrzną warstwę betonu, odstąpić ziarna kruszywa i uzyskać powierzchnię o bardzo dobrej przyczepności. Następnie na tak przygotowane podłoże naniesiono warstwę zaprawy wyrównawczej typu PCC AP UVM 8 z wykorzystaniem techniki torkretowania na sucho. Grubość naniesionej warstwy wahała się od 15mm w strefie przypodporowej dźwigara do 60mm w środku rozpiętości (Rys. 3). Po osiągnięciu przez zaprawę pełnej wytrzymałości (28 dni), oszlifowano i oczyszczono jej powierzchnię.

Tabela 1. Charakterystyki wytrzymałościowe użytych materiałów ($f_{c,cube}$, E – w dniu badania dźwigarów)

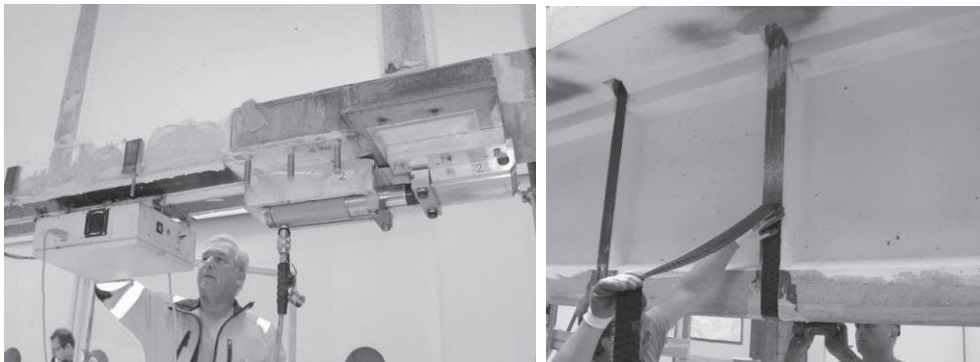
Materiał	$f_{c,cube}$ (MPa)		f_{yk} (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)		ϵ_u (‰)
	Dźwigar	Płyta			Dźwigar	Płyta	
Beton	Dźwigar 1	64,6	50,3		34,7	32,1	
	Dźwigar 2	66,9	53,5		33,5	34,0	
Stal zbrojeniowa (pręty podłużne)			387	485	227		
Stal sprężająca*			1440	1670	205		35
Taśmy CFK 150/200 1,2x100mm				2795	160		16
Maty C-Sheet 240 / 400g/m ² *				4300	240		17

*wartości wg danych producenta

W ostatnim etapie do środka wzmocnianego dźwigara po obu stronach przyklejono betonowe bloki wypełniające w kształcie trapezu o szerokości 120mm i grubości 80mm, w rozstawie 1000mm. Elementy pełniące funkcję wypełnienia przekroju na potrzeby wzmocnienia na ścinanie przyklejono przy użyciu epoksydowego kleju S&P Epoxy Resin 220. W miejscu występowania planowanych oplotów z mat CFRP wycięto otwory w płycie pomostu w celu przeprowadzenia przez nie mat kotwionych na zakład na górnej powierzchni płyty (Rys. 2). W tych samych miejscach wykrąglono krawędzie betonu w celu uniknięcia zerwania mat na narożnikach przekroju. W kolejnym etapie dźwigar wzmocniono na zginanie a następnie na ścinanie. Charakterystyki wytrzymałościowe użytych materiałów przedstawiono w Tabeli 1.

3. Wzmocnienie

Wzmocnienie kablobetonowego dźwigara na zginanie wykonano przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych przyklejonych na dolnej powierzchni dźwigara ze stopniową redukcją siły sprężającej na odcinku zakotwienia taśmy. Główną zaletą tej metody jest rezygnacja z klasycznych, stalowych elementów kotwiących końce naprężonego kompozytu. Stopniową redukcję siły sprężającej osiąga się przez naprzemienne zmniejszanie siły naciągu i przyspieszone wiązanie kleju na kolejnych odcinkach pod wpływem podwyższonej temperatury. Pozwala to zredukować siłę naciągu w taśmie do zera na jej końcach, utrzymując jednocześnie pełne naprężenie w środkowej części kompozytu. Metoda ta pozwala uniknąć koncentracji naprężeń na końcach kompozytu i ryzyka nagłego ich odspojenia. Do wykonania wzmocnienia wykorzystuje się standardowe oprzyrządowanie sprężające S&P Clever Reinforcement oraz specjalne urządzenie grzewcze. Szczegółowy opis metody gradientowej przedstawiony jest w publikacji J. Michelsa [3].



Rys. 4. Wzmocnienie dźwigara na zginanie (lewa) oraz na ścinanie (prawa) przy użyciu kompozytów

Obecność kabli sprężających w dolnej półce dźwigara wykluczyła możliwość zastosowania standardowych kotew służących do zamontowania urządzeń sprężająco-kotwiących. Z tego powodu urządzenia montowano do spodu dźwigara z wykorzystaniem stalowych obejm przyklejonych do powierzchni betonu (Rys. 4). Po zamontowaniu oprzyrządowania dźwigar został wzmocniony na zginanie przy użyciu dwóch taśm kompozytowych S&P CFK 150/2000 o wymiarach przekroju 100 x 1,2mm, naprężonych wstępnie do poziomu odkształceń wynoszącego $\epsilon_{fp} = 5,8\%$. Do przyklejenia kompozytu wykorzystano klej S&P Epoxy Resin 220. Aplikacja dwóch taśm kompozytowych wraz z wykonaniem zakotwienia zajęła około 6 godzin, a bezpośrednio po wzmocnieniu wszystkie urządzenia zostały zdemontowane.

Wzmocnienie dźwigara na ścinanie stanowiły zamknięte oploty, które wykonano z kompozytowej maty S&P C-Sheet 240/400. Cztery warstwy maty o szerokości 75mm zostały naklejone w rozstawie 1,0m przy użyciu kleju S&P Epoxy Resin 55 łącznie w 14 miejscach. Oploty łączono na zakład o długości 300mm na górnej powierzchni płyty.

4. Przebieg badań i rezultaty

Badanie niszczące dźwigarów przeprowadzono w laboratorium EMPA. Obciążenie w postaci czterech sił skupionych przekazywane było na element przy użyciu 4 siłowników hydraulicznych usytuowanych symetrycznie w środku rozpiętości dźwigara w rozstawie 1,20m. Tempo przykładania obciążenia kontrolowano przyrostem przemieszczenia siłowników (3,5mm / min). Podczas badania rejestrowano następujące pomiary: odkształcenia betonu na poziomie zbrojenia rozciąganego, na górnej powierzchni płyty oraz na środku dźwigara w strefie przypodporowej, odkształcenia taśm CFRP oraz ugięcia dźwigara. Wielkość obciążenia rejestrowano przy użyciu 2 siłomierzy na siłownikach hydraulicznych. Dodatkowo podczas badań wzmocnionego elementu wykonywano pomiary odkształceń betonu w strefie ścinania, pomiędzy kompozytowymi oplotami, przy użyciu trójwymiarowego systemu cyfrowej korelacji obrazu ARAMIS.

Procedura badania elementu referencyjnego przewidywała wstępne obciążenie dźwigara przed przystąpieniem do właściwego badania niszczącego. W fazie próbnej dźwigar został obciążony siłami 4x100kN. Na poziomie obciążenia 4x95kN zaobserwowano typowe dla zginania zarysowanie środkowej strefy dźwigara. Po odciążeniu ponownie obciążano element aż do zniszczenia. Pod obciążeniem rzędu 1x180kN zaobserwowano spadek sztywności dźwigara. Analiza numeryczna odkształceń w przekroju badanego elementu potwierdziła, że przyczyną było następujące po sobie uplastycznienie zbrojenia pasywnego oraz sprężającego. Badanie zakończono przy obciążeniu równym 4x193kN, kiedy siłowniki hydrauliczne osiągnęły maksymalne wydłużenie i dalsze przykładanie obciążenia nie było możliwe. Maksymalne ugięcie dźwigara zarejestrowane w środku rozpiętości wyniosło 260mm przy odkształceniach betonu w ściskanej strefie przekroju równych 2,3‰ oraz odkształceniach na poziomie zbrojenia rozciąganego równych 8,7‰. Zaobserwowano intensywne zarysowanie w środkowej części dźwigara na długości 8,0m. Pionowe rysy od zginania w dolnej części dźwigara rozgałęziały się na szereg mniejszych, nachylonych do pionowej osi elementu. W górnej części przekroju rysy rozwijały się na spodniej powierzchni płyty pomostu. W strefie przypodporowej zarejestrowano niewielkie odkształcenia betonu, nie przekraczające 1,5‰, przy stosunkowo małym zarysowaniu.

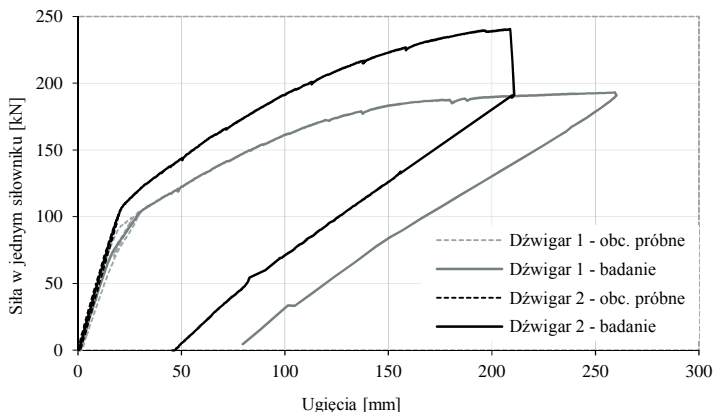


Rys. 5. Widok dźwigara referencyjnego (lewa) oraz wzmocnionego (prawa) po zniszczeniu

Badanie wzmocnionego dźwigara przeprowadzono według takiej samej procedury jak niewzmocnionego. Nie zaobserwowano zarysowania dźwigara podczas obciążania w fazie wstępnej. Dopiero w trakcie właściwego badania zarysowanie pojawiło się pod obciążeniem równym $4x110kN$. Uplastycznienie zbrojenia pasywnego oraz sprężającego, sygnalizowane podobnie jak w przypadku dźwigara niewzmocnionego utratą sztywności dźwigara zaobserwowano przy obciążeniu równym $4x210kN$. Zniszczenie wzmocnionego elementu na skutek zerwania taśm CFRP w środkowej części dźwigara nastąpiło pod obciążeniem $4x240kN$. Proces ten był rozłożony w czasie i polegał na stopniowym zrywaniu pojedynczych włókien taśm aż do całkowitego zerwania ich przekroju poprzecznego (Rys. 5). Towarzyszyły temu efekty dźwiękowe związane ze zrywaniem kolejnych fragmentów laminatów. Maksymalne odkształcenie taśm CFRP na chwilę przed zniszczeniem osiągnęło wartość 10‰ (co po uwzględnieniu naprężenia wstępnego daje 15,8‰). Nie zaobserwowano uszkodzenia mat CFRP. Maksymalne ugięcia dźwigara wyniosły 210mm, natomiast odkształcenia betonu w strefie ściskanej nie przekroczyły 1,5‰, co świadczy o zapasie nośności betonu. Zarysowanie dźwigara przebiegało podobnie jak w przypadku elementu niewzmocnionego, chociaż kąt nachylenia rys w przypodporowej strefie dźwigara zbliżył się do 45 stopni ze względu na obecność wzmocnienia na ścinanie. Wyniki badań obu dźwigarów przedstawiono w Tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki badań dźwigarów

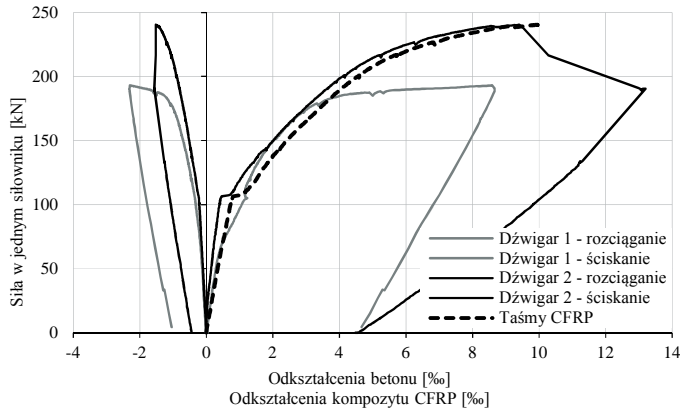
	Dźwigar 1	Dźwigar 2
Obciążenie niszczące, F_u (kN)	193	240
Obciążenie rysujące, F_{cr} (kN)	95	110
Maksymalne ugięcie, u_{max} (mm)	260	210
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej (‰)	2,3	1,5
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie rozciąganej (‰)	8,7	13,2
Odształcenie wstępnie w naprężanych taśm CFRP (‰)	-	5,8
Przyrost odkształceń w kompozycie podczas badania (‰)	-	10,0



Rys. 6. Porównanie zależności obciążenie-ugięcie badanych dźwigarów

Na rysunku 6 przedstawiono porównanie wykresów ugięć w środku rozpiętości obu dźwigarów w całym zakresie obciążeń. Widoczny jest wyraźny wzrost sztywności wzmocnionego dźwigara w porównaniu z elementem referencyjnym. Dźwigar wzmocniony wykazał o 24% większą nośność na zginanie niż dźwigar niewzmocniony. Wzmocnienie pozwoliło również znacząco zredukować ugięcia mierzone przy tych samych obciążeniach

oraz opóźniło zarysowanie dźwigara (Tab. 2). Przy obciążeniu odpowiadającym maksymalnemu ugięciu elementu referencyjnego, wzmocniony dźwigar wykazał o 61% mniejsze ugięcia. Natomiast obciążenie rysujące we wzmocnionym dźwigarze było o 16% niż w niewzmocnionym dźwigarze. Maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej zmniejszyły się po wzmocnieniu o 30%, podczas gdy odkształcenia na poziomie zbrojenia rozciąganego wzrosły aż o 55% (Rys. 7).



Rys. 7. Porównanie odkształceń betonu w obu dźwigarach oraz średnich odkształceń taśm CFRP

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych oraz analizy wyników można wysnuć następujące wnioski:

- Wzmocnieni kablobetonowego dźwigara na zginanie przy użyciu naprężonych taśm CFRP i zastosowaniu metody „gradientowej” przyniosło pomyślne rezultaty. Sprawdziła się również zastosowana technologia przygotowania powierzchni dźwigara (hydromonitoring i reprofilacja poprzez torkretowanie „na sucho”).
- Wzmocniony dźwigar wykazał o 24% większą nośność w porównaniu z dźwigarem referencyjnym.
- Mimo silnego sprzężenia dźwigara kablami o łącznej sile naciągu 1800kN, zastosowanie dwóch taśm CFRP naprężonych wstępnie siłą 120kN pozwoliło ograniczyć ugięcia wzmocnionego dźwigara o ponad 61% i zwiększyć obciążenia odpowiadające jego zarysowaniu i uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego o ponad 15%.
- Wzmocniony dźwigar uległ zniszczeniu na skutek jednoczesnego odspojenia i zerwania taśm CFRP. Odspojenie rozpoczynało się w sąsiedztwie rys pionowych o największej rozwarości. Po zerwaniu taśm ich dalsze odspojenie w kierunku obu podpór zostało powstrzymane obecnością poprzecznych oplotów z mat CFRP.

Literatura

- 1 Stoecklin, I., Meier, U. Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored CFRP strips. Materiały konferencyjne FRPRCS-6, Singapore, 2003.
- 2 Kotynia, R., Walendziak, R., Stoecklin, I., Meier, U. RC Slabs strengthened with prestressed and gradually anchored CFRP strips under monotonic and cyclic loading. Journal of Composites for Construction 15 (2011) 168-180.
- 3 Michels, J., Sena-Cruz, J., Czaderski, C., Motavalli, M. Structural strengthening with prestressed CFRP strips with gradient anchorage. Journal of Composites for Construction 17(5) (2013) 651-661.

Experimental tests of post-tensioned girders strengthened with prestressed CFRP composites

Michał Staškiewicz¹, Renata Kotynia²,
Julien Michels³, Christoph Czaderski⁴, Masoud Motavalli⁵

^{1,2} Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering,
Architecture and Environmental Engineering, Lodz University of Technology,
e-mail: ¹michal.staskiewicz@p.lodz.pl, ²renata.kotynia@p.lodz.pl

^{3,4,5} EMPA Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology,
e-mail: ³julien.michels@empa.ch, ⁴christoph.czaderski@empa.ch, ⁵masoud.motavalli@empa.ch

Abstract: The paper presents a research carried out within the framework of the Polish-Swiss “Tulcoempa” project, carried out by Lodz University of Technology and EMPA Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology. The main goal of the project was to perform the first field application of an innovative, anchorless flexural strengthening with use of prestressed CFRP laminates on an existing bridge in Poland. Laboratory tests were conducted to verify the efficiency of the strengthening of two real-scale, 18.4m long, post-tensioned bridge girders reconstructed at EMPA institute. Flexural strengthening was successful and resulted in an increase of the member’s load capacity by 24% and reduction of the midspan deflection by more than 60%.

Keywords: strengthening, flexure, bridge girder, post-tensioning, prestressing, CFRP, laminate

Pręty kompozytowe GFRP jako zbrojenie elementów betonowych obciążonych siłą podłużną i momentem zginającym

Piotr Szymczak¹, Paweł Olbryk², Maria Kamińska³

^{1,2,3} *Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: ¹piotr.szymczak.1@p.lodz.pl, ²pawel.olbryk@p.lodz.pl, ³maria.kaminska@p.lodz.pl*

Streszczenie: Referat dotyczy betonowych elementów zbrojonych wewnątrznie prętami kompozytowymi GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer), zawierającymi włókna szklane zatopione w matrycy żywicznej. Skupiono się na elementach obciążonych siłą podłużną i momentem zginającym. Omówiono doświadczalne badania czterech słupków obciążonych ściskającą siłą osiową, zbrojonych podłużnie i poprzecznie prętami GFRP. Słupki miały kształt walców o nominalnej średnicy 200mm i wysokości 600mm. Zbrojenie podłużne było stałe i składało się z sześciu prętów o średnicy 11mm, zbrojenie poprzeczne wykonano jako ciągłe w postaci spirali z prętów o średnicy 4mm lub 8mm, o rozstawie 45mm i 60mm. Zależność $\sigma - \epsilon$ prętów kompozytowych zbrojenia podłużnego była określona doświadczalnie, zarówno przy rozciąganiu, jak i ściskaniu.

Badania wykazały, że zbrojenie GFRP bardzo dobrze współpracuje z betonem, a w stanie zniszczenia osiąga naprężenia adekwatne do podłużnych odkształceń elementu. Wykazano, że na podstawie stanów odkształcenia przekroju takich jak przyjmowane dla przekrojów żelbetowych, zgodnie z EC2, można sporządzić krzywe interakcji $N_u - M_u$.

Słowa kluczowe: zbrojenie kompozytowe GFRP, ściskanie osiowe, krzywa interakcji

1. Wprowadzenie

Pręty kompozytowe GFRP wykazują jako zbrojenie betonu liczne zalety, takie jak odporność na korozję, dobrą izolacyjność termiczną, brak przewodności elektrycznej, nie generowanie pola magnetycznego oraz małą gęstość objętościową, około cztery razy mniejszą niż gęstość stali. Niewątpliwą wadą zbrojenia kompozytowego GFRP jest niski współczynnik sprężystości, rzędu 50-60GPa, co jest powodem małej sztywności elementów po zarysowaniu betonu.

W Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych przy Katedrze Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej prowadzono badania samych prętów kompozytowych GFRP, ich współdziałania z betonem (przyczepność) oraz elementów zginanych, wolnopodpartych [1] i ciągłych. Opisane poniżej badania obejmują elementy osiowo ściskane i mają charakter wstępny.

Odrębnym zagadnieniem jest brak zasad wymiarowania elementów zbrojonych kompozytami, co uzasadnia konieczność prowadzenia dalszych badań w tym zakresie [2, 3].

2. Badania doświadczalne

2.1. Opis elementów, materiałów i metod pomiarowych

Badania objęły słupki betonowe o przekroju kołowym, zbrojone prętami kompozytowymi, zawierającymi włókna szklane (GFRP – Glass Fibre Reinforced Polymer). Zbrojenie podłużne stanowiły pręty o średnicy nominalnej #11mm, a zbrojenie poprzeczne pręty #4 i #8mm, w postaci spirali. Geometryczne i wytrzymałościowe cechy prętów kompozytowych o nominalnej średnicy 11mm, zastosowanych w badaniach, są przedstawione w tabelicy 1. Doświadczalne określenie wytrzymałości na rozciąganie prętów stanowiących zbrojenie poprzeczne nie było możliwe ze względu na ich spiralny kształt, wobec czego w tabelicy 1 podano dla porównania także wartości odnoszące się do prętów prostych o średnicy 7,5mm. Zależność $\sigma_f - \varepsilon_f$ jest przy rozciąganiu ściśle liniowa w całym zakresie obciążenia próbek.

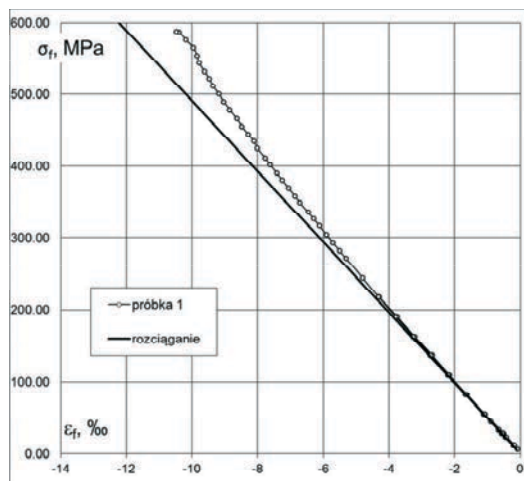
Tabela 1. Właściwości prętów kompozytowych GFRP

Nominalna średnica [mm]	Dopuszczalne odchyłki pomiarowe [mm]	Rzeczywiste pole przekroju mm ²	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Moduł sprężystości rozc./ ścisk. [GPa]	Odształcenie graniczne rozciągania [%]	Masa jednostkowa [g/m]
7,5	±0,5	45,7	1054	- /40,2	26,2	85
11	±0,5	92,1	1117	49,1/50,4	22,7	190

Pręty zbrojenia głównego o średnicy 11mm poddano też próbie ściskania. Przeprowadzono ją jak dla stali prętowej, na próbkach o długości 3d, tj. 33mm w świetle pierścieni stabilizujących położenie próbki w prasie. Obraz próbki po zniszczeniu pokazano na rys. 1. Rysunek 2 przedstawia zależności $\sigma_f - \varepsilon_f$ przy ściskaniu dla wybranej próbki. Na rysunku podano także wykres analogicznej zależności przy rozciąganiu (pominięto znak odkształcenia). Jak można zauważyć, moduł sprężystości przy ściskaniu jest w zakresie odkształcenia do 5‰ w przybliżeniu równy modułowi przy rozciąganiu. Ten zakres odpowiada odkształceniom podłużnym, jakie zwykle osiąga przy ściskaniu beton nieskrępowany przez zbrojenie poprzeczne.



Rys. 1. Próbkę po badaniu na ściskanie



Rys. 2. Zależności $\sigma_f - \varepsilon_f$ przy ściskaniu i rozciąganiu

Zastosowano mieszankę betonową o składzie: piasek 735kg, żwir 2-8mm- 1100kg, cement CEM II 32,5R Cemex- 320kg, plastyfikatory- 8,6kg, woda- 176kg (wszystkie wartości podano w odniesieniu do jednego m³ mieszanki). Porowatość mieszanki wyniosła 2,6%.

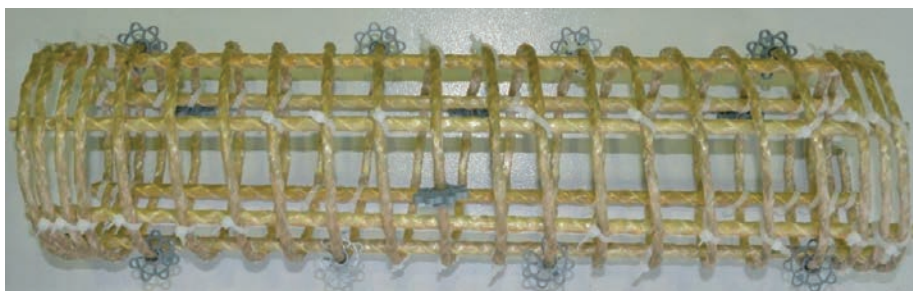
Wytrzymałość betonu na ściskanie określano na 5 próbkach $\Phi 150/300$ mm, zgodnie z EN 12390-3, a wytrzymałość na rozciąganie metodą rozłupywania, na 2 kostkach o boku 150mm, zgodnie z EN 1290-6. Podczas badania na ściskanie próbek walcowych określano również moduł sprężystości betonu, jako sieczny, zgodnie z wymaganiami DIN 1048. Badania próbek wykonano w dniu rozpoczęcia badań słupków. Otrzymano: wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{cm}=34,3$ MPa (+0,7MPa; - 0,5MPa), wytrzymałość na rozciąganie $f_{cm,sp}=3,05$ MPa (+0,1MPa; - 0,1MPa), współczynnik sprężystości betonu $E_{cm}=22,8$ GPa (+0,1GPa; - 0,2GPa).

Przyjęte oznaczenia słupków, ich nominalne i rzeczywiste wymiary oraz układ zbrojenia przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Rzeczywiste wymiary i układ zbrojenia słupków

Symbol słupka	Wymiary [mm]				Zbrojenie podłużne	Zbrojenie poprzeczne	
	Nominalne		Rzeczywiste			średnica min.	rozstaw min.
	średnica	wysokość	średnica	wysokość			
<i>G-4/45</i>	200	600	198	598	6#11	#4	45
<i>G-4/60</i>				599		#4	60
<i>G-8/45</i>				598		#7,5	45
<i>G-8/60</i>				598		#7,5	60

Zbrojenie podłużne i poprzeczne było łączone zaciskami instalacyjnymi z tworzywa sztucznego. Słupki wykonywano w tekturowych formach, ustawianych w pozycji pionowej. Przed obciążaniem szlifowano podstawy słupków, aby zapewnić równoległość powierzchni docisku.



Rys. 3. Zbrojenie słupka G-8/45; widoczne podkładki dystansowe

Próbki były obciążane siłą podłużną przykładaną osiowo, w prasie o zakresie 6000kN. Wielkość przykładanej siły była oceniana na podstawie wskazań czujnika ciśnieniowego, umieszczonego w układzie hydraulicznym prasy. Siła była przykładana skokowo, a w ostatniej fazie badania stosowano ciągły przyrost siły, aby nie przeoczyć zniszczenia.

Podłużne odkształcenia (osiowe) słupków mierzono dwoma sposobami:

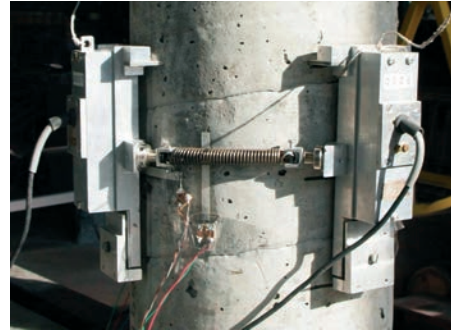
- za pomocą trzech tensometrów elektrooporowych o bazie 50mm, rozmieszczonych na obwodzie słupka co 120°; w słupkach zbrojonych poprzecznie spiralą o średnicy 4mm,
- za pomocą trójpunktowego miernika tensometrycznego (ekstensometr) o bazie pomiarowej 148mm; w odniesieniu do wszystkich czterech słupków.

Odształcenia poprzeczne mierzono za pomocą trzech tensometrów elektrooporowych o bazie 50mm, także rozmieszczonych na obwodzie co 120° . Wszystkie odczyty były zapisywane co jedną sekundę, za pomocą komputerowego systemu akwizycji danych.

Widok próbki ustawionej w prasie i przygotowanej do badań przedstawia rys. 4, a na rys. 5 są pokazane szczegóły oprzyrządowania pomiarowego.



Rys. 4. Próbka na stanowisku badawczym



Rys. 5. Szczegóły oprzyrządowania – widoczne są pojedyncze tensometry elektrooporowe, umieszczone poziomo i pionowo, oraz miernik tensometryczny (ekstensometr)

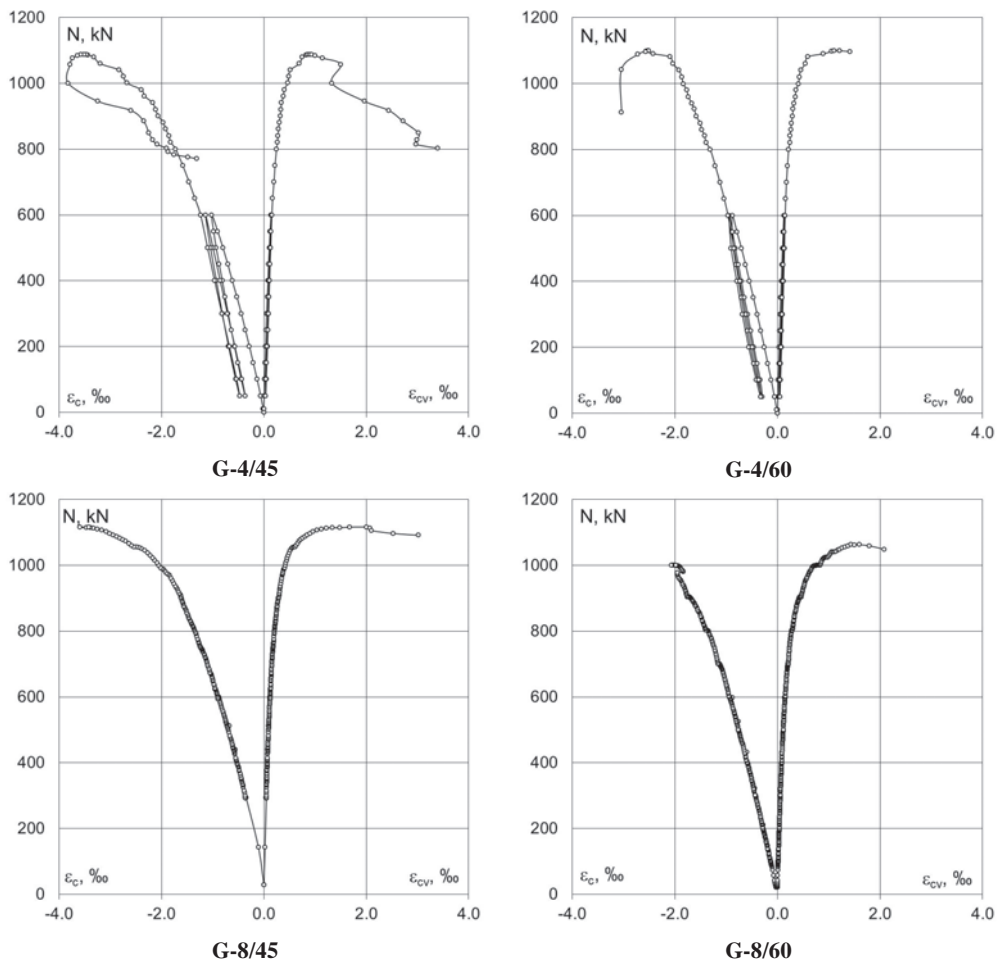
Obciążenie słupków miało charakter doraźny, całe badanie trwało około dwóch godzin. Badając słupki ze zbrojeniem poprzecznym o średnicy 4 mm zastosowano dodatkowo dwukrotne odciążenie z poziomu siły 600kN. Badanie uznawano za zakończone, gdy nastąpił spadek siły z towarzyszącym mu przyrostem odształceń.

2.2. Rezultaty i obserwacje

Wszystkie słupki zniszczyły się w sposób gwałtowny, przez zmiążdżenie betonu. Wartości sił niszczących oraz towarzyszące im odształcenia zestawiono w Tablicy 3. Podano średnie wartości odształceń podłużnych i poprzecznych przy sile niszczącej N_u , oraz największe jednostkowe odształcenia, jakie wykazywały pojedyncze czujniki po spadku siły obciążającej. W tym drugim przypadku uwzględniano tylko siły większe niż $0,85 N_u$.

Tablica 3. Siły niszczące oraz odształcenia podłużne i poprzeczne

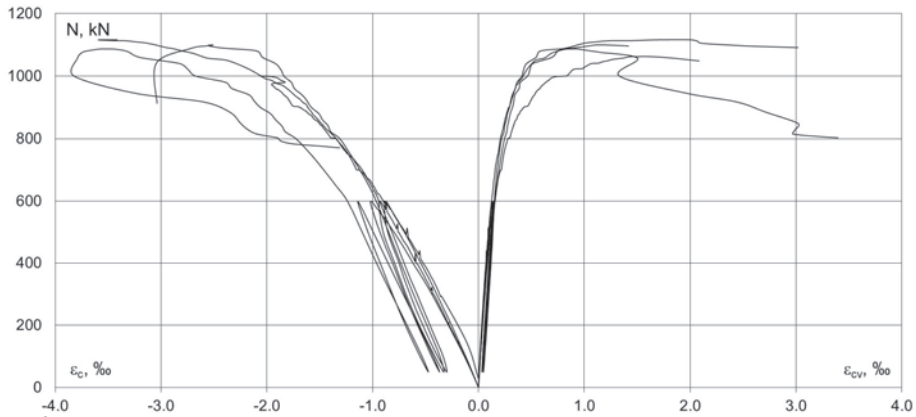
Symbol słupka	Siła niszcząca N_u [kN]	Odształcenie podłużne ϵ_c [%]		Odształcenie poprzeczne ϵ_v [%]	
		Średnie przy N_u	Jednostkowe maksymalne	Średnie przy N_u	Jednostkowe maksymalne
G-4/45	1087	-3,57	-4,51	0,93	2,44
G-4/60	1100	-2,52	-5,80	1,11	2,49
G-8/45	1116	-3,59	-4,11	2,00	4,01
G-8/60	1063	-2,06; N=1000	-7,09	1,45	5,46



Rys. 6. Średnie odkształcenia podłużne (ze znakiem minus, pomiar ekstensometrem) i poprzeczne (ze znakiem plus) w funkcji obciążenia

Rozwój średnich odkształceń podłużnych i poprzecznych w funkcji obciążenia, w całym jego zakresie, ilustruje rys. 6. Jak można zauważyć, średnie odkształcenia podłużne przekraczają umowną wartość $\epsilon_{cu}=2,0\%$ i zbliżają się do nawet 4%. Małą wartość zapisaną dla słupka G-8/60 należy przypisać temu, że obszar zniszczenia nie pokrywał się z obszarem pomiarowym (148mm w środkowej części słupka). Podobnie poza częścią środkową zniszczył się słupek G-4/45, ale w tym przypadku obszar zniszczenia był na tyle rozległy, że wpłynął na efekty pomiaru (por. rys.8).

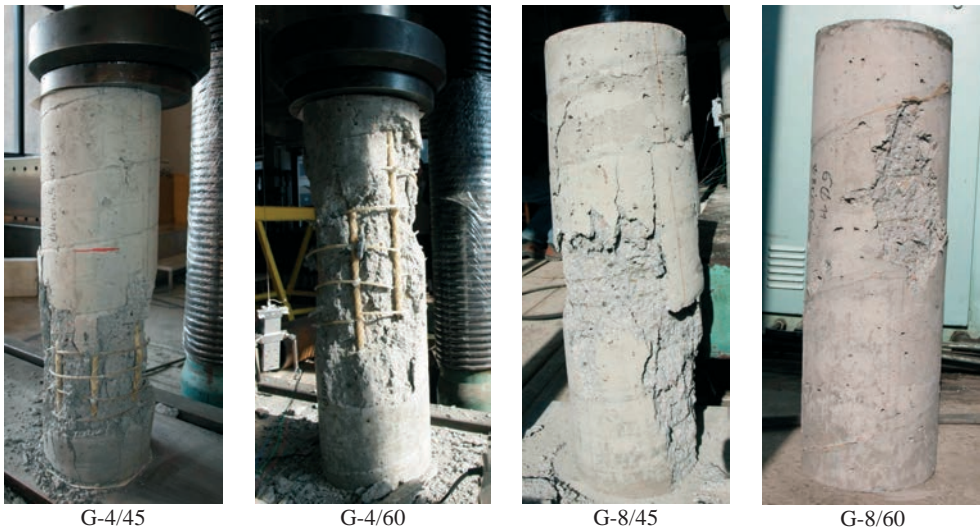
Zbrojenie poprzeczne we wszystkich przypadkach było mało aktywne, aż do obciążenia odpowiadającego około 80% siły niszczącej, potem odkształcenia poprzeczne szybko przyrastały. Odkształcenia średnie nie osiągały wprawdzie wartości granicznych, ale lokalnie tak było, bo dochodziło do zerwania zbrojenia poprzecznego (por. rys. 8) w słupkach zbrojonych poprzecznie spiralą #4mm. W słupkach zbrojonych poprzecznie spiralą #8mm obserwowano odspojenie otuliny, ale dopiero w fazie zniszczenia.



Rys. 7. Średnie odkształcenia podłużne i poprzeczne wszystkich czterech słupków w funkcji obciążenia

Na rys. 7 wykresy obu analizowanych odkształceń są przedstawione łącznie, dla wszystkich czterech słupków. Można zauważyć, że wykresy właściwie się pokrywają. Oznacza to, że zbrojenie poprzeczne nie wpływa na nośność badanych elementów, a zatem efekty skrępowania betonu poprzecznym zbrojeniem kompozytowym są pomijalnie małe. Świadczy o tym także bardzo mały rozrzut sił niszczących – wartość średnia wynosi $N_u=1092\text{kN}$, a odchylenia od tej wartości $+24\text{kN}$ i -29kN . Zbrojenie kompozytowe spełnia jednak znaczącą rolę, ponieważ generuje pewną plastyczność elementu po przekroczeniu siły niszczącej, tak ważną dla odpowiedzi konstrukcji na obciążenie.

Sposób zniszczenia słupków jest przedstawiony na rys. 8. Obserwowano odpadanie betonowej otuliny zbrojenia, pionowe rysy w betonie wewnątrz uzwojenia oraz zerwanie prętów poprzecznych. Pręty zbrojenia podłużnego o średnicy #11mm bardzo dobrze współpracowały z betonem, nie zauważono oznak lokalnego wybożenia prętów ani zniszczenia ich przekrojów.



Rys. 8. Obraz zniszczenia słupków

3. Analiza obliczeniowa

Liniowo-sprężysta charakterystyka wytrzymałościowa prętów kompozytowych oznacza, że podstawą analizy nośności przekroju musi być stan jego odkształcenia. Badania doświadczalne potwierdzają, że tak samo jak w odniesieniu do żelbetu można przyjmować założenie, że odkształcony przekrój pozostaje płaski, a odkształcenia kompozytowych prętów i otaczającego je betonu są jednakowe.

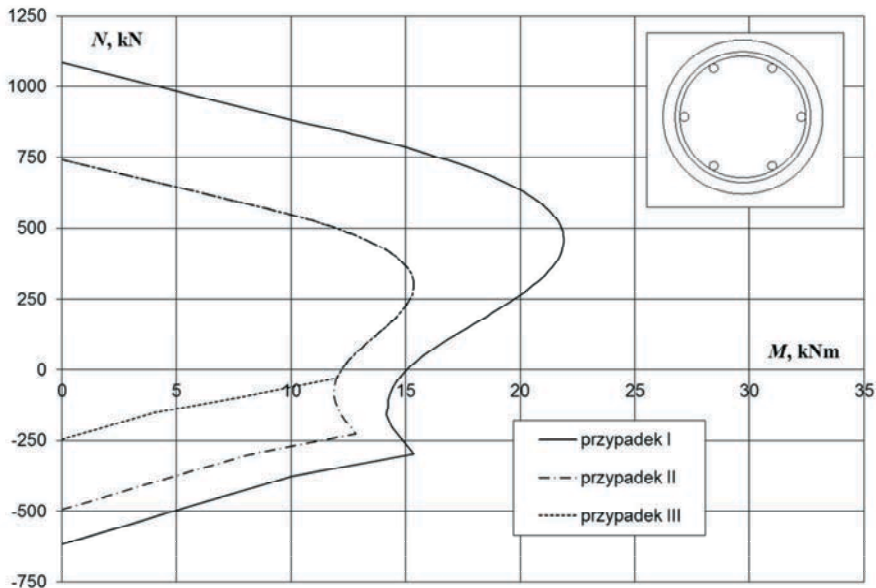
Przy tych założeniach oraz nieliniowej zależności $\sigma_c - \varepsilon_c$, opisującej beton strefy ściskanej, określono krzywe interakcji $N_{fu} - M_{fu}$ dla przekroju kołowego. Dane materiałowe i wymiary przyjęto jako odpowiadające wyżej opisanemu badaniu. Ograniczenie odkształceń przekroju w strefie ściskanej przyjęto według EC2 jak dla betonu klasy nie wyższej niż C50/60 – odkształcenie ε_{c1} odpowiednio do wytrzymałości betonu oraz $\varepsilon_{cu1}=3,5\%$.

Rozważono trzy przypadki, przyjmując:

(I) wartości materiałowe jako średnie, graniczne odkształcenie kompozytu $\varepsilon_{fu}=22,7\%$,

(II) wartości materiałowe jako obliczeniowe, $\gamma_c=1,5$ oraz $\gamma_f=1,25$ [2], wobec czego graniczne odkształcenie kompozytu $\varepsilon_{fu}=22,7/1,25=18,2\%$,

(III) wartości materiałowe jako obliczeniowe, $\gamma_c=1,5$ oraz graniczne odkształcenie kompozytu $\varepsilon_{fu}=0,4 \times 22,7=9,1\%$, ze względu na „creep rupture” i założenie, że z tego powodu trwałe naprężenie, a zatem i odkształcenie kompozytu nie może przekroczyć 40% jego wytrzymałości na rozciąganie [3].



Rys. 9. Krzywe interakcji $N_{fu} - M_{fu}$ określone przy różnych założeniach dotyczących granicznych odkształceń prętów kompozytowych

Wyniki obliczeń są przedstawione na rys. 9. Decyzje o ograniczeniu odkształcenia prętów kompozytowych wyraźnie wpłynęły na nośność przekroju, a także na kształt krzywych, odbiegający od krzywych opisujących przekrój żelbetowy. Wklęsłość wykresów przy niewielkich siłach podłużnych należy przypisać właśnie ograniczeniu odkształcenia kompozytu. Nośność zbadanych słupków ściśle odpowiada obliczeniowej – przypadek (I).

4. Podsumowanie

Wyniki doświadczalnego badania oraz analizy obliczeniowej dają podstawy do stwierdzenia, że nośność przekrojów zbrojonych prętami kompozytowymi GFRP można określać według założeń stosowanych w odniesieniu do przekrojów żelbetowych, ale ze ścisłą kontrolą stanu odkształcenia przekroju.

Oprócz nośności elementów zbrojonych prętami GFRP równie ważna, a czasem nawet najważniejsza, jest ich odkształcalność. Nadmierne ugięcia mogą znacznie ograniczyć obszar zastosowania betonowych elementów zbrojonych prętami GFRP.

Podziękowania

Badania dofinansowane z funduszy projektu UE POIG "Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju", POIG.01.01.02-10-106/09-00, za co autorzy serdecznie dziękują.

Literatura

- 1 Olbryk P., Szymczak P., Kamińska M.E., Flexural behavior of concrete beams reinforced with glass and basalt fibre – reinforced polymer (FRP), Proceedings of the 9th Central European Congress on Concrete Engineering CCC2013; Wrocław, 2013, pp.344-347
- 2 Nonmetallic reinforcement, fib Model Code for Concrete Structures 2010, s. 139-143
- 3 440.1R-06, ACI MANUAL OF CONCRETE PRACTICE 2010, PART 5

Composite GFRP bars as reinforcement of concrete members under axial force and bending moment

Piotr Szymczak¹, Paweł Olbryk², Maria Kamińska³

^{1,2,3} *Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Lodz University of Technology, e-mail: ¹piotr.szymczak.1@p.lodz.pl, ²pawel.olbryk@p.lodz.pl, ³maria.kaminska@p.lodz.pl*

Abstract: This paper discusses concrete members reinforced internally with composite GFRP bars (Glass Fibre Reinforced Polymer). The studies are focused on members under axial force and bending moment. Experimental studies of 4 RC columns loaded with compressive axial force, longitudinally and transversally reinforced with GFRP bars were discussed. Columns had cylinder shape with the nominal diameter of 200mm and height of 600mm. Longitudinal reinforcement contained six bars with 11mm diameter and transversal reinforcement of continuous spiral bars # 4 and #8 with spacing equal to 45mm and 60mm.

Studies show that the GFRP reinforcement has very good adhesion to concrete and, in failure state reaches stresses adequate to longitudinal strains of members. This paper proves that the interaction curves can be determined on the same strain state basis as used in RC members according to EC2.

Keywords: composite GFRP reinforcement, axial compression, interaction curves

Badania nośności słupów żelbetowych w obszarze połączeń krawędziowych z płytą żelbetową

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³.

Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Łódzka, e-mail :¹tadeusz.urban@p.lodz.pl, ²michal.goldyn@p.lodz.pl
³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono i skomentowano wyniki własnych badań eksperymentalnych dotyczących krawędziowych połączeń płytowo – słupowych. Rozpatrywano mechanizm przekazywania oddziaływań pomiędzy słupami wykonanymi z betonu o wysokiej wytrzymałości a płytą stropową, która wykonana została z betonu zwykłego o wytrzymałości niemal pięciokrotnie niższej. Parametrem zmiennym w prezentowanych badaniach był wysięg wspornikowej części płyty. Stwierdzono istotny wpływ wspornika płytowego o niewielkim nawet wysięgu na wytrzymałość efektywną betonu słupa.

Słowa kluczowe: węzeł płytowo – słupowy, wytrzymałość efektywna, beton wysokowartościowy, płyta żelbetowa, słup, nośność, połączenie krawędziowe

1. Wprowadzenie

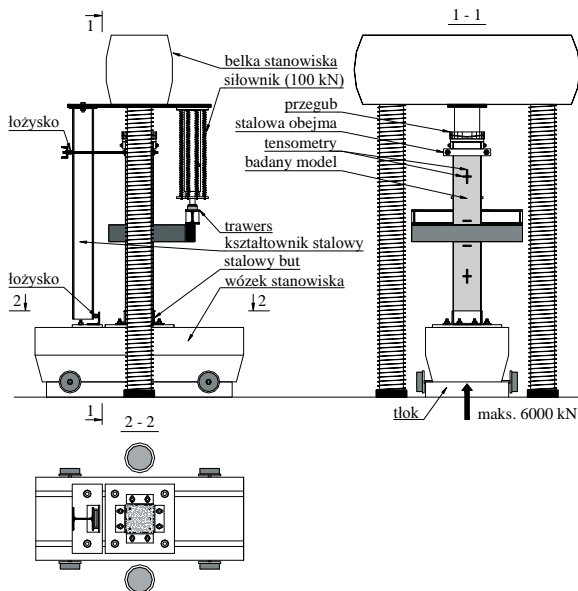
Mimo, iż badania dotyczące mechanizmu przekazywania oddziaływań w obrębie połączenia słupów z betonu o wysokiej wytrzymałości z płytą stropową wykonywaną z betonu zwykłego zapoczątkowane zostały w latach 60. ubiegłego wieku, koncentrowały się one do tej pory głównie na rozpatrywaniu połączeń wewnętrznych. Nieliczne badania modeli krawędziowych połączeń płytowo – słupowych dotyczyły głównie elementów, których płyta pozostawała nieobciążona ([1], [2]). Dotyczyły one zatem przypadków wyidealizowanych, niemających odzwierciedlenia w konstrukcjach rzeczywistych, których płyty stropowe poddane są obciążeniami wywołującym momenty zginające w węzłach płytowo-słupowych. Wpływ obciążenia płyty na nośność słupa przewarstwionego słabszym betonem płyty został rozważony po raz pierwszy przez *Ospinę* i *Alexandra* [3]. Jak pokazały wyniki prowadzonych przez nich badań, wzrost wytrzymałości płyty stropowej na zginanie prowadził do spadku nośności słupów modeli, dlatego też wcześniejszych badań m.in. *Bianchiniego* i *in.* a także *Gamble* i *Klinara* nie można uznawać za w pełni miarodajne.

Dotychczasowe badania eksperymentalne połączeń krawędziowych obejmowały jedynie modele, których słupy zlicowane były ze swobodną krawędzią płyty. Kształtowanie tego rodzaju połączeń w taki sposób jest niekorzystne z punktu widzenia pracy statycznej konstrukcji. W przypadku, gdy wysięg części wspornikowej płyty jest mniejszy niż 15% rozpiętości stropu w osiach podpór, należy spodziewać się znacznych, nierównoważonych momentów zginających, przekazywanych z płyty na słupy. Mniejsza jest także efektywna powierzchnia rozdziału obciążenia przekazywanego ze słupa na płytę. Z tego względu w pracy [4] zaleca się, by minimalny wysięg płyty poza krawędź podpory był nie mniejszy niż połowa grubości płyty ($l_k \geq 0,5h$). Jeżeli ze względów architektonicznych niemożliwe jest pozostawienie wspornikowego pasma płyty, wówczas konieczne może okazać się wprowadzenie dodatkowej belki krawędziowej, co znacznie komplikuje roboty

wykonawcze. Prezentowane badania inspirowane były aspektami praktycznymi wspóczesnego budownictwa betonowego.

2. Program badań

Program badań obejmował trzy modele węzłów płytowo – słupowych wykonanych w skali 1:2. Badania prowadzono na zmodernizowanym stanowisku prasy o maksymalnym nacisku tłoka 6000 kN, pokazanym na poniższym rys. 1. Ze względu na niesymetryczny charakter przykładanego obciążenia, konieczne było wprowadzenie dodatkowych podpór przejmujących reakcje poziome ze słupów. Płyta obciążana była za pomocą siłownika o maksymalnym nacisku 100 kN. W początkowej fazie badania obciążano jedynie słup do poziomu 500 kN. Następnie przystępowano do przykładania obciążenia na płytę, stopniowo co 5 kN do osiągnięcia 50 kN. Wielkość siły przekazywanej na płytę została ustalona na podstawie pomiarów odkształceń zbrojenia podłużnego – ich wielkość wynosiła około 1,5 ‰, co odpowiadało wyężeniu płyty przy typowych obciążeniach eksploatacyjnych. Po zakończeniu obciążania płyty przystępowano do przykładania siły na słup. Wielkość obciążenia zwiększano stopniowo aż do zniszczenia modelu. Badanie jednego modelu trwało około 3 godziny.

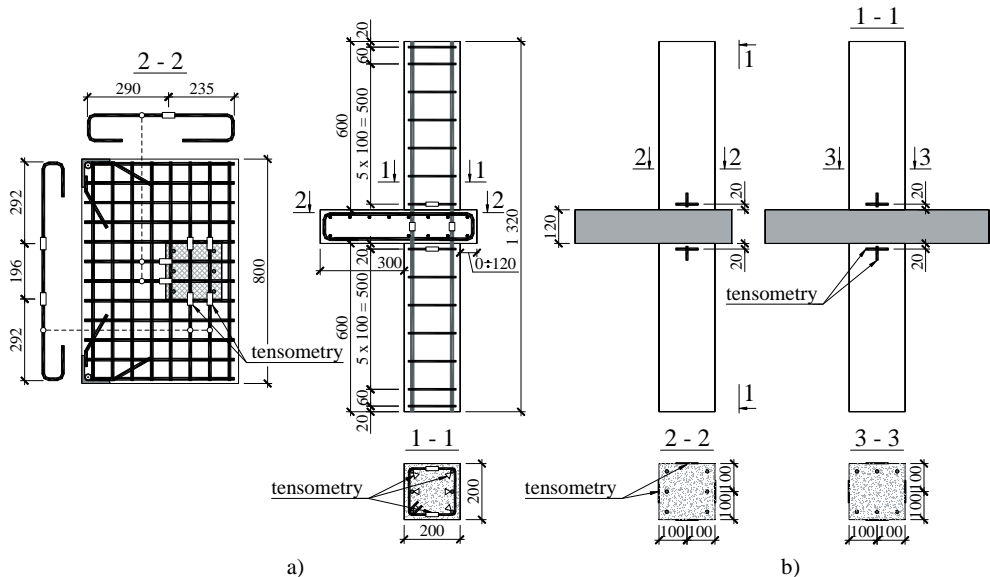


Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego

Konstrukcję modeli przedstawiono schematycznie na rys. 2. Elementy wykonywano w trzech etapach: słupy dolne – płyta – słupy górne. Poszczególne etapy prac prowadzono w odstępie 24 godzin. Oprócz modeli bazowych wykonano także modele – świadki reprezentujące słupy dolne oraz górne. Skład mieszanek betonowych dobierano tak, by uzyskać beton o wytrzymałości 80 MPa w przypadku słupów oraz 20 MPa w przypadku płyt.

Elementy cechowało jednakowe zbrojenie i zbliżona geometria. Jedyny parametr zmienny w relacjonowanych badaniach stanowił wysięg wspornikowej części płyty poza krawędź słupa. Rozważano trzy różne jego wielkości: 0 (0 mm dla MK-0), 0,5*h* (60 mm dla MK-0.5) oraz *h* (120 mm dla MK-1.0), gdzie *h* stanowi grubość płyty modelu.

W trakcie badań prowadzono za pomocą tensometrów elektrooporowych pomiary odkształceń zbrojenia a także betonu na powierzchni bocznej słupów w miejscach oznaczonych na rys. 2.



Rys. 2. Lokalizacja tensometrów elektrooporowych: a) na zbrojeniu modeli, b) na powierzchniach bocznych słupów

3. Wyniki badań

3.1. Parametry materiałów badanych modeli

Wytrzymałość na ściskanie betonów, z których wykonane zostały modele, określano w dniu badania modelu na normowych próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Analiza uzyskanych wyników pokazała, iż nie ma istotnych różnic pomiędzy cechami wytrzymałościowymi betonów modeli. Wiek betonu w chwili badania mieścił się w przedziale 214 ÷ 218 dni. Różnice w wytrzymałości betonu modeli wynikały wyłącznie z procesu wytwarzania mieszanek betonowych poszczególnych zarobów. Parametry wytrzymałościowe betonu zestawiono w Tabelcy 1, natomiast w Tabelcy 2 przedstawiono charakterystykę wytrzymałościową stosowanego zbrojenia.

Tabela 1. Parametry wytrzymałościowe betonu modeli

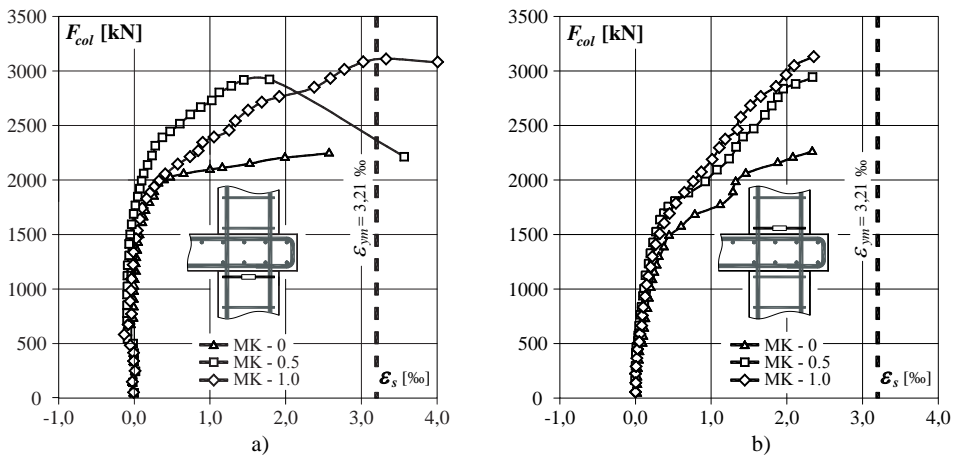
Model	Słup dolny		Słup górny		Płyta	
	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
MK-0						
MK-0.5	80,5	33,6	81,7	33,6	16,5	21,8
MK-1.0						

Tablica 2. Parametry wytrzymałościowe zbrojenia modeli

Średnica nominalna prętów	Pole przekroju A_s [mm ²]	Granica plastyczności f_{ym} [MPa]	Moduł sprężystości E_s [GPa]
Ø12 – zbrojenie słupa	108,4	619,2	205,8
Ø10 – zbrojenie płyty	77,7	570,1	193,5
Ø6 – strzemiona	29,2	640,2	199,6

3.2. Wyniki pomiarów odkształceń

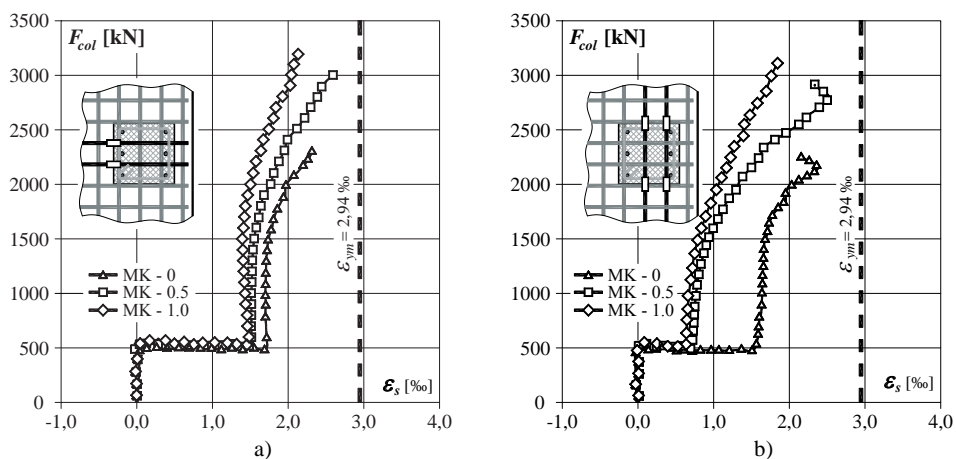
Na rysunku 3 zaprezentowano średnie odkształcenia zbrojenia poprzecznego słupów mierzone w pobliżu dolnej oraz górnej powierzchni płyty. W przypadku strzemienia dolnego zauważyć można szybszy przyrost odkształceń niż w przypadku strzemienia górnego. Po przekroczeniu poziomu obciążenia równego 2000 kN (tj. ponad 80% nośności eksperymentalnej) obserwowano bardzo gwałtowny przyrost odkształceń rejestrowanych na strzemieniu dolnym modelu MK-0. Zachowanie to wynika ze wzrostu tempa narastania odkształceń poprzecznych betonu węzła, będącego skutkiem znacznej destrukcji jego struktury wewnętrznej. Warto zauważyć, iż w żadnym z rozważanych modeli nie doszło do uplastycznienia zbrojenia poprzecznego znajdującego się powyżej płyty.



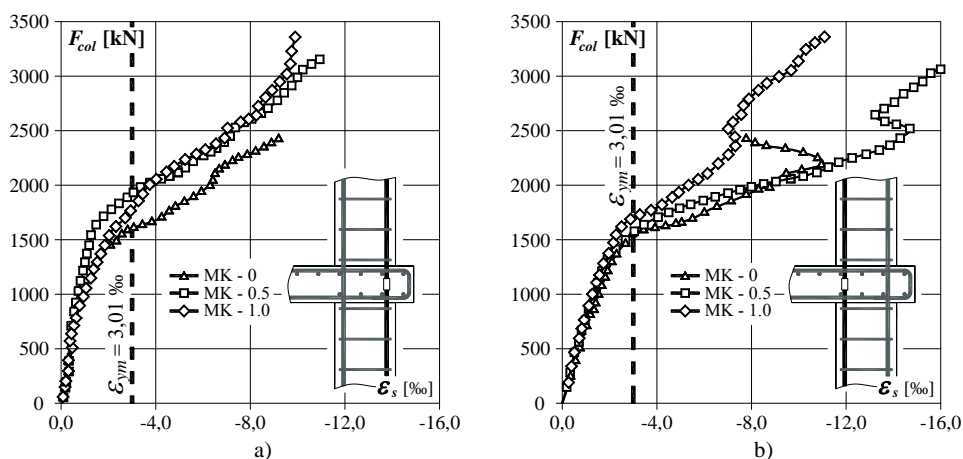
Rys. 3. Średnie odkształcenia strzemion : a) pod płytą, b) nad płytą

Na rysunku 4 pokazano wykresy odkształceń zbrojenia głównego. Można zauważyć, iż zwiększaniu obciążenia słupa powyżej 1500 kN towarzyszył przyrost odkształceń rejestrowanych na zbrojeniu podłużnym płyty, mimo iż jej obciążenie pozostawało na niezmiennym poziomie. Większe tempo przyrostu odkształceń obserwowano na zbrojeniu podłużnym równoległym do swobodnej krawędzi płyty – patrz rys. 4b.

Analizując przedstawione na rys. 5 wykresy zauważyć można, iż w początkowej fazie badania zależność obciążenie – odkształcenie miała charakter liniowy. Po osiągnięciu obciążenia równego około 50% siły niszczącej obserwowano w przypadku wszystkich rozpatrywanych modeli uplastycznienie zbrojenia podłużnego słupów. W trakcie dalszego obciążenia modeli rejestrowano gwałtowne zwiększenie tempa przyrostu odkształceń. Wahania wartości odkształceń rejestrowanych w prętach położonych bliżej krawędzi swobodnej tłumaczyć można lokalnym ich wyboczeniem, co było widoczne w przypadku modelu MK – 0.



Rys. 4. Średnie odkształcenia zbrojenia głównej płyty : a) prostopadłego do krawędzi swobodnej, b) równoległego do krawędzi swobodnej

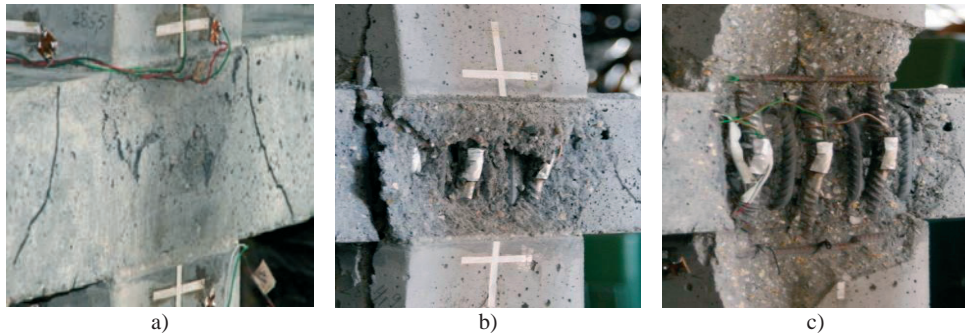


Rys. 5. Porównanie średnich odkształceń w zbrojeniu głównym słupa w obrębie połączenia z płytą: a) dla prętów zlokalizowanych przy krawędzi swobodnej, b) dla prętów bliżej strefy wewnętrznej płyty

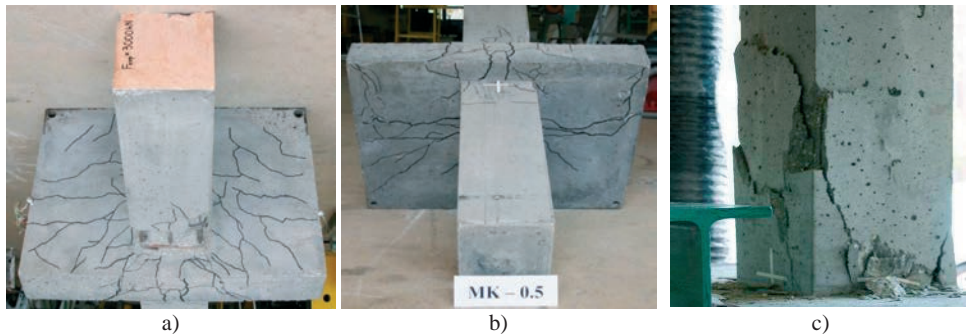
3.3. Obserwacje stanu granicznego nośności

Stan graniczny nośności sygnalizowany był znacznymi odkształceniami podłużnymi i poprzecznymi słupa nad powierzchnią płyty. Na rysunku 6 pokazano przebieg procesu niszczenia modelu MK – 0. Rozpoczął się on po osiągnięciu obciążenia stanowiącego około 80% wartości siły niszczącej i był sygnalizowany nieznacznym odpajaniem betonu na powierzchni bocznej węzła. Zniszczenie miało przebieg stosunkowo łagodny i skutkowało wyboczeniem prętów zbrojenia głównego oraz zniszczeniem słupa górnego.

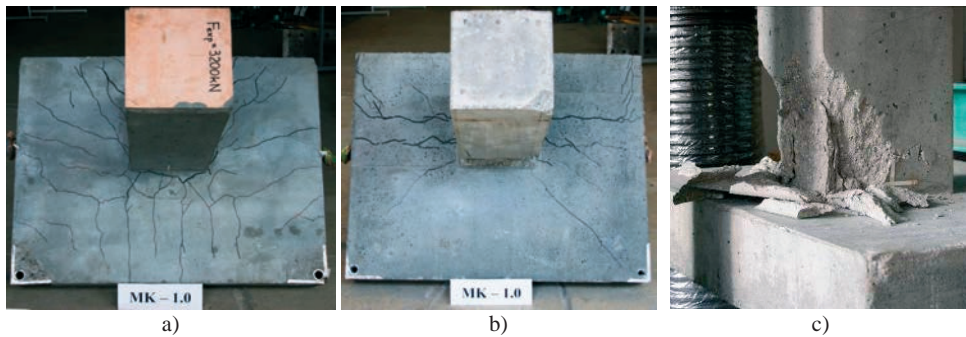
Pozostałe modele MK-0.5 i MK-1.0 uległy zniszczeniu w sposób gwałtowny poprzez zniszczenie słupów: górnego i dolnego bezpośrednio przy powierzchni płyty, co ilustrują rys. 7 oraz 8. Układ rys na powierzchniach górnych płyt modeli jest charakterystyczny dla obciążenia mimośrodowego – rysy przebiegają w sposób ukośny od narożników słupa ku swobodnej krawędzi. Rysy na powierzchni dolnej świadczą o rozerwaniu betonu płyty na skutek znacznych odkształceń poprzecznych betonu węzła.



Rys. 6. Kolejne etapy destrukcji strefy węzłowej modelu MK-0: a) zarysowanie i odspojenie drobnych fragmentów betonu przy obciążeniu równym około 1900 kN, b) wybočenje zbrojenia podłużnego, c) odspojenie otuliny i odsłonięcie zbrojenia podłużnego słupa



Rys. 7. Widok modelu MK-0.5 po zniszczeniu: a) widok z góry, b) widok od dołu, c) słup górny



Rys. 8. Widok modelu MK-1.0 po zniszczeniu: a) widok z góry, b) widok od dołu, c) słup górny

4. Analiza wyników badań

Wielkość wysięgu części wspornikowej płyty determinuje zdolność do ograniczania odkształceń poprzecznych betonu węzła. Wraz z jego wzrostem połączenie zaczyna przypominać węzeł wewnętrzny, w którym beton skrępowany jest ze wszystkich stron. Należy także zwrócić uwagę na fakt wzrostu nośności płyty na przebiecie, który wynika ze zwiększenia długości obwodu kontrolnego. Zjawisko to może determinować sposób zniszczenia elementu, czego dowiodły wcześniejsze badania własne przedstawione w [5].

W tabelicy 3 porównano nośności modeli z nośnościami słupów świadków. Należy zwrócić uwagę, iż wprowadzenie stosunkowo krótkiego wspornika w przypadku modelu MK-0.5 (o wysięgu stanowiącym połowę grubości płyty) doprowadziło do istotnego wzrostu nośności o niemal 20% w stosunku do modelu MK-0. Elementy z płytami wspornikowymi osiągnęły nośność niemal identyczną z uzyskaną w przypadku modeli – świadków.

Tablica 3. Porównanie nośności modeli (F_{exp}) z nośnościami słupów – świadków (F_w)

Model	słup	F_w [kN]	F_{exp} [kN]	F_{exp}/F_w
MK-0			2450	0,778
MK-0.5	dolny	3150	3050	0,968
MK-1.0			3250	1,032
MK-0			2400	0,774
MK-0.5	górny	3100	3000	0,968
MK-1.0			3200	1,032

5. Efektywna wytrzymałość betonu węzła

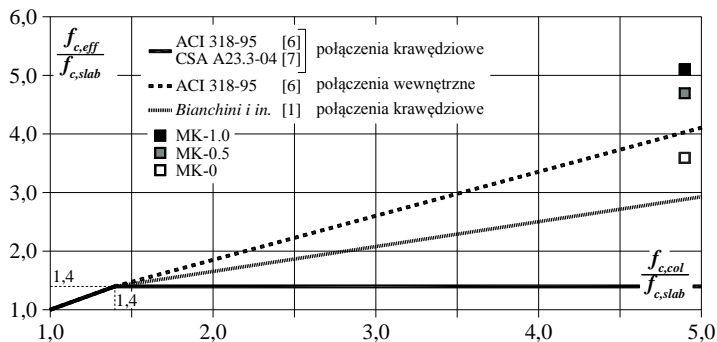
Po raz pierwszy termin wytrzymałości efektywnej wprowadzony został przez autorów badań [1], którzy rozpatrywali wszystkie rodzaje połączeń płytowo – słupowych. Na podstawie wyników badań 9 modeli krawędziowych zaproponowali formułę opisującą tę wielkość jako funkcję wytrzymałości betonu słupa ($f_{c,c}$) oraz płyty ($f_{c,s}$). Kontynuację tych prac stanowiły badania *Ospiny i Alexandra* [3], które obejmowały 6 modeli krawędziowych z obciążoną w trakcie badań płytą. Na podstawie uzyskanych rezultatów zaproponowali oni bardzo konserwatywny opis wytrzymałości efektywnej, który wprowadzony został do kolejnych wydań normy amerykańskiej [6] i kanadyjskiej [7]:

$$f_{c,eff} = \begin{cases} f_{c,c} & \text{gdy } f_{c,c} \leq 1,4 f_{c,s} \\ 1,4 f_{c,s} & \text{gdy } f_{c,c} > 1,4 f_{c,s} \end{cases} \quad (5)$$

W ramach analizy wyników badań dokonano także weryfikacji ich rezultatów w świetle formuły normy ACI 318-95 [1] dotyczącej połączeń wewnętrznych:

$$f_{c,eff} = \begin{cases} f_{c,c} & \text{gdy } f_{c,c} \leq 1,4 f_{c,s} \\ 0,75 f_{c,c} + 0,35 f_{c,s} & \text{gdy } f_{c,c} > 1,4 f_{c,s} \end{cases} \quad (5)$$

Na rysunku 9 pokazano wyniki badań własnych na tle krzywych reprezentujących przedstawione wcześniej zależności empiryczne i normowe.



Rys. 9. Wyniki badań własnych na tle zależności teoretycznych

6. Wnioski

Wyniki badań własnych pokazały, iż dotychczasowe formuły opisujące wytrzymałość efektywną betonu słupów w obrębie połączeń krawędziowych znacznie zaniżają rzeczywistą nośność elementów. Należy ponadto zauważyć, iż pokazane na rys. 9 punkty reprezentujące modele zaopatrzone w płytę o niewielkim wysięgu poza krawędź podpory (MK-0.5 oraz MK-1.0), znajdują się powyżej krzywej normowej opisującej nośność wewnętrznych połączeń płytowo – słupowych. W świetle wyników badań własnych stwierdzić można istotny wpływ wysięgu wspornika płyty na wytrzymałość betonu słupa w obrębie krawędziowego połączenia płytowo - słupowego.

Literatura

- 1 Bianchini A.C., Woods R.E., Kesler C.E.: Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength. ACI Journal, Proceedings V.31, No.11, 1960, pp. 1149-1169;
- 2 Gamble W.L., Klinar J.D.: Tests of High-Strength Concrete Columns with Intervening Floor Slabs. Journal of Structural Engineering ASCE, V.117, No.5, 1991, pp. 1462-1476;
- 3 Ospina C.E., Alexander S.D.B.: Transmission of Interior Concrete Column Loads Through Floors. Structural Engineering Report No. 214, Department of Civil and Environmental Engineering University of Alberta, January 1997
- 4 Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom 2.
- 5 Urban T., Goldyn M., Krawczyk Ł.: Badania nośności wewnętrznych słupów żelbetowych w obszarze połączenia z płytą żelbetową z betonu lekkiego. Budownictwo i Architektura, Politechnika Lubelska, Vol. 12(1) 2013, s. 187÷194;
- 6 ACI 318-95: Building Code Requirements for Structural Concrete
- 7 CSA A23.3-04: Design of concrete structures

Experimental investigations of reinforced concrete columns in the edge connection zone with a reinforced concrete slab

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³

*Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Łódź University of Technology, e-mail: ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl
²michal.goldyn@p.lodz.pl, ³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl*

Abstract: In this paper the results of the experimental investigations of edge column – slab connections are presented and commented on. The load transmission mechanism between high strength concrete columns and slab made of normal, five times lower strength concrete was considered. The variable parameter of presented study was the overhang of slab cantilever. The performed study showed important effect of slab cantilever on effective concrete strength of column in the connection zone.

Keywords: column – slab connection, effective concrete strength, high strength concrete, reinforced concrete slab, column, load carrying capacity, edge connection

Nośność na przebicie krępych płyt żelbetowych – badania i analiza metodą S-T

Tadeusz Urban¹, Jakub Krakowski²

^{1,2} Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail: ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl, ²jakub.krakowski@p.lodz.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono próbę analizy nośności na przebicie płyt krępych za pomocą metody kratownicowej (strut-and-tie, S-T). Procedura obliczeniowa została porównana z wynikami własnych badań eksperymentalnych. Zakres analizy obejmuje wyłącznie elementy bez zbrojenia poprzecznego obciążone osiowo symetrycznie.

Słowa kluczowe: metoda kratownicowa (strut-and-tie), przebicie osiowe, smukłość ścinania, fundament, efekt skali

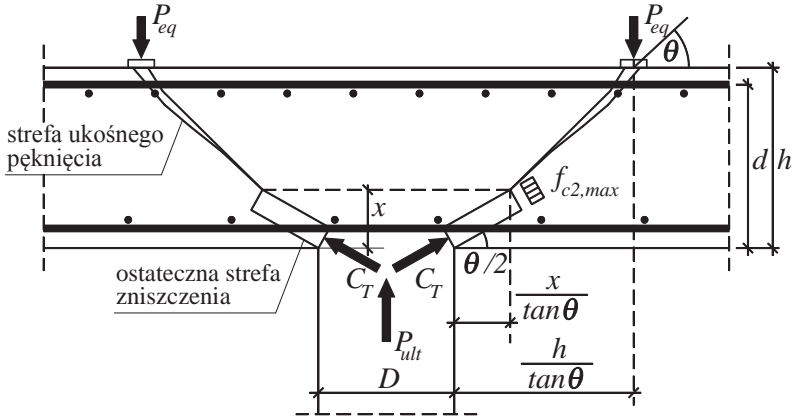
1. Wprowadzenie

Problematyka przebicia płyt żelbetowych jest przedmiotem badań od około 100 lat i do chwili obecnej budzi kontrowersje. Większość metod inżynierskich polega na określeniu granicznych naprężeń stycznych na obwodzie kontrolnym, którego położenie ulegało częstym zmianom. W drugiej połowie XX wieku przyjmowano obwód kontrolny (krytyczny) w odległości $0,5d$ od boku podpory, później d , $1,5d$ i obecnie w Eurokodzie 2 [1] $2d$. Model Code 2010 [2] wraca znowu do odległości $0,5d$. Zmieniają się również parametry, które mają wpływ na nośność na przebicie. Oprócz wytrzymałości betonu, która była zawsze podstawową wielkością, uwzględnia się również stopień zbrojenia głównego płyty, efekt skali, proporcje geometryczne połączenia słupa z płytą itp. Eurokod 2 wprowadził również nowy parametr, a mianowicie „smukłość ścinania” w postaci ilorazu $2d/a$, który jest mnożnikiem zwiększającym naprężenia krytyczne na przebicie w miarę zbliżania się obwodu kontrolnego do boku podpory (a – jest odległością obwodu kontrolnego od krawędzi podpory). Parametr smukłości ścinania ma istotne znaczenie w płytach krępych (grubych). W płytach fundamentowych, w których rozpiętość przęśla spełnia zwykle zależność $l_{eff}/d \leq 15$, należy się spodziewać niszczącej rysy ukośnej nachylonej pod większym kątem od 30° .

Obecnie badania koncentrują się na modelowaniu zjawiska przebicia za pomocą modeli kratownicowych typu S-T (Strut-and-Tie). Dla problematyki przebicia podstaw założeń tego typu modelowania można upatrywać w klasycznym podejściu *Kinnunena* i *Nylander* [3], którego kontynuatorami był *Broms* [4] i *Hallgren* [5], [6].

Broms zakładał, że nośność na przebicie jest osiągnięta wtedy, kiedy beton ściskany w pobliżu słupa jest „przenaprzężony” (distressed) z jednego z dwóch powodów – wysokich odkształceń obwodowych lub wysokich naprężeń radialnych. W przypadku drugim z jakim zazwyczaj mamy do czynienia w elementach krępych zniszczenie na przebicie polega na przekroczeniu krytycznych naprężeń ściskających w kierunku radialnym w umownej powłoce stożkowej o stałej grubości i nachyleniu pobocznic pod kątem wynoszącym 15° . Wartość krytycznych naprężeń na dole rysy ukośnej *Broms* przyjmuje $1,1f_c$. Współczynnik 1,1 wynika ze wzrostu wytrzymałości betonu w wyniku dwuosiowego stanu naprężenia

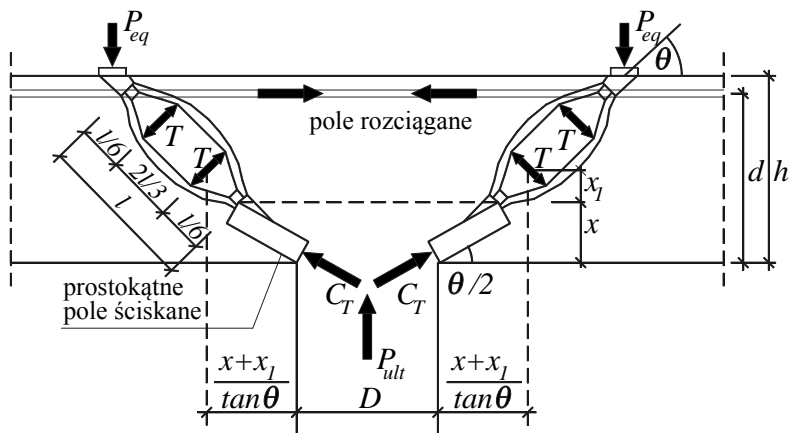
wokół słupa. Ówczesne rozważania *Bromsa* dotyczyły płyt smukłych, w których kąt nachylenia rysy ukośnej wynosił około 30° . Uwzględniając współczesną wiedzę, że kąt nachylenia rysy ukośnej zależy od smukłości płyt, model *Bromsa* należałoby zmodyfikować do postaci pokazanej na rys. 1, gdzie kąt nachylenia rysy ukośnej θ jest zmienny oraz naprężenia krytyczne w dwuosiowym stanie naprężenia oznaczyć symbolem $f_{c2,max}$.



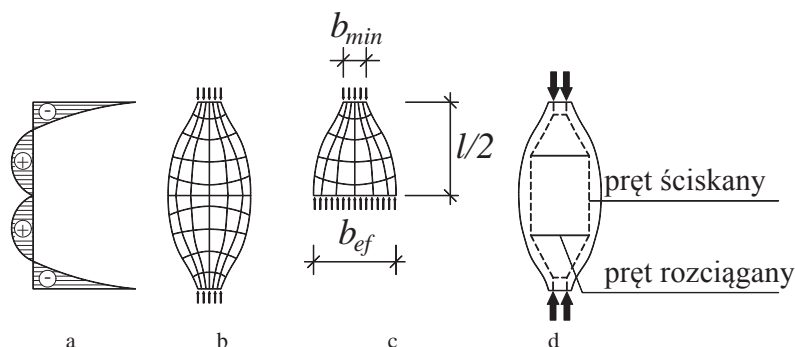
Rys. 1. Zmodyfikowany model *Bromsa*

2. Model S - T wg Rizka i innych dla płyt bez zbrojenia na przebicie

Wyidealizowany model S - T strefy przysłupowej symetrycznie obciążonej bez zbrojenia poprzecznego zaproponowany przez *Rizka*, *Marzouka* i *Tillera* [7], [8] przedstawia rys. 2. Pole rozciągane przejmowane jest przez zbrojenie główne płyty. Pręt ściskany S składa się z dwóch elementów: z prostokątnego pola ściskanego (rectangular shaped compressive field) i zastrzału ściskanego o kształcie butelkowym. Zastrzał ten stanowi sam w sobie lokalny model S - T, którego szczegóły pokazano na rys. 3.



Rys. 2. Wyidealizowany model S-T dla symetrycznego przebicia według *Rizka* i innych [7], [8]



Rys. 3. Model S-T dla krzyżulca ściskanego: a) rozkład naprężeń poprzecznych, b) trajektorie naprężeń głównych ściskających, c) rozkład sprężysty naprężeń, d) model zastępczy S-T

W przypadku braku zbrojenia poprzecznego w sąsiedztwie słupa, rozwój zarysowania kontrolowany jest wyłącznie przez wytrzymałość betonu na rozciąganie. Rysa ukośna pojawia się w momencie przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie w strefach rozciąganych krzyżulca ściskanego. Rozwój rys w strefie rozciąganej następuje pod obciążeniem mniejszym od nośności na przebicie. Siła inicjująca powstanie rysy ukośnej w krzyżulcu ściskanym (patrz rys. 2) powstaje w dolnym pręcie T , ponieważ jego obwód jest mniejszy i wynosi:

$$\pi \left\{ D + 2 \left[\frac{x + x_1}{\tan \theta} \right] \right\}. \quad (1)$$

Wielkość tej siły wyraża wzór:

$$T = 0,235 f_{sp,t} \cdot l \cdot \pi \left\{ D + 2 \left[\frac{x + x_1}{\tan \theta} \right] \right\}, \quad (2)$$

w którym:

l - oznacza długość krzyżulca ściskanego i jednocześnie rysy ukośnej,

D - średnica słupa,

x - wysokość strefy ściskanej,

x_1 - odległość od płaszczyzny neutralnej do środka dolnej siły rozciągającej w krzyżulcu ściskanym,

$f_{sp,t}$ - wytrzymałość betonu na rozciąganie ustalona przez rozłupywanie,

θ - kąt nachylenia rysy ukośnej.

Wartości l i x_1 mogą być obliczone ze wzorów:

$$l = \frac{d - x}{\sin \theta}, \quad (3)$$

$$x_1 = \frac{l \sin \theta}{6}. \quad (4)$$

W przypadku słupa kwadratowego o boku c , $Rizk$ i inni proponują przyjęcie równoważnego słupa o przekroju okrągłym o takim samym obwodzie $D = 4c/\pi$.

Zniszczenie na przebicie związane jest z przekroczeniem wytrzymałości betonu na ściskanie w prostokątnym polu naprężeń w sąsiedztwie słupa. Siła ze słupa P_{ult} jest przekazywana na płytę poprzez nachylone promieniście siły C_T (patrz rys. 2). Zakłada się,

że promieniście ściskany betonowy pręt formuje powłokę o kształcie stożka i o stałej grubości. Nachylenie ściskanej powłoki (shell-strut) przyjęto pod kątem $\theta/2$. Zakłada się, że zniszczenie na przebiecie nastąpi kiedy nacisk w stożkowej powłoce osiągnie graniczną wytrzymałość betonu na ściskanie. Wytrzymałość zarysowanego betonu autorzy modelu określają zgodnie z kanadyjską normą CSA-A23.3-04 [9] ze wzoru:

$$f_{cu} = \frac{f_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85f_c \quad (5)$$

w którym:

f_{cu} - graniczne naprężenia ściskające w stożkowej powłoce lub wytrzymałość kostkowa betonu,

f_c - wytrzymałość betonu na ściskanie (wytrzymałość walcowa),

ε_1 - główne odkształcenie rozciągające w zarysowanym betonie odpowiadające obciążeniu, które ustala się ze wzoru:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002)\cot^2 \theta_s, \quad (6)$$

gdzie:

θ_s - jest mniejszym kątem pomiędzy krzyżulcem ściskany i przyległym pasem rozciągany,

ε_s - jest odkształceniem rozciągającym w nachylonym pasie rozciągany.

Siła przebijająca P_{ult} jest równoważona przez siły C_T działające na obwodzie słupa i można tę równowagę wyrazić równaniem:

$$C_T = \frac{P_{ult}}{\sin \frac{\theta}{2}}. \quad (7)$$

Obwód stożka ściskanego w poziomie płaszczyzny obojętnej wynosi:

$$\text{obwód stoż.} = \pi \left(D + \frac{2x}{\tan \theta} \right), \quad (8)$$

a grubość krzyżulca - powłoki stożka:

$$\text{grubosc stoż.} = \frac{x \cdot \sin \frac{\theta}{2}}{\sin \theta}. \quad (9)$$

Całkowita siła ściskająca w ściskany stożku wynosi:

$$C_T = \left[\pi \left(D + \frac{2x}{\tan \theta} \right) \frac{x \cdot \sin \frac{\theta}{2}}{\sin \theta} \right] f_{cu}, \quad (10)$$

Uwzględniając efekt skali za pomocą parametru:

$$\left(\frac{l_{ch}}{h} \right)^{0,33}, \quad (11)$$

wzór (10) przybiera postać:

$$C_T = \left[\pi \left(D + \frac{2x}{\tan \theta} \right) \frac{x \cdot \sin \frac{\theta}{2}}{\sin \theta} \right] f_{cu} \cdot \left(\frac{l_{ch}}{h} \right)^{0,33} \quad (12)$$

Przekształcając wzór (7) oraz uwzględniając wzór (12) nośność na przebicie wyraża równanie:

$$P_{ult} = \pi \left(D + \frac{2y}{\tan \theta} \right) \cdot \frac{y \cdot \sin \frac{\theta}{2}}{\sin \theta} f_{cu} \cdot \left(\frac{l_{ch}}{h} \right)^{0,33} \sin \frac{\theta}{2} \quad (13)$$

W pracy [8] we wzorach (11), (12) i (13) zamiast całkowitej grubości płyty h występuje wysokość użyteczna d . Charakterystyczną długość betonu l_{ch} występującą we wzorze (11) autorzy prezentowanego modelu proponują określać z następujących wzorów:

$$l_{ch} = \frac{E_c G_F}{f_{ct}^2} \quad (14)$$

$$l_{ch} = 600(f_c)^{-0,3} [\text{mm}], \quad (15)$$

$$l_{ch} = -3,84f_c + 580 [\text{mm}], \quad (16)$$

gdzie:

E_c - moduł sprężystości betonu,

G_F - energia pęknięcia,

f_{ct} - wytrzymałość betonu na rozciąganie.

W dalszych rozważaniach autorzy stosowali wzór (16), który daje prawie dwukrotnie większą wartość długości charakterystycznej niż wynikałoby to ze wzorów (14) i (15).

Kolejną istotną wielkością w tych rozważaniach jest wysokość strefy ściskanej x . W pracy [8] zaproponowano następujący sposób jej określania, wykorzystując sugestie *Theodorakopoulou* i *Swamy'ego* [10]:

$$x = \frac{2x_s \cdot x_f}{x_s + x_f}, \quad (17)$$

gdzie:

x_s - jest wysokością strefy ściskanej przekroju krytycznego ścinania przy przebiciu,

x_f - jest wysokością strefy ściskanej wywołanej zginaniem.

Autorzy pracy [10] uzależniają wielkość x_s od parametru $f_{cu}/\rho_l f_{ym}$, który dla płyt przez nich badanych zawierał się w przedziale od 5 do 9. Należy nadmienić, że autorzy ci badali płyty smukłe. Podają dalej, że w przypadku uplastycznienia się zbrojenia głównego w strefie podporowej, można przyjąć:

$$x = x_s = x_f \quad (18)$$

Dla wielkości $f_{cu}/\rho_l f_y = 7,0$ można przyjąć $x_f = 0,25d$, co jest równoznaczne przy uwzględnieniu równości (18) - $x_s = 0,25d$.

Określenie wielkości x_f bazuje na klasycznej procedurze dla zginanych elementów z betonu normalnego bez uwzględnienia efektu wzmocnienia zbrojenia. Wysokość strefy ściskanej wywołanej zginaniem można obliczać ze wzorów:

$$x_f = \frac{0,8 \rho_l f_y}{k_1 f_c}, \quad (19)$$

$$k_1 = 0,67 \frac{\varepsilon_{cu} - A \frac{\varepsilon_0}{3}}{\varepsilon_{cu}}, \quad \varepsilon_0 = \frac{\sqrt{f_c}}{3680}. \quad (20)$$

Współczynnik $A = 1$ dla betonu o normalnej gęstości.

W pracy [7] autorzy wysokość strefy ściskanej zalecają określać ze wzoru:

$$x = 0,67(n\rho_e)^{1/2} \left(\frac{35}{f_c} \right)^{1/2} d, \quad (21)$$

w którym:

n - iloraz E_s / E_c ,

ρ_e - sprowadzony stopień zbrojenia głównego według wzoru:

$$\rho_e = \rho_l \left(\frac{f_y}{500} \right). \quad (22)$$

Kolejną daną potrzebną do ustalenia nośności na przebicie prezentowaną procedurą jest kąt nachylenia rysy ukośnej θ . Autorzy procedury podają w tym zakresie dość ogólne wskazówki. Uzależniają kąt θ od grubości płyty:

- dla płyt o grubości $h < 250$ mm $\rightarrow 25^\circ < \theta < 35^\circ$,
- dla płyt o grubości $250 < h < 500$ mm $\rightarrow 35^\circ < \theta < 45^\circ$,
- dla płyt o grubości $h > 500$ mm $\rightarrow 45^\circ < \theta < 60^\circ$.

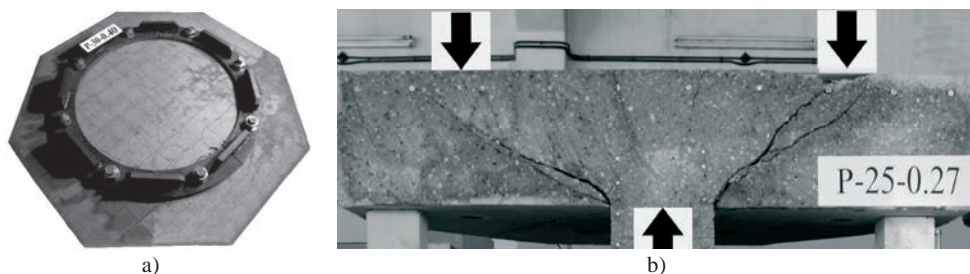
3. Analiza wyników badań własnych metodą S - T

Powyższa procedura obliczeniowa zostanie wykorzystana do analizy wyników badań eksperymentalnych płyt krępych na przebicie zawartych w pracy [11]. Badania te były częściowo prezentowane również w pracach [12] i [13]. W tabelicy 1 zestawiono niezbędne parametry badanych płyt w prezentowanej analizie.

Tabela 1. Parametry płyt badań własnych

Seria	Model	h	d	θ	f_c	$f_{ct,sp}$	E_c	f_y	ρ_l	V_{test}
		[mm]	[mm]	[°]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MPa]	[%]	[kN]
1	P-15-0,32	150	118	26,6	27,0	3,10	22,6	565	0,32	273
	P-20-0,21	200	177	33,7	26,2	3,10	21,5	565	0,21	391
	P-25-0,17	250	223	39,8	29,0	3,10	22,9	565	0,17	480
	P-30-0,14	300	272	45,0	29,0	3,10	22,3	565	0,14	622
	P-35-0,12	350	324	49,4	31,0	3,10	22,2	565	0,12	740
2	P-20-0,40	200	174	38,7	32,2	3,15	24,5	565	0,40	665
	P-25-0,40	250	220	45,0	33,5	3,20	24,5	545	0,40	920
	P-30-0,40	300	271	50,2	31,8	3,25	24,2	545	0,40	1280
	P-35-0,40	350	318	54,5	32,0	3,10	24,4	580	0,40	2000
3	P 15-0,31	150	127	31,0	33,7	3,40	25,3	533	0,31	351
	P 20-0,22	200	175	38,7	37,3	3,40	26,5	533	0,22	503
	P-25-0,27	250	222	45,0	37,0	3,10	27,3	534	0,27	824
	P-30-0,22	300	274	50,2	36,0	3,10	27,1	534	0,22	950

Kąt nachylenia rysy θ był jednoznacznie określony badaniami. Nachylenie rysy było wymuszane specjalnym pierścieniem podporowym (patrz rys. 4). W tablicy 2 zestawiono wielkości długości charakterystycznych obliczone według wzorów (14), (15) i (16). Jak widać z tego zestawienia wzór (14) i (15) daje podobne wyniki zbliżone do wielkości 200 mm, przyjętej w przepisach normy Eurokodu 2. Wzór (16) daje ponad dwukrotnie większe wielkości, i one zostały przyjęte przez autorów prac [7], [8] oraz w tej analizie.



Rys. 4. Badania własne: a) widok pierścienia podporowego, b) jedna z płyt przecięta po badaniu

Tabela 2. Długości charakterystyczne według różnych formuł

Seria	Model	l_{ch} (wzór 14)	l_{ch} (wzór 15)	l_{ch} (wzór 16)
		[mm]	[mm]	[mm]
1	P-15-0,32	174,3	223,2	476,3
	P-20-0,21	162,8	225,2	479,4
	P-25-0,17	186,3	218,5	468,6
	P-30-0,14	181,3	218,5	468,6
	P-35-0,12	189,0	214,2	461,0
2	P-20-0,40	207,7	211,7	456,4
	P-25-0,40	215,3	209,2	451,4
	P-30-0,40	191,0	212,5	457,9
	P-35-0,40	212,2	212,1	457,1
3	P*15-0,31	189,8	208,9	450,6
	P*20-0,22	213,1	202,6	436,8
	P-25-0,27	262,8	203,1	437,9
	P-30-0,22	255,9	204,8	441,8
Wartości średnie l_{ch}		203,2	212,7	457,2

Drugim kontrowersyjnym elementem prezentowanego modelu jest sposób ustalenia wysokości strefy ściskanej x . Przyjęta przez autorów modelu zasada wykorzystująca prace *Theodorakopoulou* i *Swamy'ego* [10] – wzór (17), prowadzi do znacznych niedoszacowań nośności modeli badań autorów niniejszej pracy. Można to częściowo tłumaczyć faktem, że wzory podane przez autorów pracy [10] na wysokość strefy ściskanej zostały wykalibrowane na modelach smukłych i ze znacznym zbrojeniem głównym. Parametr $f_{cu}/\rho_l f_{sm}$ w ich badaniach wynosił od 5 do 9. W badaniach tutaj analizowanych wynosi on od 17,2 do 57,1 (patrz tablica 3).

Tablica 3. Porównanie nośności eksperymentalnych z nośnościami teoretycznymi

Seria	Model	f_{cu}	x_f	x_s	x	$V_{cal}(x)$	$\frac{V_{test}}{V_{cal}(x)}$	$\frac{V_{cal}(x_s)}{V_{cal}(x)}$	$\frac{V_{test}}{V_{cal}(x_s)}$
		$\rho_l f_{ym}$	[mm]			[kN]		[kN]	
1	P-15-0,32	18,7	10,9	29,5	15,9	59,8	4,56	186,2	1,47
	P-20-0,21	27,6	11,0	44,3	17,7	67,7	5,77	318,7	1,23
	P-25-0,17	37,7	10,2	55,8	17,3	81,2	5,91	490,2	0,98
	P-30-0,14	45,8	10,3	68,0	17,9	87,0	7,15	644,9	0,96
	P-35-0,12	57,1	9,9	81,0	17,6	95,1	7,78	863,2	0,86
2	P-20-0,40	17,8	17,1	43,5	24,5	151,0	4,41	409,7	1,62
	P-25-0,40	19,2	20,1	55,0	29,4	206,1	4,46	588,9	1,56
	P-30-0,40	18,3	25,9	67,8	37,5	256,7	4,99	737,2	1,74
	P-35-0,40	17,2	32,3	79,5	45,9	345,0	5,80	908,9	2,20
3	P-15-0,31	25,5	8,7	31,8	13,7	70,6	4,97	270,5	1,30
	P-20-0,22	39,8	7,8	43,8	13,2	84,7	5,94	470,5	1,07
	P-25-0,27	32,1	12,3	55,5	20,1	153,4	5,37	649,9	1,27
	P-30-0,22	38,3	12,6	68,5	21,3	162,7	5,84	834,2	1,14
Srednia							5,61		1,34
Standardowe odchylenie							0,97		0,36
Współczynnik zmienności							0,17		0,27

4. Wnioski

Próba wykorzystania modelu „strut-and-tie” w wersji zaproponowanej przez Rizka, Marzouka i Tiller [7], [8] do analizy wytrzymałościowej żelbetowych płyt krępych okazała się niezadawalająca. Przyczyną takiego stanu rzeczy wydaje się błędne szacowanie wysokości strefy ściskanej. Przyjęcie metodyki szacowania tego parametru według propozycji Theodorakopoulou i Swamy’ego okazało się nietrafione dla płyt krępych. Dalsze prace doskonalące model powinny być skierowane na ściślejsze określanie wysokości strefy ściskanej dla płyt krępych.

Badania własne przedstawione w artykule zostały sfinansowane przez Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego – projekt badawczy nr N N506 158440.

Literatura

- 1 PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków;
- 2 Model Code 2010, Final draft – Volume 2, FIB Bulletin 66, April 2012;
- 3 Kinnunen S, Nylander H.: Punching of concrete slabs without shear reinforcement. Transactions No.158. Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960, s. 112;
- 4 Broms C.E.: Punching of flat plates – A question of concrete properties in biaxial compression and size effect. ACI Structural Journal V.87, No.3 May-June 1990, s. 292-304;
- 5 Hallgren M.: Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs. Doctoral Thesis, KTH Stockholm, TRITA-BKN. Royal Institute of Technology, Stockholm, Bull. 23, 1996, s. 206;
- 6 Hallgren M.: Modified Mechanical Model by Hallgren. Punching of structural concrete slabs. FIB Bulletin 12, April 2001, s. 46-55;
- 7 Marzouk H., Rizk E., Tiller R.: Design of Shear Reinforcement for Thick Plates Using a Strut-And-Tie Model, Can. J. Civ. Eng., 37(2), 2010, s.181-194;
- 8 Rizk E., Marzouk H., Tiller R.: Design of thick Concrete Plates Using Strut-And-Tie Model, ACI Structural Journal, Vol. 109, No. 5, September-October 2012, s.677-686;

- 9 CSA-A23.3-04, Design of Concrete Structures for Buildings. Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada, 2004, s. 258;
- 10 Theodorakopoulos D., Swamy R.: Ultimate Punching Shear Strength Analysis of Slab-Column Connections, Cement and Concrete Composites, V.24, No. 6, 2002, s. 509-521;
- 11 Urban T., Krakowski J., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Przebicie żelbetowych płyt krępych (Punching of RC plates), Zeszyt Nr19 Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź 2013, s. 174;
- 12 Urban T., Sitnicki J., Krakowski J.: O przebiciu żelbetowych płyt krępych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska – Zeszyt 59, (nr 3/2012/II), s. 125÷132;
- 13 Urban T., Gołdyn M., Krakowski J., Krawczyk Ł.: Experimental Investigation on Punching Behavior of Thick Reinforced Concrete Slabs. Archives of Civil Engineering, LIX, 2, 2013, s 157÷174;

Punching shear behavior of thick reinforced concrete slabs according to Strut-and-Tie model

Tadeusz Urban¹, Jakub Krakowski²

*^{1,2} Department of Concrete Structures, Lodz University of Technology
e-mail: ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl, ²jakub.krakowski@p.lodz.pl*

Abstract: The punching shear behavior of thick reinforced concrete slabs was analyzed in this paper by using strut-and-tie model (S-T). Calculating procedures were compared to our own experimental test results. The analyzed elements were subjected to symmetric loading and without shear reinforcement.

Keywords: Strut-and-tie model, punching shear, shear slenderness, footing, size effect

Badanie nośności na przebicie płyt żelbetowych z różnie ukształtowanym zbrojeniem poprzecznym

Tadeusz Urban¹, Łukasz Krawczyk², Michał Goldyn³

^{1,2,3} *Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka, e-mail ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl, ²lukasz.krawczyk@p.lodz.pl ³michal.goldyn@p.lodz.pl*

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki badań stref podporowych krępych płyt żelbetowych. Badania obejmowały cztery modele w skali 1:2. Wszystkie modele wykonano z tej samej mieszanki betonowej. Również zbrojenie główne było jednakowe we wszystkich modelach. Celem badań było wykazanie wpływu różnie ukształtowanego zbrojenia poprzecznego na nośność płyt na przebicie. Jeden z modeli był bez zbrojenia poprzecznego i służył jako model porównawczy. W pozostałych płytach zastosowano trzy rodzaje zbrojenia na przebicie: klasyczne strzemiona zamknięte obejmujące pręty zbrojenia głównego, strzemiona umieszczone pomiędzy siatkami zbrojenia głównego oraz zbrojenie w postaci drabinek. Wyniki badań wykazały kilkuprocentowe różnice w nośnościach poszczególnych modeli ze zbrojeniem poprzecznym, a najskuteczniejsze okazały się strzemiona klasycznie kształtowane obejmujące pręty zbrojenia głównego.

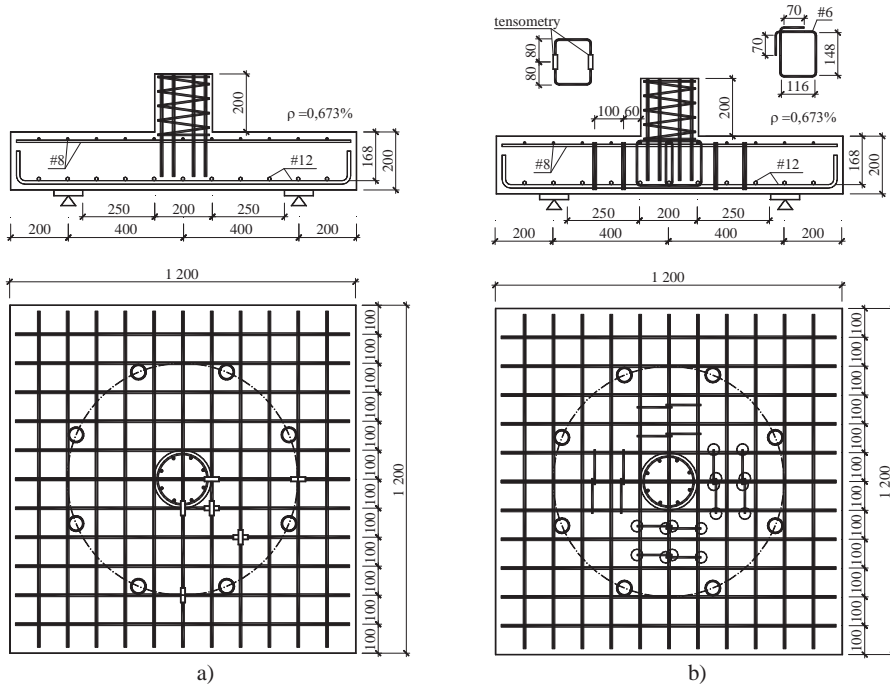
Słowa kluczowe: przebicie, zbrojenie poprzeczne, zakotwienie, kosze zbrojenia.

1. Wprowadzenie

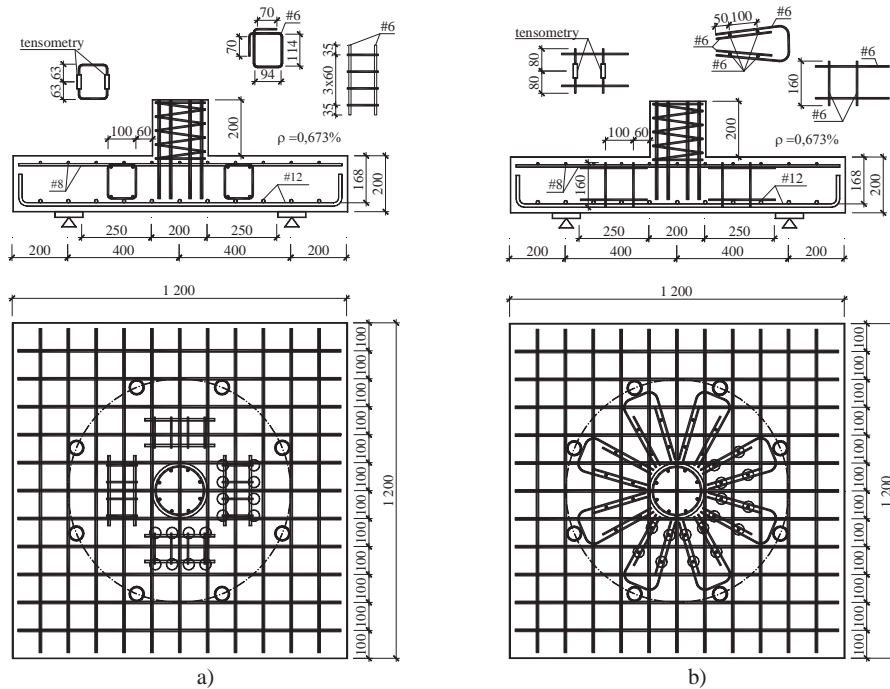
Asumpt do podjęcia badań na temat efektywności różnych typów zbrojenia poprzecznego na przebicie stanowi praktyka projektowa i wykonawcza. W wielu realizowanych wspólnie monolitycznych budynkach szkieletowych typu płyta – słup stosowane jest zbrojenie strzemionami, które nie obejmują prętów głównych płyty zarówno strefy ściskanej jak i rozciąganej. Takie podejście jest podyktowane względami technologicznymi. Montaż strzemion obejmujących główne zbrojenie płyty, zgodnie z zaleceniami normowymi, w warunkach budowy jest bardzo kłopotliwy. Stosowanie zbrojenia systemowego np. w postaci trzpieni dwugłówkowych jest stosunkowo drogie, stąd poszukiwania innych tańszych rozwiązań. Studium literaturowe dotyczące tych zagadnień zostało zaprezentowane przez autorów podczas 59-tej Konferencji Krynickiej i zamieszczone w artykule [1]. W niniejszej pracy zaprezentowano wyniki własnych badań eksperymentalnych.

2. Program badań

Program badań obejmował cztery płyty o wymiarach w rzucie 1,2 x 1,2 m i grubości $h = 0,2$ m. Każdy model był zaopatrzony w odcinek słupa o średnicy 0,2 m. Zbrojenie główne rozciągane wykonano z prętów $\varnothing 12$ w rozstawie co 100 mm w obu kierunkach. Średni stopień tego zbrojenia przewidywano $\rho_1 \approx 0,67\%$. W strefach ściskanych płyt znajdowały się siatki z prętów $\varnothing 8$ o podobnym rozstawie. Zbrojenie wszystkich modeli pokazano na rysunkach 1. i 2. Model L-0 był bez zbrojenia poprzecznego i stanowił odniesienie dla pozostałych modeli. W modelu L-1 zbrojenie poprzeczne wykonano zgodnie z zasadami normowymi, tzn. w każdym narożniku zamkniętych strzemion



Rys. 1. Zbrojenie modeli: a) L-0 bez zbrojenia poprzecznego, b) L-1 ze zbrojeniem strzemiętami obejmującymi pręty strefy ściskanej i zbrojenia rozciąganego



Rys. 2. Zbrojenie modeli: a) L-2 ze strzemiętami pomiędzy siatkami zbrojenia głównego, b) L-3 ze zbrojeniem w postaci spawanych wkładów (drabinek)

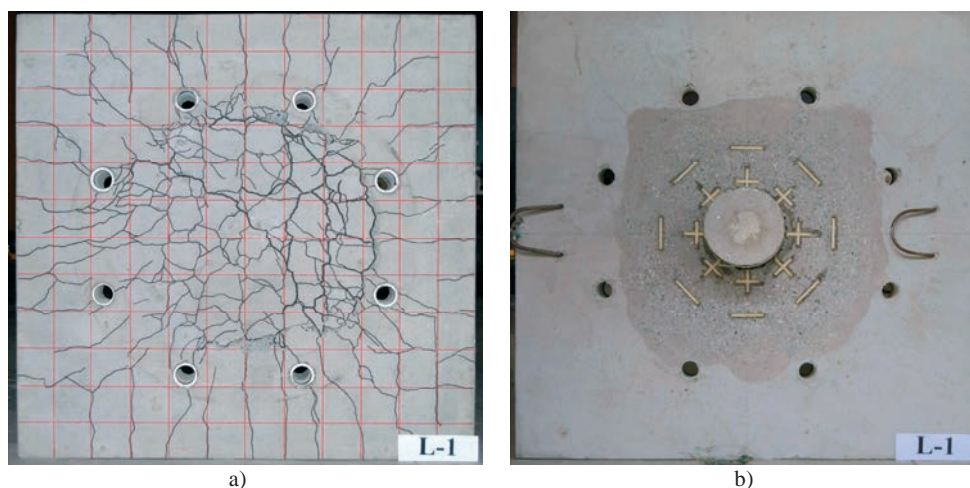
znajdował się pręt zbrojenia głównego. Strzemiona zamknięte zastosowano również w modelu L-2, ale ich wysokość zmniejszono tak, aby można było je umieścić pomiędzy siatkami zbrojenia głównego rozciąganego i ściskanego. Model L-3 miał zbrojenie na ścianie w postaci drabinek. Wszystkie modele zbrojone poprzecznie prętami $\varnothing 6$ miały taką samą liczbę ramion strzemion. Pręty te rozmieszczono na dwóch obwodach wokół słupa po 16 sztuk na każdym. Pierwszy obwód oddalony był o 60 mm od krawędzi słupa, a drugi od pierwszego o 100 mm.

Płyty modeli zostały wykonane z betonu towarowego klasy C16/20, którego wytrzymałość określana w dniu badania modeli wynosiła średnio $f_{cm} = 28,4$ MPa. Słupki były betonowane kilka dni później z betonu o wysokiej wytrzymałości wynoszącej około 80 MPa. W tabelicy 1 zestawiono podstawowe parametry badanych modeli. Wysokości użyteczne płyt d , podane w tabelicy, zostały ustalone w wyniku bezpośrednich pomiarów po przecięciu zniszczonych płyt. Różniły się one nieco od wielkości nominalnych pokazanych na rys. 1. i 2.

Tabela 1. Parametry materiałów badanych modeli i wysokości użytecznej płyty

Model	$f_{ym} (\varnothing 12)$	$f_{ym} (\varnothing 6)$	f_{cm}	d
	[MPa]			
L-0				170
L-1	545,6	630,8	28,4	172
L-2				172
L-3				171

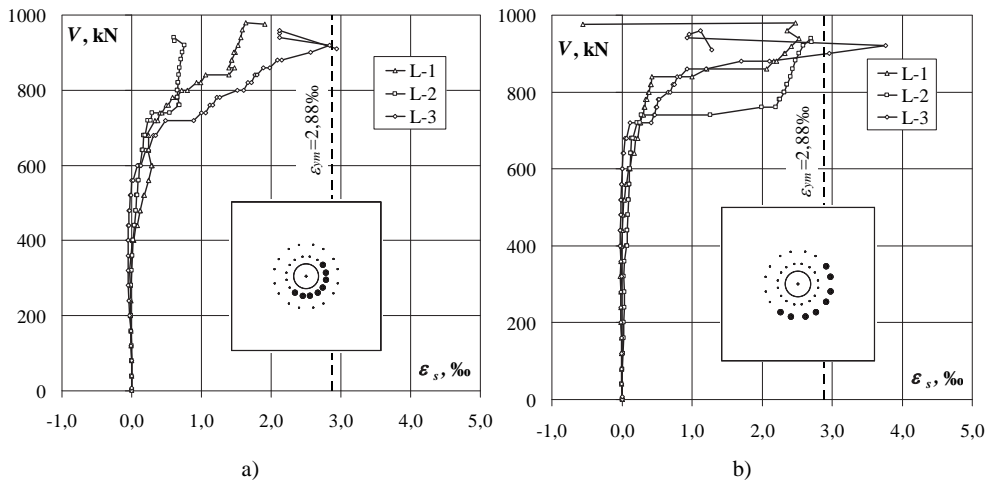
Obciążenie na płytę przykładano poprzez słup aż do zniszczenia. Siła wzrastała skokowo co 40 kN. Na każdym poziomie utrzymywano stałe obciążenie przez około 10 min., w tym czasie wykonywano pomiary. W trakcie badań mierzono odkształcenia zbrojenia głównego i poprzecznego za pomocą tensometrów elektrooporowych oraz rejestrowano rysy i szerokość ich rozwarcia w kilku wybranych miejscach. Przykład morfologii rys dla jednego z modeli pokazano na rys. 3a. Lokalizacja tensometrów została pokazana na rysunkach zbrojenia oraz na rys. 3b na ściskanej powierzchni betonu płyty.



Rys. 3. Widok modelu L-1: a) morfologia rys po zniszczeniu, b) powierzchnia ściskana z naklejonymi tensometrami

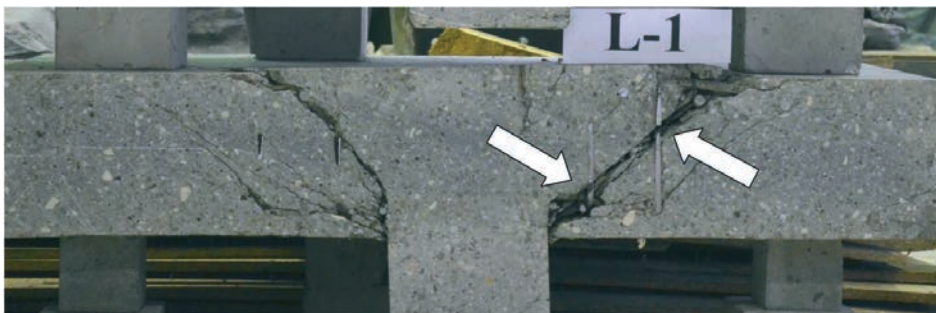
3. Wyniki badań

Dla rozważanej problematyki efektywności zbrojenia poprzecznego najbardziej interesujące są wyniki pomiarów odkształceń strzemion. Na rysunku 4. pokazano średnie odkształcenia strzemion na dwóch obwodach. Każdy wykres uzyskano jako wartość średnią z ośmiu czujników, których lokalizacja została pokazana na rysunkach zbrojenia (rys. 1. i 2.). Pręty, na których mierzono odkształcenia zostały oznaczone większym okręgiem.



Rys. 4. Odkształcenia zbrojenia poprzecznego a) pierwszy obwód, b) drugi obwód w funkcji obciążenia

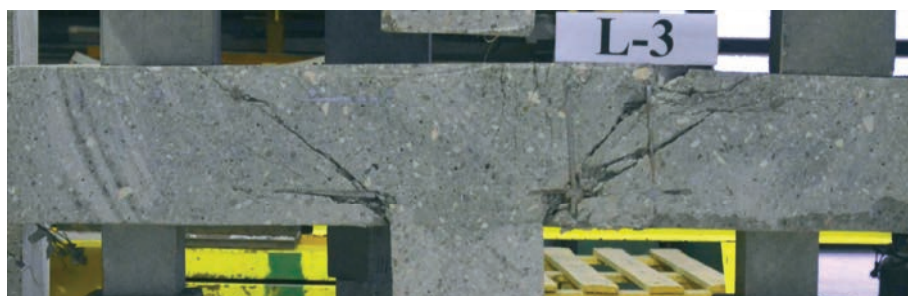
Strzemiona przed osiągnięciem połowy nośności eksperymentalnej we wszystkich modelach wykazywały praktycznie zerowe odkształcenia. Strzemiona na pierwszym obwodzie zostały wciągnięte do współpracy w przenoszeniu obciążenia przy około 60% siły niszczącej. Drugi obwód zbrojenia poprzecznego włączył się do współpracy nieco później przy około 75% nośności eksperymentalnej. Skok odkształceń zbrojenia na drugim obwodzie był bardziej gwałtowny. Niektóre strzemiona zarówno pierwszego jak i drugiego obwodu osiągnęły granicę plastyczności. W przypadku modelu L-1 doszło do zerwania kilku strzemion, co zostało pokazane na rys. 5. W przypadku modelu L-2 ze strzemionami wewnątrz zbrojenia głównego rysy ukośne o największym rozwarciu ominęły zbrojenie poprzeczne w stanie granicznym nośności (patrz rys. 6.). Podobny układ rys ukośnych, jak w modelu L-1 uzyskano w płycie L-3 (patrz rys. 7.).



Rys. 5. Przekrój modelu L-1 z widocznymi zerwaniami strzemionami z prawej strony słupa



Rys. 6. Przekrój modelu L-2 z widocznymi rysami omijającymi zbrojenie poprzeczne



Rys. 7. Przekrój modelu L-3 z widocznymi rysami ukośnymi

4. Analiza wyników badań

4.1. Porównanie wyników z EC2

Porównano uzyskane wyniki nośności ze średnimi wartościami nośności obliczonymi zgodnie z procedurą Eurokodu 2 [2]. Wyniki tej analizy zestawiono w Tabelcy 2.

Tabela 2. Obliczenia nośności na przebicie wg Eurokodu 2 i porównanie z nośnością eksperymentalną

Model	a [mm]	θ [°]	ρ_l [%]	k [-]	v_{min} [MPa]	v_R [MPa]	$v_{R,max}$ [MPa]	$V_{R,c}$ [kN]	V_R [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	$f_{ywd,eff}$ [MPa]	A_{sw} [mm ²]	$V_{R,cs}$ [kN]	V_{test} [kN]	V_{test} [kN]	V_{test} [kN]	V_{EC2} [kN]
L-0	212,5	38,7	0,665	2,0	0,844	1,534	6,042	451	512	645	–	–	–	861	–	1,68	
L-1	215,0	38,7	0,657	2,0	0,844	1,528	6,042	458	520	653	293,0	452	686	980	1,43	1,50	
L-2	215,0	38,7	0,657	2,0	0,844	1,528	6,042	458	520	653	293,0	452	686	940	1,37	1,44	
L-3	213,8	38,7	0,661	2,0	0,844	1,531	6,042	454	516	649	292,8	452	680	959	1,41	1,48	

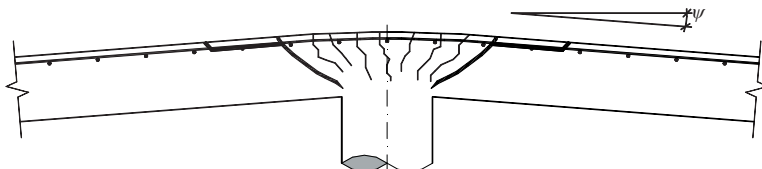
a – odległość od krawędzi słupa do wylotu rysy ukośnej w poziomie zbrojenia głównego,
 θ – kąt nachylenia rysy ukośnej,
 ρ_l – stopień zbrojenia głównego,
 k – współczynniki skali,
 v_R – naprężenia krytyczne na obwodzie kontrolnym w odległości a od słupa,
 v_{min} – minimalne naprężenia krytyczne na obwodzie kontrolnym w odległości a od słupa,
 v_{max} – maksymalne naprężenia krytyczne na obwodzie kontrolnym u_0 , na krawędzi słupa,
 V_R – nośność na przebicie płyty bez zbrojenia poprzecznego,
 $V_{R,c}$ – nośność na przebicie płyty bez zbrojenia poprzecznego korespondująca z obwodem u_1 ,
 $V_{R,max}$ – maksymalna nośność na przebicie,
 $f_{ywd,eff}$ – efektywna granica plastyczności zbrojenia poprzecznego,
 A_{sw} – pole przekroju zbrojenia poprzecznego na jednym obwodzie,
 $V_{R,cs}$ – nośność na przebicie płyty zbrojonej poprzecznie,
 V_{test} – nośność eksperymentalna.

Jak widać z powyższego zestawienia, nośność eksperymentalna znacznie przekracza średnie wartości nośności teoretycznych. Największy zapas bezpieczeństwa tkwi w modelu bez zbrojenia poprzecznego (L-0). Gdyby nawet przyjąć, że o nośności decyduje $V_{R,max}$, to i tak zapas bezpieczeństwa byłby znaczny – $V_{test}/V_{R,max}=1,334$. We wszystkich elementach ze zbrojeniem poprzecznym o nośności obliczeniowej decydowała nośność maksymalna $V_{R,max}$. Gdyby przyjąć za miarodajne nośności obliczeniowe $V_{R,cs}$, to stosunki $V_{test}/V_{R,cs}$ wynosiłyby dla poszczególnych modeli: L-1 1,43; L-2 1,37 i L-3 1,41.

Powyższa analiza wykazała, że procedura Eurokodu 2 niezbyt dobrze aproksymuje wyniki eksperymentalne. Wydaje się, że błąd procedury związany jest z określaniem nośności stref podporowych bez zbrojenia poprzecznego. Również nośność maksymalna $V_{R,max}$ stanowi zbyt rygorystyczne ograniczenie.

4.2. Porównanie wyników z Model Code 2010

Zgodnie z procedurą obliczeniową Model Code [3] nośność płyty na przebicie (V_R) składa się z sumy udziału betonu V_c i zbrojenia poprzecznego V_s w przypadkach, w których zostało zastosowane. Ponadto dla płyt ze zbrojeniem poprzecznym należy sprawdzić możliwość zmiążdżenia krzyżulca ściskanego w pobliżu słupa ($V_{R,max}$), a także przebicie poza strefą zbrojenia poprzecznego ($V_{R,out}$). Obwód kontrolny dla sprawdzenia naprężeń stycznych, podobnie jak w normie dotyczącej konstrukcji betonowych z 2002 roku [4], oddalony jest o pół wysokości użytecznej płyty od lica słupa. Maksymalna siła poprzeczna jaka może być przeniesiona przez element jest funkcją kąta obrotu płyty (ψ) względem podpory (patrz rys. 8.). Kąt obrotu uzależniony jest od obciążenia konstrukcji. Dla określenia nośności konieczne jest skorzystanie z algorytmu iteracyjnego, lub znalezienia przecięcia krzywej obciążenie – obrót z wykresem kryterium zniszczenia (patrz rys. 9.).

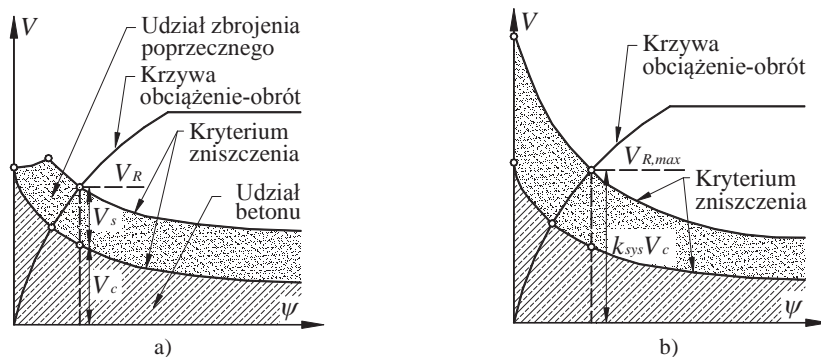


Rys. 8. Kąt obrotu płyty – ψ

Wartość kąta obrotu może być obliczana za pomocą różnych metod, w referacie zdecydowano się na korzystanie z drugiego poziomu przybliżenia przedstawionego w Model Code, użyto więc wzoru (1). Procedura Model Code wyszczególnia cztery poziomy przybliżenia wartości kąta obrotu. Pierwszy służy wstępnemu oszacowaniu nośności, drugi jest rekomendowany do celów projektowych, przy ekspertyzach należy stosować trzeci, lub czwarty poziom. Dla uzyskania najdokładniejszych danych należy posługiwać się obliczeniami metody elementów skończonych z uwzględnieniem nieliniowości materiałowych i usztywnienia zbrojenia betonem w strefie rozciąganej (tension stiffening effect).

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d_v} \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{m_E}{m_R} \right)^{1,5} \quad (1)$$

Nośność krzyżulca ściskanego zależy ponadto od k_{sys} współczynnika efektywności zbrojenia poprzecznego, którego wartość można przyjąć równą 2,0 lub określić z badań. Procedura obliczeniowa bazuje na teorii krytycznej rysy powstałej na skutek działania sił poprzecznych (Critical Shear Crack Theory) autorstwa Muttoniego i innych [5], [6]. Dla rozstrzygnięcia kwestii niejednoznacznie określonych w Model Code korzystano również z opracowania [7].



Rys. 9. Zależność obciążenie – obrót i kryterium zniszczenia płyty bez zbrojenia poprzecznego oraz a) wewnątrz obszaru zbrojenia, b) przez zmiażdżenie krzyżulca ściskanego.

Wyniki obliczeń prowadzonych według Model Code 2010 dla wartości średnich oraz ich porównanie z nośnością eksperymentalną zostały zaprezentowane w Tabelicy 3.

Tabela 3. Obliczenia nośności na przebicie wg MC 2010 i porównanie z nośnością eksperymentalną

Model	m_E	m_R	ψ	k_ψ	b_0	V_c	$A_{s,MC}$	σ_{swd}	V_s	V_R	k_{sys}	$V_{R,max}$	V_{MC}	V_{test}	V_{test}/V_{MC}
	[kNm/m]		[-]	[-]	[m]	[kN]	[mm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{MC}
L-0	59,88	98,38	0,0046	0,4541	1,16	479	-	-	-	-	-	-	479	861	1,80
L-1	87,63	99,80	0,0078	0,3681	1,17	396	904,8	337	305	701	2,00	793	701	980	1,40
L-2	87,50	99,43	0,0079	0,3675	1,17	394	904,8	339	306	700	2,00	787	700	940	1,34
L-3	87,50	99,06	0,0080	0,3666	1,17	391	904,8	342	309	700	2,00	781	700	959	1,37
m_E	– jednostkowy moment graniczny,														
m_R	– średni moment jednostkowy od oddziaływań,														
ψ	– kąt obrotu płyty przy obciążeniu równym nośności płyty obliczony według drugiego stopnia przybliżenia,														
k_ψ	– współczynnik redukcji nośności betonu na przebicie ze względu na kąt obrotu płyty ψ_{II} ,														
b_0	– obwód kontrolny (oddalony o pół wysokości użytecznej od lica słupa),														
V_c	– nośność betonu płyty obliczona na podstawie współczynnika,														
$A_{s,MC}$	– pole przekroju zbrojenia poprzecznego brane pod uwagę przy prowadzeniu obliczeń według Model Code 2010,														
σ_{swd}	– naprężenia w zbrojeniu poprzecznym,														
k_{sys}	– współczynnik efektywności zbrojenia poprzecznego,														
V_s	– siła przebijająca przenoszona przez zbrojenie poprzeczne,														
V_R	– nośność na przebicie płyty zbrojonej poprzecznie,														
$V_{R,max}$	– maksymalna nośność na przebicie ,														
V_{MC}	– nośność płyty na przebicie.														

Na podstawie przytoczonych powyżej danych można stwierdzić, że nośności obliczone zgodnie z Model Code 2010 są znacznie niższe od eksperymentalnych. Największe niedoszacowanie nośności dotyczyło modelu L-0, iloraz V_{test}/V_{MC} wyniósł 1,918. Dla pozostałych modeli analogiczna wartość wahała się w granicach 1,515÷1,548. Warto zauważyć, że obliczone nośności modeli były sobie równe i zdeterminowane nośnością strefy zbrojonej poprzecznie, inaczej niż w procedurze Eurokodu, gdzie decydująca okazała się nośność krzyżulca ściskanego. Należy zauważyć, że zbrojenie poprzeczne płyt (poza L-1) nie spełniało warunku dotyczącego maksymalnej utuliny zbrojenia.

5. Podsumowanie

Badane płyty ze zbrojeniem poprzecznym wykazały nośność około 13% wyższą niż model porównawczy. Różnice między nośnością osiągniętą przez modele z różnym rodzajem zbrojenia są nieznaczne. Najbardziej efektywne okazały się strzemiona obejmujące zbrojenie główne (zgodne z wymaganiami Model Code 2010). Ich zastosowanie pozwoliło wykorzystać pełną nośność strzemion (zerwanie prętów L-1). Obie przedstawione metody obliczeniowe znacznie niedoszacowują nośności płyt krępych.

Literatura

- 1 Urban T., Goldyn M., Krawczyk Ł.: Wpływ rodzaju zbrojenia poprzecznego o niepełnym zakotwieniu na nośność płyty żelbetowej przy przebiciu. *Budownictwo i Architektura*, Politechnika Lubelska, Vol. 12(1) 2013, s. 195-202;
- 2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków;
- 3 Model Code 2010. Final draft. Bulletin 65,66 FIB, March 2012;
- 4 PN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, grudzień 2002
- 5 Muttoni A., Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement *ACI Structural Journal* Vol. 105 No^o4, 2008, pp. 440-450;
- 6 Fernandez Ruiz M., Muttoni A., Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement *ACI Structural Journal* Vol. 106 No^o4, 2009, pp. 485-494;
- 7 Lips S., Muttoni A., Fernández Ruiz M.: Punching of flat slabs: Design example Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, 16.12.2011.

Experimental investigations of punching shear concrete slabs with different types of transverse reinforcement

Tadeusz Urban¹, Łukasz Krawczyk², Michał Goldyn³

^{1,2,3} *Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Łódź University of Technology, e-mail* ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl, ²lukasz.krawczyk@p.lodz.pl ³michal.goldyn@p.lodz.pl

Abstract: The results of support zone thick concrete slabs experimental investigation are presented in the paper. The experimental program consisted of 4 square reinforced concrete flat models to 1:2 scale made of the same concrete with the same dimensions and the same flexural reinforcement. The aim of tests was proved the influence of different transverse reinforcement types on punching shear load capacity. One of the models was a comparative slab made without transverse reinforcement. In the other slabs three types of transverse reinforcement were used: typical stirrups enclosing flexure reinforcement, stirrups situated between flexure reinforcement and ladders. The test results show a few percent difference in load capacity between models with transverse reinforcement, the most effective were typical stirrups enclosing the main reinforcement.

Przyczynek do oceny stanu zarysowania belek z betonu zbrojonego prętami BFRP

Marek Urbański¹, Andrzej Łapko²

¹ *Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: m.urbański@il.pw.edu.pl*

² *Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Środowiska, Politechnika Białostocka,
e-mail: lapko@pb.białystok.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę porównawczą doświadczalnych i obliczonych teoretycznie szerokości rys w jednoprzęsłowych belkach swobodnie podpartych zbrojonych prętami bazaltowymi BFRP (Basalt Fibre Reinforced Polymers). Belki typu BFRP wykonano z betonu C30/37 ze zbrojeniem dolnym na zginanie prętami bazaltowymi o średnicy 8 mm, dodatkowo wykonano belki referencyjne ze zbrojeniem stalowym tej samej średnicy. Badano ugięcia i zarysowania oraz nośność belek zbrojonych prętami BFRP, o cechach wytrzymałościowych określonych w testach na rozciąganie. Wykazano, że znacznie zredukowana sztywność elementów zbrojonych prętami bazaltowymi BFRP wywołuje kilkakrotnie większe szerokości rys w porównaniu z belkami zbrojonymi prętami stalowymi o tym samym przekroju poprzecznym.

Słowa kluczowe: BFRP, sztywność na zginanie, beton, pręty BFRP, zarysowanie

1. Wprowadzenie

W II połowie XX wieku następowała ewolucja materiałów kompozytowych na bazie FRP (Fiber Reinforced Polymer). Początkowo materiały te znajdowały zastosowanie w przemyśle obronnym i kosmicznym, stopniowo, w przeciągu ostatnich 30 lat, znajdują zastosowanie w konstrukcjach budowlanych. Materiały kompozytowe na bazie włókien FRP w znaczącym stopniu zwiększyły rentowność ekonomiczną i konstrukcyjną materiałów budowlanych służących do wznoszenia budynków i mostów [ACI 440, 1]; [Bank 2006, 2].

Tam, gdzie decydującą rolę w konstrukcjach inżynierii lądowej odgrywa wytrzymałość, sztywność oraz odporność na czynniki środowiskowe, materiały kompozytowe na bazie FRP stały się rewelacyjnym zamiennikiem konwencjonalnego zbrojenia stalowego.

W porównaniu do zbrojenia stalowego, a także innych włókien FRP, takich jak: szklane włókna GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), węglowe włókna CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), włókna bazaltowe BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer) wykazują wiele istotnych zalet.

Żywotność płyt betonowych ze zbrojeniem stalowym, stosowanych w mostach zwykle przewiduje się na 25 lat. Natomiast żywotność płyt z udziałem zbrojenia FRP najczęściej przewiduje się na co najmniej 75 lat (tj. okres użytkowania mostu) [Wu Z. *et al.* 2012, 3].

Pręty bazaltowe FRP są nowym materiałem, których właściwości mechaniczne nie zostały w pełni określone. Ze względu na odmienną anizotropową budowę materiałów kompozytowych w stosunku do izotropowego zbrojenia stalowego należy uwzględnić zmodyfikowane relacje naprężeniowo – odkształceniowe.

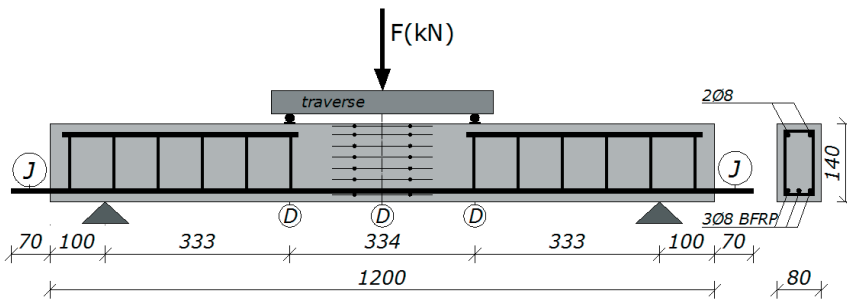
Moduł sprężystości prętów bazaltowych jest około 5 razy mniejszy od modułu sprężystości prętów stalowych, co skutkuje znacznie większą redukcją sztywności przekroju belki zbrojonej prętami bazaltowymi po zarysowaniu [4]. W belkach zginanych udział betonu w usztywnieniu elementu na odcinku między rysami uzależniona jest od efektu tension stiffening [Branson 1997, 5] [fib Bulletin 40, 6]. Moment bezwładności przekroju po zarysowaniu w belkach ze zbrojeniem bazaltowym jest około 4 razy mniejszy od analogicznego w belkach ze zbrojeniem stalowym [4]. W efekcie w stanie granicznym nośności (SGU) obserwuje się znacznie wyższe wartości ugięć oraz szerokości rys, w porównaniu do belek żelbetowych [Bank L. C. 2012, 3].

2. Badania wstępne belek modelowych BFRP

Na Politechnice Warszawskiej rozpoczęto badania nad efektywnością zastosowania prętów bazaltowych do zbrojenia zginanych konstrukcji z betonu. Podstawowym celem badań było określenie głównych właściwości mechanicznych prętów zbrojeniowych wytworzonych z włókien bazaltowych BFRP oraz określenie ich przydatności jako zbrojenia belek poddanych obciążeniu wywołującemu zginanie. Określenie właściwości mechanicznych prętów BFRP o średnicy 8 mm polegało na ustaleniu wytrzymałości na rozciąganie, odkształcenia granicznego przy zerwaniu, średniego modułu sprężystości, a także ustaleniu granicznych naprężeń przyczepności pomiędzy prętami zbrojenia i otaczającym je betonem. W programie badań przewidziano badanie na zginanie 3 betonowych belek modelowych ($f_{cm}=41$ MPa, $E_{cm}=33,4$ GPa) ze zbrojeniem dolnym w postaci 3 prętów BFRP o średnicy 8 mm ($f_i=1050$ MPa, $E_f=39$ GPa) oraz, dla porównania, badanie na zginanie 3 belek referencyjnych ze zbrojeniem dolnym tradycyjnym w postaci 3 prętów stalowych ($f_y=348$ MPa- test , $E_s =200$ GPa). Wszystkie badane belki miały wymiary $b \times h \times L = 80 \times 140 \times 1200$ mm.

Pozostałe szczegóły rozmieszczenia zbrojenia oraz pomierzonych odkształceń przedstawiono w artykule [4].

Poniżej na rys. 1 przedstawiono schemat badanej belki zbrojonej prętami BFRP.

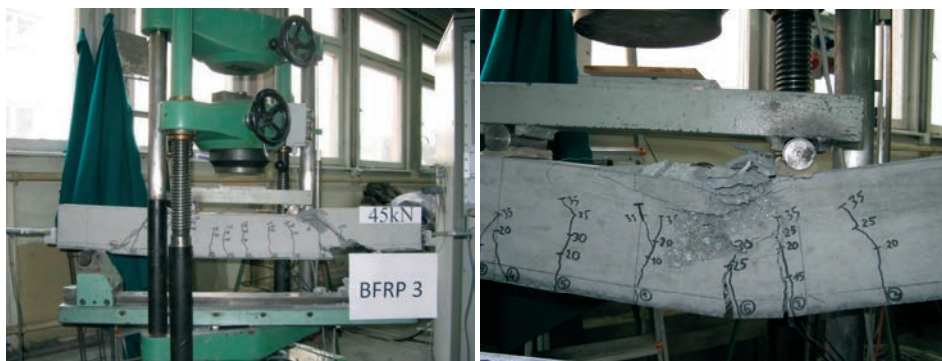


Rys. 1. Belka ze zbrojeniem prętami bazaltowymi (BFRP) z zaznaczonymi reperami pomiaru odkształceń przy użyciu ekstensometru, J – czujnik do pomiaru poślizgu, D – czujniki pomiaru ugięć, wymiary w mm

Układ zbrojenia belek referencyjnych (wyłącznie zbrojonych prętami stalowymi) był identyczny jak belek ze zbrojeniem BFRP.

Obciążenie było przenoszone przez wykonany z dwuteownika stalowego trawers, w dwóch punktach, odpowiednio w 1/3 i 2/3 rozpiętości w świetle belki.

W pierwszym cyklu belki obciążano siłą do 10 kN, a następnie odciążano do 5 kN. W drugim cyklu obciążano siłą do 20 kN, a następnie odciążano do 5 kN. W trzecim cyklu obciążano belki aż do zniszczenia.



Rys.2. Belka ze zbrojeniem bazaltowym BFRP pod obciążeniem 45 kN wyczerpującym nośność [4] oraz belka ze zbrojeniem tradycyjnym stalowym SRC pod obciążeniem 35 kN wyczerpującym nośność

Na rys. 2, z lewej strony pokazano belkę w końcowej fazie obciążenia poddaną obciążeniu 45 kN. Na zdjęciu widoczny jest sposób zniszczenia na skutek przekształcenia się belki w system ciągnowy. Godnym uwagi jest fakt, że nie doszło do zerwania prętów dolnego zbrojenia bazaltowego, a zatem nie została wyczerpana nośność zbrojenia na rozciąganie. Zniszczenie nastąpiło poprzez ściecie stref przypodporowych belki. Jednak zniszczenie nie było gwałtowne ze względu na zachowaną ciągłość zbrojenia bazaltowego.

Tabela 1. Wartości obciążeń, odkształceń jednostkowych w przekrojach i momentów niszczących

Lp.		Zbrojenie stalowe			Zbrojenie bazaltowe		
		SRC1	SRC2	SRC3	BFRP1	BFRP2	BFRP3
1	$F_{u,s}$, kN	37,5	35,0	40,5	47,5	47,5	45,0
2	$F_{u,ave}$, kN		37,6			46,7	
3	ε_1 , ‰	-1,58	-2,17	-2,02	-1,78	-2,60	-3,25
4	ε_7 , ‰	4,18	5,69	6,52	9,43	13,60	7,76
5	$M_{R,fl}$, kNm	6,3	5,8	6,8	7,9	7,9	7,5
6	$M_{R,fl,ave}$, kNm		6,3			7,8	

W tabeli 1 przedstawiono wyniki nośności belek (niszczącej siły obciążającej F_u i momentu niszczonego $M_{R,fl}$ przenoszonych przez przekrój krytyczny belek oraz odpowiednio średnie wartości $F_{u,ave}$ i $M_{R,fl,ave}$) belek z prętami bazaltowymi (BFRP) o średnicy 8 mm oraz belek referencyjnych (SRC) z prętami stalowymi o identycznej średnicy.

Ponadto podano dodatkowo wartości odkształceń w betonie belek: ε_1 na krawędziach górnych oraz ε_7 w odległości 20 mm od dolnych krawędzi belek (na poziomie zginania). Dla belek ze zbrojeniem stalowym odczyty wykonano przy obciążeniu 35kN; dla belek ze zbrojeniem bazaltowym odczyty dla belek o numerach 1, 2 i 3 zarejestrowano odpowiednio przy obciążeniu 35kN, 40kN i 45kN.

3. Badania wstępne belek modelowych BFRP

3.1. Wyniki badań zarysowania belek

Rozstaw rys w belce jest parametrem bezpośrednio wpływającym na szerokość rys, a właściwa ocena tej wielkości decyduje o wyznaczeniu szerokości rys.

W belkach ze zbrojeniem bazaltowym zmierzono rozstaw pionowych rys w strefie środkowej belki (obszar czystego zginania) przy narastających poziomach obciążenia. W tabeli 2 pokazano wartości rozstawu rys przy poziomym obciążeniu, w którym nastąpiła stabilizacja zarysowania.

Tabela 2. Średni ($s_{r,m}$), minimalny ($s_{r,min}$) i maksymalny ($s_{r,max}$) rozstaw rys oraz procentowy stopień obciążenia, przy którym nastąpiła stabilizacja rys (F_{sta}) do obciążenia niszczącego (F_u) w belkach typu (BFRP) oraz (SRC)

Lp.		Zbrojenie stalowe			Zbrojenie bazaltowe BFRP		
		SRC1	SRC2	SRC3	BFRP1	BFRP2	BFRP3
1	$s_{r,m}$ [mm]	80	62	78	58	73	70
2	$s_{r,min}$ [mm]	58	20	53	38	45	52
3	$s_{r,max}$ [mm]	113	80	99	92	89	78
4	$s_{r,min} / s_{r,m}$	0,73	0,32	0,68	0,66	0,62	0,74
5	$s_{r,max} / s_{r,m}$	1,41	1,29	1,27	1,59	1,22	1,11
6	$F_{sta} (\%F_u)$	53,6	57,1	61,7	21,6	31,6	22,2

Rozstaw rys dla belek ze zbrojeniem BFRP wyniósł od 38 do 94 mm. Poziom obciążenia, przy którym nastąpiła stabilizacja rys stanowił od 21,6% do 31,6% obciążenia niszczącego, a jego średnia wartość 25,1% F_u . Stosunek minimalnego rozstawu rys do średniego wyniósł od 0,62 do 0,74 (średnio 0,67). Natomiast stosunek maksymalnego do średniego rozstawu rys wyniósł od 1,11 do 1,59 (średnio 1,31). Z badań w literaturze dotyczących belek żelbetowych iloraz $s_{r,min} / s_{r,m}$ wynosi od 0,67 do 0,77 ($s_{r,m}$ jest od 1,30 do 1,49 razy większe od $s_{r,min}$). Ponadto oczekuje się, że $s_{r,max} / s_{r,m}$ wynosi od 1,33 do 1,54 [Borosnyoi, 7]. Średnia wartość ilorazu maksymalnego do minimalnego rozstawu rys dla belek BFRP wynosi 1,96 [Borosnyoi, 7], co jest zgodne z wartością określaną dla elementów zbrojonych prętami stalowymi.

W tabeli 3 przedstawiono wartości maksymalnych szerokości rys (na odcinku występowania stałego momentu) dla belek zbrojonych prętami BFRP oraz prętami stalowymi.

Tabela 3. Maksymalna szerokość rys [mm] w belkach ze zbrojeniem prętami bazaltowymi (BFRP) oraz w belkach zbrojonych prętami stalowymi (SRC)

Lp.	Obciążenie kN	Zbrojenie stalowe			Zbrojenie bazaltowe BFRP		
		SRC1	SRC2	SRC3	BFRP1	BFRP2	BFRP3
1	5	0,06	0,04	0,04	0,15	0,18	0,15
2	10	0,08	0,05	0,05	0,25	0,23	0,25
3	20	0,10	0,05	0,10	0,40	0,45	0,45
4	30	0,20	0,12	0,20	1,10	0,71	0,72

Maksymalna szerokość rys w belkach BFRP przy poziomie obciążenia 30 kN stanowiącym 67% obciążenia niszczącego, wyniosła średnio 0,84 mm i była 5 krotnie większa od maksymalnej szerokości rys w belkach żelbetowych.

Tabela 4. Średnia (w_m), minimalna (w_{min}) i maksymalna (w_{max}) szerokość rys (mm) w belkach BFRP i SRC

Lp.		Zbrojenie stalowe			Zbrojenie bazaltowe BFRP		
		SRC1	SRC2	SRC3	BFRP1	BFRP2	BFRP3
1	w_m	0,11	0,11	0,13	0,64	0,50	0,54
2	w_{min}	0,05	0,07	0,07	0,50	0,30	0,40
3	w_{max}	0,20	0,12	0,20	1,10	0,71	0,72
4	w_{min} / w_m	0,50	0,64	0,54	0,78	0,60	0,74
5	w_{max} / w_m	1,82	1,10	1,27	1,72	1,42	1,33

Stosunek minimalnej do średniej szerokości rys wyniósł od 0,60 do 0,78 (średnio 0,71). Stosunek maksymalnej do średniej szerokości rys wyniósł od 1,33 do 1,72 (średnio 1,49).

3.2. Obliczanie szerokości rys w zginanych belkach zbrojonych prętami bazaltowymi

Elementy zbrojone prętami BFRP cechują się małą sztywnością po zarysowaniu. Na przykład, zastąpienie zbrojenia stalowego zbrojeniem bazaltowym o porównywalnym polu przekroju prowadzi do zwiększenia szerokości rys w belce betonowej. Zatem warunki SGU odgrywają decydującą rolę w projektowaniu ze względu na większe ugięcia. Ze względu na różnicę pomiędzy właściwościami zbrojenia stalowego i BFRP powinny zostać zmodyfikowane warunki określania szerokości rys.

Zbrojenie bazaltowe BFRP jest odporne na korozję, zatem graniczne wartości szerokości rys mogą być zwiększone w stosunku do belek zbrojonych prętami stalowymi. W Eurokodzie 2 [8] odnośnie do belek zbrojonych stałą zakłada się ograniczenie szerokości rys odpowiednio do 0,3 mm i 0,4 mm, zależnie od klasy ekspozycji środowiska. W normie ACI 318-08 [9] sugeruje się te same wartości, odpowiednio dla zewnętrznej i wewnętrznej ekspozycji elementów. W elementach zbrojonych prętami bazaltowymi, zalecenia FRP – ISIS (Intelligent Sensing for Innovative Structures, Canada Design Manual 3, 2001) [10] zezwalają na przyjmowanie dopuszczalnej szerokości rys nawet do 0,5 mm oraz 0,7 mm, odpowiednio dla zewnętrznej i wewnętrznej ekspozycji konstrukcji.

Szerokość rys w_k wg EC2 (2004) [8] można obliczać wg wzorów (1-2)

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (1)$$

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 (\phi / \rho_{p,eff}) \quad (2)$$

gdzie $s_{r,max}$ – maksymalny rozstaw rys, ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia, ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu na odcinku między rysami, c – grubość otuliny zbrojenia, k_1 – współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia ($k_1 = 0,8$ dla prętów o wysokiej przyczepności, $k_1=1,6$ dla prętów gładkich), k_2 – współczynnik zależny od rozdziału naprężeń ($k_2=0,5$ dla zginania, $k_2=1$ dla rozciągania), $\rho_{p,eff}$ – efektywny stopień zbrojenia obliczany na powierzchnię betonu otaczającego zbrojenie.

Maksymalna szerokość rys w podana w normie ACI 440.1R [2] jest niezależna od rodzaju zbrojenia (stalowe lub niemetaliczne FRP), z wyjątkiem konieczności określenia warunku przyczepności reprezentowanego we wzorze (4) przez współczynnik k_b . Maksymalna szerokość rysy w elementach zbrojonych FRP może być obliczana ze wzoru (3)

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta \cdot k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (3)$$

gdzie f_f – naprężenie w zbrojeniu (MPa), E_f – moduł sprężystości (MPa), β – stosunek różnicy między wysokością elementu a wysokością strefy ściskanej do różnicy między wysokością użyteczną przekroju elementu a wysokością strefy ściskanej, d_c – odległość od powierzchni rozciąganej belki do środka ciężkości najbliższego pręta, s – rozstaw prętów.

Współczynnik przyczepności k_b dla prętów FRP zależy od technologii produkcji, typu FRP, właściwości żywicy spajającej włókna FRP oraz rodzaju powierzchni pręta. Wartość k_b waha się od 0,60 do 1,72; średnio wynosi 1,10. Jeśli nie są dostępne dane doświadczalne, należy przyjmować wartość $k_b=1,4$, która jest wielkością konserwatywną.

Metoda obliczania szerokości rys według ISIS, (Canada Design Manual 3) [10] oparta jest na zmodyfikowanej zależności Gergely – Lutza [11], stosowanej w elementach żelbetowych. Dla elementów zbrojonych prętami FRP konieczne jest ustalenie parametrów przyczepności pomiędzy prętami FRP a otaczającym je betonem. Równanie (4) przedstawia wzór na maksymalną szerokość rysy:

$$w = 2,2k_b \cdot \frac{f_{frp}}{E_{frp}} \cdot \beta \cdot \sqrt[3]{d_c A} \quad (4)$$

gdzie w – szerokość rysy w mm, k_b – współczynnik przyczepności (dla prętów FRP mających przyczepność podobną do betonu $k_b=1$, dla prętów z przyczepnością mniejszą $k_b >1$; dla prętów z większą przyczepnością $k_b <1$; jeśli jest brak danych - należy przyjmować $k_b=1,2$), f_{frp} – naprężenia w pręcie w miejscu zarysowania, E_{frp} – moduł sprężystości pręta FRP, β – stosunek różnicy między wysokością elementu a wysokością strefy ściskanej do różnicy między wysokością użyteczną przekroju elementu a wysokością strefy ściskanej, d_c – odległość od powierzchni rozciąganej do środka ciężkości najbliższego pręta (mm), A – efektywna powierzchnia rozciąganego betonu otaczająca zbrojenie (w odległości d_c licząc od środka ciężkości zbrojenia) podzielona przez liczbę prętów FRP (mm²).

Zgodnie z JSCE Standard Specification [12] szerokość rys może być obliczona ze wzoru (5)

$$w = k \left[4c + 0,7(c_f - \phi) \right] \frac{\sigma_f}{E_f} \quad (5)$$

gdzie: k – współczynnik przyczepności prętów FRP do betonu (przyjmowany w zakresie od 1 do 1,3), c – otulina betonu w (mm), c_f – rozstaw prętów pomiędzy środkami ciężkości prętów w (mm), ϕ – średnica pręta w (mm), σ_f – naprężenia w zbrojeniu (MPa), E_f – moduł sprężystości zbrojenia (MPa).

Współczynniki uwzględniające przyczepność betonu do zbrojenia k_1 w normie EC2 (2004) [8], k_b w normie ACI 440.1R [2] i w ISIS (Canada Design Manual 3) [10] oraz k w JSCE Standard Specification [12] powinny być przedmiotem weryfikacji uwzględniającej charakterystykę przyczepności prętów bazaltowych BFRP.

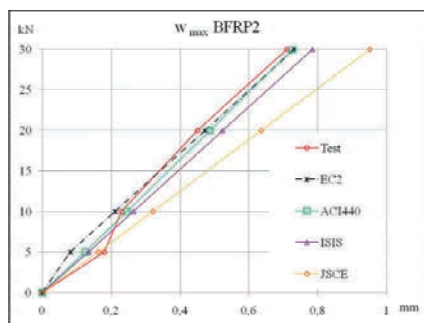
3.3. Porównanie teoretycznych i doświadczalnych szerokości rys

Na podstawie wymienionych wyżej metod na rys.3 przedstawiono dla zbadanych belek graficzne zależności szerokości rys od poziomu obciążenia określone według norm: EC2 [8], ACI 440 [9], ISIS [10] oraz JSCE [12]. Na rys. 4 porównano doświadczalne i określone teoretycznie szerokości rys w relacji do poziomu obciążenia.

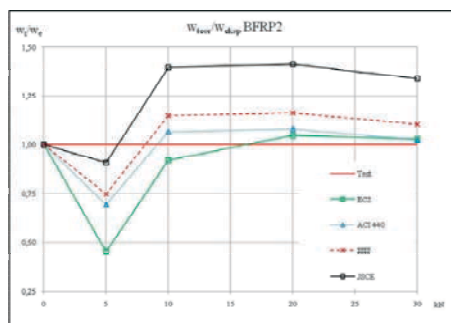
W zakresie obciążeń od 0 – 10 kN wszystkie przedstawione modele obliczania szerokości rys dają wartości zaniżone w porównaniu do wartości doświadczalnych. Na rys.3 i 4 można zauważyć skokową zmianę eksperymentalnie określonej szerokości rys, co jest wynikiem spadku sztywności belki po zarysowaniu. Teoretyczne wartości szerokości rys (w obszarze występowania stałego momentu zginającego) obliczone na podstawie opisanych metod wykazują wartości zawyżone w zakresie obciążenia od 10 – 30kN. Niemniej jednak, w zakresie obciążeń od 10 do 30 kN, obliczona szerokość rys jest większa od wartości doświadczalnych maksymalnie o 8% wg ACI 440 1R oraz o 16% wg wzoru ISIS Canada. Szerokość rys obliczona wg JSCE w tym samym zakresie jest większa od testowych o 41% i znacznie odbiega od wartości akceptowanych. Niemniej jednak, w całym zakresie obciążenia, szerokość rys wg JSCE daje wartości większe od testowych.

Należy zaznaczyć, że zarówno norma ACI 440 jak i ISIS dają możliwość kalibracji wyników szerokości rys przy uwzględnieniu współczynnika przyczepności k_b .

Na podstawie skorygowanych według metody ACI 440 współczynników $k_b=1,0 - 1,05$ ($w_{teor}/w_{eksp}=1,02 - 1,08$), oraz $k_b=0,90 - 0,95$ ($w_{teor}/w_{eksp}=1,00-1,06$) otrzymano zadawalającą zbieżność pomiędzy szerokością rys określoną teoretycznie i eksperymentalnie. Znaczące różnice szerokości rys, określone wg wymienionych metod wynikają także z odmiennej ocyeny efektywnej wysokości rozciąganej strefy betonu wokół prętów zbrojenia.



Rys.3. Teoretyczna i testowa zależność szerokości rys od obciążenia dla belek ze zbrojeniem bazaltowym (BFRP) wg rozpatrywanych modeli obliczeniowych



Rys.4. Porównanie teoretycznych i testowych szerokości rys w funkcji obciążenia dla belek ze zbrojeniem BFRP wg rozpatrywanych modeli obliczeniowych

4. Wnioski

1. Stabilizacja rys w badanych belkach BFRP wystąpiła przy niższym poziomie obciążenia niż w belkach zbrojonych stalą (25,1% wobec 57,5% obciążenia niszczonego).
2. Stosunek minimalnego do średniego rozstawu rys w badanych belkach BFRP wyniósł 0,68; natomiast stosunek maksymalnego do średniego rozstawu rys wyniósł 1,31, co jest zgodne z wartościami dotyczącymi belek żelbetowych.
3. Stosunek minimalnej do średniej szerokości rys w testowych belkach BFRP wyniósł średnio 0,71, natomiast stosunek maksymalnej do średniej szerokości rys wyniósł średnio 1,49. Wartości te są zbliżone z analogicznymi stosunkami rozstawu rys testowanych belek BFRP. Maksymalna szerokość rys w belkach BFRP wyniosła średnio 0,84 mm i była 5-cio krotnie większa od maksymalnej szerokości rys w belkach żelbetowych.
4. W zakresie obciążeń od 10 do 30 kN (20 do 67% siły niszczącej) obliczona szerokość rys wg ISIS Canada okazała się większa od wartości doświadczalnych maksymalnie o 16%, natomiast obliczona w tym zakresie szerokość rys wg JSCE była większa o 41% od szerokości określonych doświadczalnie i znacznie odbiegała od wartości akceptowanych.
5. Przyjęte wg metody ACI 440 1R współczynniki przyczepności k_b rzędu 1,0-1,05 pozwoliły wyznaczyć wartości ilorazu teoretycznej do eksperymentalnej szerokości rys w_{teor}/w_{eksp} w zakresie 1,02-1,08. Natomiast na podstawie współczynników k_b rzędu 0,90-0,95 wartości ilorazu w_{teor}/w_{eksp} okazały się w zakresie 1,00-1,06. Wartości te wykazały zadawalającą zbliżność określonej teoretycznie i eksperymentalnie szerokości rys.
6. Ze względu na większą trwałość belek ze zbrojeniem BFRP wymagania dotyczące szerokości granicznej rys mogą być złagodzone w przypadkach, kiedy estetyczny wygląd nie stanowi podstawowego problemu. Wszystkie parametry projektowania, które mają bezpośredni wpływ na deformacje belek BFRP po zarysowaniu, takie jak minimalna powierzchnia zbrojenia, maksymalna średnica prętów lub ich rozstaw, powinny być uwzględnione z uwagi na odmienne cechy fizyko - mechaniczne prętów BFRP.
7. Przeprowadzone badania i analizy wskazują na możliwość szerszego stosowania odpornego na korozję zbrojenia bazaltowego jako alternatywy zbrojenia stalowego w konstrukcjach inżynierskich.

Literatura

- 1 ACI 440.1R-06. 2006. Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. ACI Committee 440, American Concrete Institute, USA.
- 2 Bank Lawrence C., Progressive Failure of FRP Composites for Construction, 13-15 June, CICE2012, Rome 2012, 10 pp.
- 3 Wu Zhishen, Wang Xin, Wu Gang, 2012. Advancement of Structural Safety and Sustainability with Basalt Fiber Reinforced Polymers, 13-15 June, CICE2012, Rome 2012, 29 pp.
- 4 Urbanski M., Lapko A., Garbacz A.: Investigation on Concrete Beams Reinforced with Basalt Rebars as an Effective Alternative of Conventional R/C Structures. *Procedia Engineering*, Elsevier, Science Direct, Volume 57, May 2013, 1183-1191.
- 5 Branson, D.E. Deformation of concrete structures. New York Mc Graw-Hill, 1997.
- 6 fib Bulletin 40/2007, *FRP reinforcement in RC structures, technical report*. International Federation for Structural Concrete (fib), September 2007.
- 7 Borosnyoi A. Serviceability of CFRP prestressed concrete beams. Budapest 2002.
- 8 Eurokod 2, PN-EN 1992-1-1: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN Warszawa 2008.
- 9 ACI 318-08. 2008. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI Committee 318, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- 10 ISIS Canada. 2007. Reinforcing concrete structures with fiber reinforced polymers. Design manual N° 3 Version 2, Manitoba, Canada ISIS Canada Corporation.
- 11 Gergely P. Lutz L. Maximum Crack Width in Reinforced Flexural Members, ACI SP-20, Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete, (1968), 87-117.
- 12 JSCE 1997 "Recommendation for Design and Construction and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials", Edited by Machida, Vol.23 JSCE, Tokyo, 1997.

On assessment of cracking of concrete beams reinforced with BFRP bars

Marek Urbański¹, Andrzej Lapko²

¹ *Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: m.urbanski@il.pw.edu.pl*

² *Chair of Building Structures, Faculty of Civil & Environment Engineering, Bialystok University of Technology, e-mail: lapko@pb.bialystok.pl*

Abstract: This paper presents a comparative analysis of experimental and theoretical crack widths of simply supported beams reinforced with BFRP rebar (Basalt Fiber Reinforced Polymers). The tested BFRC model beams have been made of concrete class C30/37 and of bottom flexural basalt bars 8 mm in diameter. The reference RC beams with traditional flexural steel reinforcement have been additionally made of the same diameter. Beam deflections, concrete crack widths and strength capacity of beams reinforced with BFRP bars as well as with traditional steel bars have been registered. It has been shown that crack widths of beams reinforced with BFRP bars have been much (three to four times) higher than in the beams reinforced traditionally.

Keywords: BFRP, cross-sectional stiffness, concrete, basalt bars, cracking behavior

Blacha fałdowa jako usztywnienie pasów kratownic płaskich przy wyboczeniu z ich płaszczyzny

Antoni Biegus

Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, e-mail: antoni.biegus@pwr.wroc.pl

Streszczenie: Blacha fałdowa odpowiednio połączona z pasem górnym kratownicy płaskiej może być uwzględniona w ocenie utraty stateczności z płaszczyzny ustroju zarówno jej pasów górnych, jak i pasów dolnych. W artykule omówiono warunki usztywnienia bocznego blachami fałdowymi pasów kratownic dachów bezpłatwionych. Podano modele obliczeniowe oceny sprężystego podparcia bocznego pasów dolnych kratownic, w wyniku jej zamocowania w obudowie dachowej z blach fałdowych. Przedstawiono procedury oceny nośności na wyboczenia pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy usztywnionej dachowymi blachami fałdowymi.

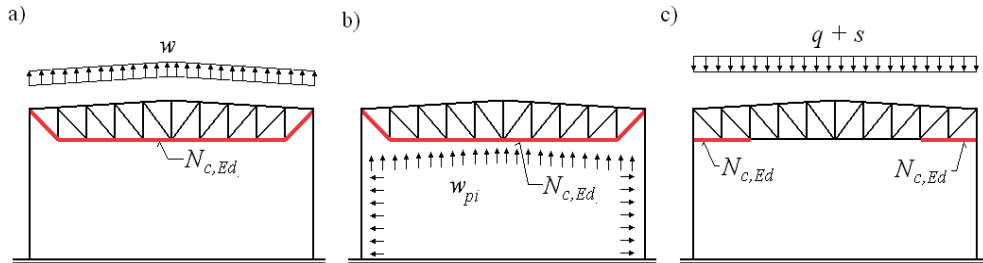
Słowa kluczowe: kratownica płaska, blacha fałdowa, usztywnienie boczne pasa kratownicy

1. Wprowadzenie

Blachy fałdowe 2 i 3 generacji [1], umożliwiają projektowanie dachów kratownicowych bez konieczności stosowania płatwi. W dachach bezpłatwionych osłonowe blachy fałdowe opierają się bezpośrednio na pasach górnych kratownic. Podobne wyłączenie ustroju występuje w przypadku płatwi kratowych. W tych konstrukcjach blachy fałdowe, odpowiednio połączone z pasem górnym kratownicy, stanowią jego usztywnienie boczne i zabezpieczają go przed wyboczeniem w płaszczyźnie połąci dachu.

W lekkich dachach, w wyniku oddziaływania „unoszącego” (rys. 1a), ciśnienia wewnętrznego od obciążenia wiatru (rys. 1b), a także w przypadku kratownic połączonych w sposób sztywny ze słupami (rys. 1c) w ich pasach dolnych występują siły ściskające N_c, E_d . W celu zmniejszenia długości wyboczeniowej pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy zazwyczaj stosuje się odpowiednie stężenia prętowe. W wielu przypadkach sztywność giętą blachy fałdowej i sztywność skrętna jej połączenia z pasem górnym może być wykorzystana w ocenie wyboczenia ściskanego pasa dolnego kratownicy z jej płaszczyzny, gdyż sztywność skrętna ustroju ogranicza jego przemieszczenia boczne.

W pracy omówiono modele i zasady oceny wyboczenia pasów górnych oraz pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy w wyniku ich usztywnienia bocznego obudową dachową z blach fałdowych. Przedstawiono procedury obliczeniowe wyboczenia jednogłazowych pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy. Uwzględniono w nich sztywność skrętną analizowanego ustroju, która ogranicza przemieszczenia boczne pasa dolnego kratownic.



Rys. 1. Przykłady występowania ściskania pasów dolnych kratownic płaskich

2. Kategorie konstrukcyjne blach fałdowych

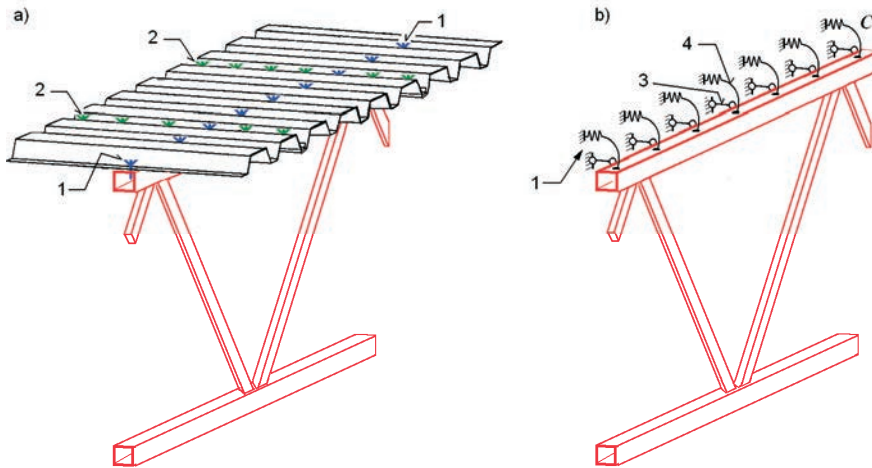
Z uwagi na zakładaną funkcję blach fałdowych i uwzględniany w obliczeniach zakres współdziałania z ustrojem nośnym wyróżnia się trzy ich klasy konstrukcyjne [3]. Konstrukcje, które projektuje się uwzględniając udział blach fałdowych w ocenie nośności i stateczności całego ustroju nośnego (np. rygła dachowego, słupa, ramy układu poprzecznego) zalicza się do klasy konstrukcyjnej I. Jeśli usztywnienie z blach fałdowych uwzględnia się o obliczeniach nośności oraz stateczności pojedynczych elementów (np. płatwi, rygli ściennych) to są one klasy konstrukcyjnej II. Konstrukcje, które projektuje się przy założeniu, że blacha fałdowa przenosi tylko zewnętrzne obciążenia poprzeczne i przekazuje je na układ konstrukcyjny, zalicza się do klasy konstrukcyjnej III.

W konstrukcjach klasy I i II, blacha fałdowa jest nie tylko płytą osłonową, przenoszącą obciążenia poprzeczne, ale również częścią składową głównego ustroju nośnego obiektu, która zapewnia jemu niezbędną sztywność oraz stateczność. W tym też sensie (podobnie jak stężenia prętowe) jest ona elementem ustroju nośnego obiektu. Usztywniając ustroj nośny zadanie konstrukcyjne blach fałdowych nakłada obowiązek szczególnie starannego wykonawstwa ich połączeń z stęzanymi elementami. Jakość ich wykonania podlega kontroli i odbiorowi technicznemu [5] (podobnie jak np. zbrojenie w konstrukcjach żelbetowych). Ponadto w projektach takich obiektów powinny być oznaczone blachy fałdowe, które pełnią stężące zadanie konstrukcyjne. Dodatkowo w zrealizowanych dachach muszą być umieszczone tablice ostrzegawcze, informujące o zakazie ich modernizacji bez wykonania wcześniejszych sprawdzeń statyczno-wytrzymałościowych. Według [5] grubość ścianek blach fałdowych nie może być mniejsza niż 0,7 mm.

Blacha fałdowa odpowiednio połączona z pasem górnym kratownicy płaskiej (konstrukcji klasy I lub II) może być uwzględniona w ocenie stateczności z płaszczyzny ustroju zarówno jej pasów górnych, jak i pasów dolnych [2], [3], [4].

3. Sztywność podparcia bocznego pasów górnych kratownic płaskich

Pełne ciągłe stężenie boczne pasa górnego kratownicy, które ogranicza przemieszczenia w płaszczyźnie połączy dachu, można uzyskać za pomocą blachy fałdowej (rys. 2). Musi być ona połączona w sposób ciągły (gęsty) ich dolnymi fałdami z pasem górnym kratownicy. Wówczas krępuje ona przemieszczenia liniowe, a także kątowe pasa górnego kratownicy [2], [3]. To skrępowanie wydawnie podnosi nośność pasa górnego z warunku jego wyboczenia w płaszczyźnie połączy dachu, a także zwichrzenia kratownicy (skraca długość wyboczeniową pasa dolnego z płaszczyzny ustroju).



Rys. 2. Schemat stężenia kratownicy płaskiej dachową tarczą z blachy fałdowej: a) model fizyczny, b) model obliczeniowy; 1 – łącznik główny, 2 – łącznik wzdłużny, 3 – więź ograniczająca przemieszczenie boczne pasa górnego kratownicy, 4 – więź ograniczająca skręcanie pasa górnego kratownicy

Sztywność postaciową S poszycia z blachy fałdowej połączonej z pasem górnym kratownicy w dolinie każdej fałdy, po obu stronach zakładki i na obu brzegach można obliczać [3] ze wzoru:

$$S = 1000\sqrt{t^3} \left(50 + 10^3 \sqrt{b_{roof}} \right) \frac{s}{h_w} \quad [\text{N}] \quad (1)$$

Pas górny kratownicy uważa się za stężony w płaszczyźnie poszycia dachu (zabezpieczony przed wyboczeniem z płaszczyzny ustroju) [3], gdy spełniony jest warunek:

$$S \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_T + EI_z h^2 \frac{\pi^2}{4L^2} \right) \frac{70}{h^2} \quad (2)$$

W (1) i (2) użyto oznaczeń wg [3]. Aby blachę fałdową można było uznać za usztywnienie tarczowe należy ją połączyć w każdej fałdzie z pasem górnym kratownicy. O wadze gęstości tych połączeń w stężeniu świadczy fakt, że gdy są one w co 2-giej fałdzie, to zamiast S w (2) przyjmuje się $0,2S$, tj. aż 5-cio krotnie mniejszą sztywność postaciową poszycia. Ponadto należy dać łączniki wzdłużne „zszywające” ze sobą sąsiednie arkusze blach fałdowych (rys. 2). Ich odległość nie może przekraczać 300 mm. W przypadku obciążeń „unoszących” podkładki pod łbami łączników muszą być o odpowiedniej średnicy, aby nie występowało zniszczenie blachy w wyniku przeciągania łba łącznika.

W wymiarowaniu prętów kratownic analizuje się ich wyboczenie w płaszczyźnie oraz z płaszczyzny ustroju. Długości wyboczeniowe w płaszczyźnie $l_{e,y}$ oraz z płaszczyzny $l_{e,z}$ prętów kratownic oblicza się ze wzorów:

$$l_{e,y} = k_y l_y, \quad (3)$$

$$l_{e,z} = k_z l_z, \quad (4)$$

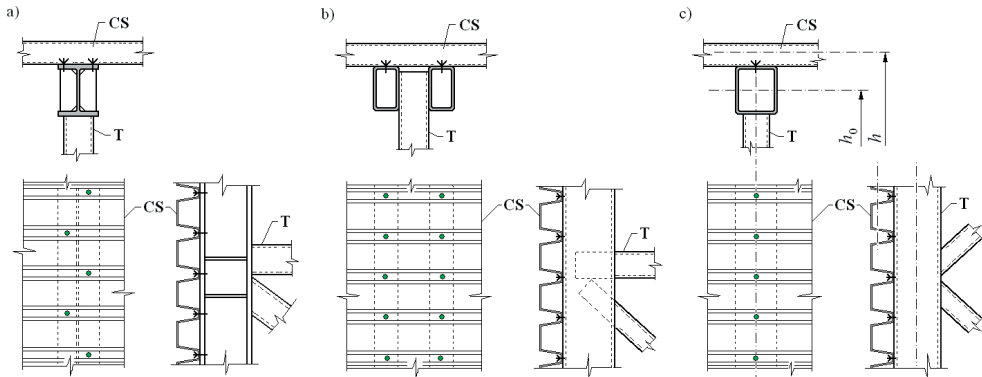
gdzie: k_y, k_z – współczynniki długości wyboczeniowej odpowiednio w płaszczyźnie (y) oraz z płaszczyzny (z) kratownicy, l_y – odległość między węzłami w płaszczyźnie kratownicy, l_z – odległość między punktami nieprzesuwnego podparcia w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny kratownicy.

Jeśli zastosowano odpowiednie połączenia blachy fałdowej z pasem górnym kratownicy i spełniony jest warunek (2), to można przyjąć, że jest on zabezpieczony przed wyboczeniem w płaszczyźnie połąci dachu. Wówczas w jego wymiarowaniu uwzględnia się tylko jego wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy oraz zginanie międzywęzłowe.

4. Sztywność podparcia bocznego pasów dolnych kratownic płaskich

W przypadku ściskanych pasów dolnych kratownic płaskich ich długości wyboczeniowe z płaszczyzny ustroju $l_{e,z}$ są zazwyczaj duże. Dlatego, w celu ich skrócenia stosuje się odpowiednie stężenia prętowe poziome w płaszczyźnie pasów dolnych kratownicy lub stężenia międzywiązarowe [1]. Takie podejście jest słuszne, gdy zakłada się przegubowe połączenie obudowy dachowej z pasem górnym kratownicy płaskiej. W dachach bezpłatwowych, gdy blacha fałdowa jest odpowiednio połączona z pasem górnym kratownicy, poprzeczna sztywność skrętna ustroju ogranicza przemieszczenie boczne jej pasa dolnego. To sprężyste „zamocowanie” kratownicy w obudowie dachowej można uwzględnić w ocenie wyboczenia jej pasa dolnego z płaszczyzny ustroju. Przykłady takich połączeń blachy fałdowej z pasem górnym kratownicy pokazano na rys. 3.

Warunkiem zastosowania analizowanego modelu obliczeniowego oceny stateczności pasów dolnych z płaszczyzny ustroju, jest również odpowiednia konstrukcja kratownic. Połączenia ich prętów wykratowania powinny być o dostatecznej sztywności giętej oraz nośności w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju. Na przykład rurowe końcówki krzyżulców i słupków kratownic powinny być bez spłaszczeń i wyobłąń oraz całym obwodem przyspawane do pasów. Ich połączenia z pasami powinny być zaprojektowane na pełną nośność łączonego pręta wykratowania [1].



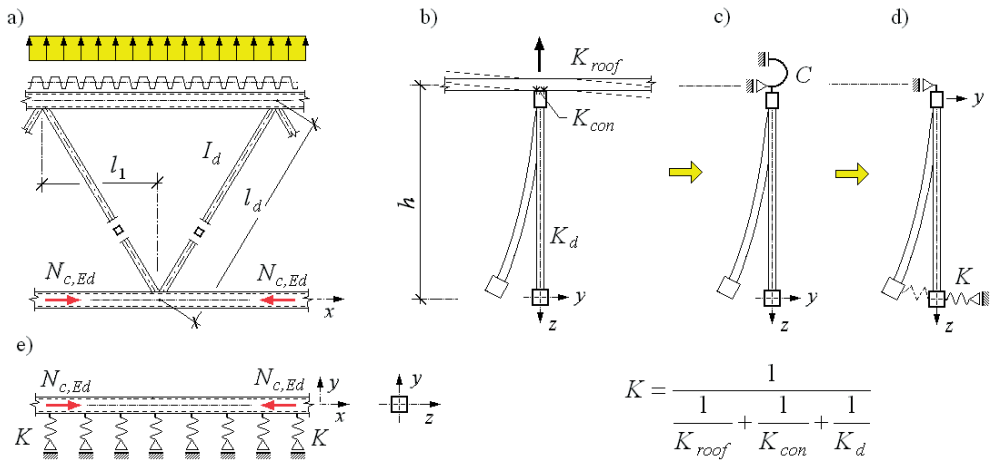
Rys. 3. Przykłady połączeń blachy fałdowej z pasem górnym kratownic, które usztywniają ich ściskane pasy dolne przed wyboczeniem z płaszczyzny ustroju, T – kratownica, CS – blacha fałdowa

W ocenie zachowania się kratownicy przyjmuje się jej ciągle nieprzesuwne podparcie w płaszczyźnie połąci dachu i sprężyste podparcie ze względu na obrót C (rys. 4c). Uproszczenie tego modelu polega, na zastąpieniu podparcia w osi pasa górnego przeciw skręcaniu o sprężystości C , podparciem liniowym pasa dolnego w kierunku prostopadłym do płaszczyzny kratownicy, o sprężystości równoważnej K (rys. 4d), którą wyznacza się ze wzoru:

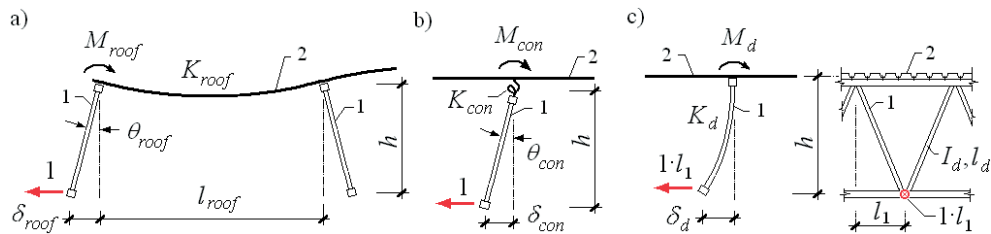
$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{roof}} + \frac{1}{K_{con}} + \frac{1}{K_d}}, \quad (5)$$

gdzie: K_{roof} – sprężystość giętna blachy fałdowej, K_{con} – sprężystość giętna połączenia blachy fałdowej z pasem górnym kratownicy, K_d – sprężystość giętna wykratowania kratownicy.

Sprężystości K_{roof} , K_{con} , K_d są obliczane na jednostkę długości pasa dolnego kratownicy. Schematy ich modeli obliczeniowych pokazano na rys. 4 i 5. W ocenie stateczności z płaszczyzny kratownicy pas dolny (swobodny) jest traktowany jak ściskany pręt na sprężystym podłożu obustronnym (tzn. przy wygięciu nie występuje odrywanie pręta od podłoża) o sprężystości zastępczej K i schemacie pokazanym na rys. 4e.



Rys. 4. Schematy modelu fizycznego i modeli obliczeniowych ściskanego pasa dolnego stężonego bocznie sprężystym połączeniem kratownicy płaskiej z dachową blachą fałdową



Rys. 5. Schematy wyznaczania sprężystości K_{roof} , K_{con} , K_d ; 1 – kratownica, 2 – blacha fałdowa

Sprężystość giętna blachy fałdowej K_{roof} (rys. 5a) wynosi:

$$K_{roof} = \frac{1}{\delta_{roof}}, \quad (6)$$

gdzie: δ_{roof} – przemieszczenie poziome pasa dolnego kratownicy od obciążenia jednostkowego, wynikające ze sztywności giętnej blachy fałdowej.

Moment zginający M_{roof} oraz kąt obrotu θ_{roof} w połączeniu pasa górnego z blachą fałdową od tego obciążenia jednostkowego wynosi:

$$M_{roof} = 1 \cdot h, \quad (7)$$

$$\theta_{roof} = \frac{M_{roof} l_{roof}}{2EI_{roof}} = \frac{hl_{roof}}{2EI_{roof}}, \quad (8)$$

gdzie: h – odległość między osią blachy fałdowej i osią pasa dolnego kratownicy, l_{roof} , I_{roof} – rozpiętość przęsła i moment bezwładności blachy fałdowej, E – moduł sprężystości podłużnej stali.

Przemieszczenie poziome pasa dolnego δ_{roof} od obciążenia jednostkowego wynosi:

$$\delta_{roof} = h\theta_{roof} = \frac{h^2 l_{roof}}{2EI_{roof}}. \quad (9)$$

Po uwzględnieniu (9) we wzorze (6) sprężystość giętą blachy fałdowej K_{roof} wynosi:

$$K_{roof} = \frac{2EI_{roof}}{h^2 l_{roof}}. \quad (10)$$

Model obliczeniowy oceny sprężystości giętej połączenia blachy fałdowej K_{con} pokazano na rys. 5b i oblicza się ją ze wzoru:

$$K_{con} = \frac{1}{\delta_{con}}, \quad (11)$$

gdzie: δ_{con} – przemieszczenie poziome pasa dolnego od obciążenia jednostkowego, wynikające ze sztywności połączenia blachy fałdowej z pasem górnym kratownicy.

Sprężystość połączenia K_{con} ma zazwyczaj największy wpływ na sztywność liniowego podparcia sprężystego K pasa dolnego kratownicy. Odkształcalność tego połączenia jest stosunkowo duża. Aby uzyskać jego wystarczającą sztywność stosuje się łączniki umieszczone naprzemiennie (rys. 3a) a niekiedy po 2 wkręty lub wstrzeliwane gwoździe w każdej dolinie fałdy blachy fałdowej (rys. 3b). Sprężystości połączenia K_{con} wyznacza się doświadczalnie, numerycznie lub oblicza się wg oszacowań zaproponowanych w [3].

W [3] podano zasady wyznaczania sprężystości obrotowej połączenia blachy fałdowej z belką (pasmem górnym kratownicy) $C_{D,A}$, którą wyznacza się ze wzoru:

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_A k_{bT}, \quad (12)$$

W (12) użyto oznaczeń wg [3]. Sztywność giętą połączenia K_{con} oblicza się ze wzoru:

$$K_{con} = \frac{C_{D,A}}{h^2}. \quad (13)$$

Model obliczeniowy oceny sztywności giętej wykratowania (słupków i krzyżulców) kratownicy K_d pokazano na rys. 5c. Sztywność giętą wykratowania K_d wynosi:

$$K_d = \frac{1}{\delta_d}, \quad (14)$$

gdzie: δ_d – przemieszczenie poziome pasa dolnego kratownicy od obciążenia jednostkowego, wynikające ze sztywności giętej prętów wykratowania.

W przypadku jednakowych prętów krzyżulców kratownicy jak na rys. 4a, przemieszczenie δ_d można obliczyć ze wzoru:

$$\delta_d = \frac{1 \cdot l_1 l_d^3}{3EI_d}, \quad (15)$$

w którym: l_1 – odległość między węzłem pasa górnego i węzłem pasa dolnego kratownicy, l_d, I_d – długość i moment bezwładności przekroju pręta wykratowania (rys. 5c).

Po uwzględnieniu (15) wzorze (14) sztywność giętna wykratowania K_d wynosi:

$$K_d = \frac{3EI_d}{l_1 l_d^3}. \quad (16)$$

5. Nośność ściskanego pasa dolnego stężonego bocznie sprężystym zamocowaniem kratownicy w obudowie dachowej

Schemat modelu obliczeniowego ściskanego pasa dolnego stężonego bocznie sprężystym „zamocowanie” kratownicy w obudowie dachowej pokazano na rys. 4e. W ocenie na wyboczenie z płaszczyzny kratownicy (względem osi z) jest on traktowany jako pręt ściskany na sprężystym podłożu (obustronnym) o sprężystości K .

Obciążenie krytyczne z płaszczyzny kratownicy (względem osi z) jednogłęziowego pasa dolnego sprężystie stężonego bocznie oblicza się ze wzoru:

$$N_{cr,z} = 2\sqrt{EI_z K}. \quad (17)$$

gdzie: I_z – moment bezwładności pasa dolnego kratownicy względem osi z .

Długość wyboczeniową jednogłęziowego ściskanego pasa dolnego z płaszczyzny kratownicy wyznacza się ze wzoru:

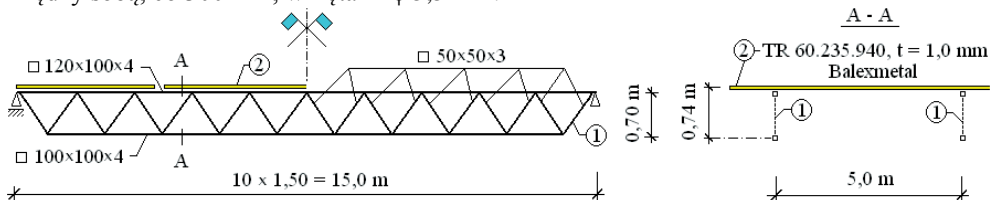
$$l_{ez} = \pi \sqrt[4]{0,25EI_z K^{-1}}. \quad (18)$$

6. Przykład

Analizowano płatwę kratową o rozpiętości $l = 15,0$ m (rys. 6). Jest ona obciążona obliczeniowym oddziaływaniem: „dociskowym” (ciężar własny + obciążenie śniegiem) $p = 1,30$ kN/m² oraz „unoszącym” (ciężar własny + ssanie wiatru) $s = -0,33$ kN/m².

Wysokość konstrukcyjna kratownicy wynosi $h_0 = 0,70$ m, odległość zaś między osią blachy fałdowej i osią pasa dolnego kratownicy wynosi $h = 0,74$ m (patrz rys. 3c).

Zastosowano trzyprzęsłowe blachy fałdowe TR 60.235.940 (Balxmetal), o grubości 1,00 mm, ze stali S320GD, w ułożeniu pozytyw i rozpiętości przęsła $l_{roof} = 5,0$ m. Moment bezwładności ich przekroju wynosi $I_{roof} = 65,55$ cm⁴/m. Są one połączone w każdej fałdzie z pasem górnym kratownicy wkrętami $\phi 6,3$ mm, z podkładkami o średnicy $d > 16$ mm oraz między sobą, co 300 mm, wkrętami $\phi 5,5$ mm.



Rys. 6. Schemat analizowanej płatwi kratowej, 1 – kratownica, 2 – blacha fałdowa

Pręty płatwi dano z rur wykonanych na gorąco, ze stali S275, o granicy plastyczności $f_y = 275$ MPa. Pas górny przyjęto z $\square 120 \times 100 \times 4,0$. Pas dolny płatwi zaprojektowano

z $\square 100 \times 100 \times 4,0$. Charakterystyki geometryczne jego przekroju wynoszą $A = 14,95 \text{ cm}^2$, $I_z = 226,0 \text{ cm}^4$. Maksymalna siła ściskająca w pasie dolnym wynosi $N_{c,Ed} = -66,30 \text{ kN}$. Krzyżulce płatwi, o długości $l_d = 1,03 \text{ m}$, dano z $\square 50 \times 50 \times 3,0$. Charakterystyki geometryczne ich przekroju wynoszą $A = 5,54 \text{ cm}^2$, $I_z = 20,20 \text{ cm}^4$.

Szytywność giętą blachy fałdowej K_{roof} wynosi:

$$K_{roof} = \frac{2EI_{roof}}{h^2 l_{roof}} = \frac{2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 65,55 \cdot 10^{-8}}{0,74^2 \cdot 5,0} = 100,55 \text{ kN/m}^2.$$

Szytywność obrotowa połączenia blachy fałdowej z pasem górnym kratownicy [3] wynosi:

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_A k_{bT} = 2,6 \cdot 1,0 \cdot 1,372 \cdot 0,787 \cdot 1,0 = 2,81 \text{ kNm/m}.$$

Szytywność giętą połączenia blachy fałdowej z pasem górnym kratownicy K_{con} wynosi:

$$K_{con} = \frac{C_{D,A}}{h^2} = \frac{2,81}{0,74^2} = 5,13 \text{ kN/m}^2.$$

Szytywność giętą wykratowania płatwi K_d wynosi:

$$K_d = \frac{3EI_d}{l_d^3} = \frac{3 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 20,20 \cdot 10^{-8}}{0,75 \cdot 1,03^3} = 155,28 \text{ kN/m}^2.$$

Szytywność liniowego podparcia sprężystego pasa dolnego kratownicy K wynosi:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{roof}} + \frac{1}{K_{con}} + \frac{1}{K_d}} = \frac{1}{\frac{1}{100,55} + \frac{1}{5,13} + \frac{1}{155,28}} = 4,73 \text{ kN/m}^2.$$

Obciążenie krytyczne z płaszczyzny kratownicy pasa dolnego wynosi:

$$N_{cr,z} = 2\sqrt{EI_z K} = 2\sqrt{210 \cdot 10^6 \cdot 226 \cdot 10^{-8} \cdot 4,73} = 94,76 \text{ kN}.$$

Smukłość względna pasa dolnego kratownicy wynosi:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{14,95 \cdot 10^2 \cdot 275}{94,76 \cdot 10^3}} = 2,08.$$

Dla obliczonej smukłości względnej i parametru imperfekcji $\alpha = 0,21$ (przyjęto krzywą obliczeniową a) współczynnik wybozczeniowy pasa dolnego wynosi $\chi = 0,209$. Obliczeniowa nośność na wybozczenie pasa dolnego z płaszczyzny kratownicy wynosi:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,209 \cdot 14,95 \cdot 10^2 \cdot 275}{1,0} = 85,93 \cdot 10^3 \text{ N} = 85,93 \text{ kN}.$$

Stopień wykorzystania nośności ściskanego pasa dolnego płatwi kratowej wynosi:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{66,30}{85,93} = 0,772.$$

Pas dolny płatwi kratowej spełnia wymagania stanu granicznego nośności.

7. Uwagi wnioski końcowe

Blachy fałdowe odpowiednio połączone z pasem górnym kratownic mogą być uwzględniane w ocenie stateczności z płaszczyzny ustroju zarówno ich pasów górnych, jak i pasów dolnych. Przyjęcie w obliczeniach poszycia dachowego jako zabezpieczenie przed utratą stateczności pasów kratownic, wymaga szczególnie starannego wykonawstwa połączeń blachy fałdowej z ich pasem górnym, a także m.in. kontroli ich jakości.

Usztywnienie boczne tarczą z blach fałdowych zazwyczaj skutecznie zabezpiecza pasy górne kratownic płaskich przed ich wyboczeniem w płaszczyźnie połąci dachu. Ponadto, w niektórych przypadkach, sztywność skrętna ustroju złożonego z poszycia dachowego połączonego z kratownicą płaską ogranicza przemieszczenia boczne jej pasa dolnego. Wówczas to sprężyste „zamocowanie” kratownicy w obudowie dachowej można uwzględnić w ocenie wyboczenia ściskanego pasa dolnego z płaszczyzny ustroju.

Z wykonanych analiz wynika, że największy wpływ na boczne usztywnienie stabilizacyjne pasów dolnych kratownic ma sztywność giętna połączeń blachy fałdowej z ich pasem górnym. Powinno się ją wyznaczać doświadczalnie lub określać stosując zaawansowane modele numeryczne.

Literatura

- 1 Biegus A. Stalowe budynki halowe. Arkady, Warszawa, 2003.
- 2 Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M. Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. Polskie Wydawnictwo Techniczne, 2006.
- 3 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. PKN, Warszawa, 2008.
- 4 J. Gozzi, Design of roof trusses, Access-Steel SN027a-EN-EU, www.steel-access.com.
- 5 prEN 1090-4 Execution of steel structures and aluminium structures. CEN/TC 135 - N 661. Brussels, 2013.

Corrugated sheet as a bracing of flat truss chords at their out-plane buckling

Antoni Biegus

*Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology,
e-mail: antoni.biegus@pwr.wroc.pl*

Abstract: Corrugated sheet properly connected with the upper chord of the flat truss can be taken into account in the assessment of the out-plane stability of the upper and bottom chord as well. The term of lateral bracing by the corrugated roof sheeting in purlinless truss chords was discussed. The calculation models for assessment of the lateral supporting of the bottom truss chords as the flexible restraint in the roof corrugated sheets were given. The procedures of the assessment of resistance due to out-plane buckling of the bottom truss chord braced by roof sheeting were presented.

Keywords: flat truss, corrugated sheet, lateral bracing of chord

Najbardziej niekorzystne imperfekcje geometryczne stalowych powłok sferycznych

Paweł Błażejowski¹, Jakub Marcinowski²

^{1,2} Instytut Budownictwa, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski,
e-mail: ¹P.Blazejowski@ib.uz.zgora.pl; ²J.Marcinowski@ib.uz.zgora.pl

Streszczenie: Stalowe powłoki sferyczne obciążone ciśnieniem zewnętrznym narażone są na utratę stateczności, która najczęściej decyduje o ich nośności. Występujące w tego typu konstrukcjach imperfekcje geometryczne mogą znacząco wpłynąć na obniżenie nośności powłoki. Analizowane dotychczas formy imperfekcji, w postaci pierwszej i drugiej formy wyboeczeniowej, nie wyczerpują możliwych do zaobserwowania w rzeczywistości niedoskonałości geometrycznych. Zestawienie i porównanie innych, spotykanych w praktyce imperfekcji geometrycznych pozwoli określić najbardziej niekorzystną z nich. Dodatkowe uwzględnienie normowych amplitud imperfekcji, dla każdej z form, pozwoliło określić przedziały amplitud, w których dana forma jest rzeczywiście najbardziej niekorzystna. Taka informacja pozwoli inżynierom uniknąć błędnego przyjęcia najbardziej niekorzystnej imperfekcji dla założonej klasy wykonania powłoki sferycznej.

Słowa kluczowe: powłoki sferyczne, utrata nośności, MES, imperfekcje geometryczne

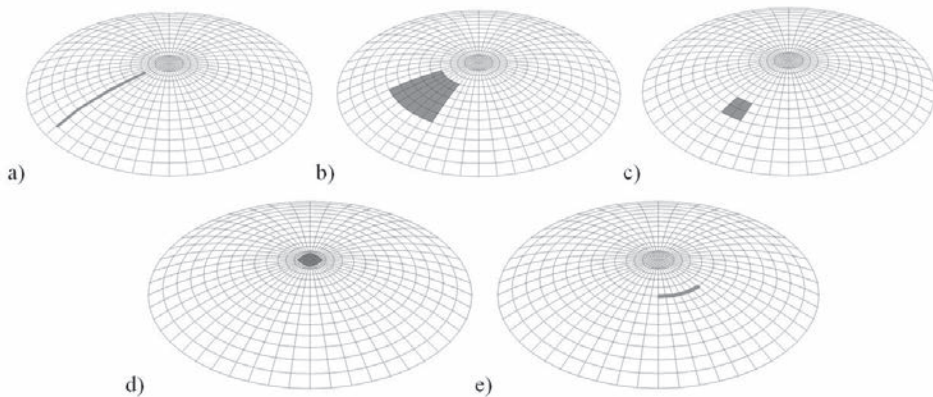
1. Wprowadzenie

Głównym kryterium określającym nośność stalowych powłok sferycznych obciążonych równomiernie rozłożonym ciśnieniem zewnętrznym, jest ich stateczność. Zapisy zawarte w [1] dokładnie określają jakich procedur należy użyć w celu wyznaczenia granicznego stanu niestateczności LS3. Procedury te, bazujące na zaawansowanych analizach numerycznych, wymuszają na inżynierach znajomość złożonych zagadnień MES. Dlatego też autorzy w pracy [2] zaproponowali zastosowanie łatwych w użyciu wzorów określających krytyczną nośność wyboeczeniową powłoki p_{Rcr} oraz plastyczną nośność powłoki p_{Rpl} . Wyznaczenie ich jest pierwszym podstawowym krokiem do oszacowania końcowej nośności wyboeczeniowej. Kolejnym równie ważnym zagadnieniem jest określenie nośności wyboeczeniowej powłoki uwzględniającej nieliniowość materiałową i geometryczną. Nośność tę można uzyskać z analiz GMNIA definiując w numerycznym modelu obliczeniowym wstępne imperfekcje geometryczne powłoki oraz wprowadzając nieliniowy model materiałowy. Procedurę tę przedstawiono również w pracy [2], a szerzej opisano w pracy [3].

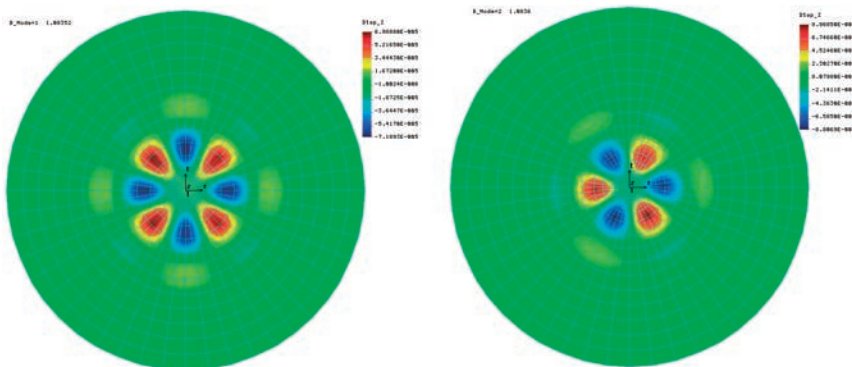
Przedstawione dotychczas badania, bazujące na analizach GMNIA, uwzględniały jedynie imperfekcje geometryczne w postaci pierwszej i drugiej formy wyboeczeniowej otrzymanej z analizy LBA. Nie rozpatrywano innych, mogących wystąpić w rzeczywistości, form imperfekcji. Dlatego też autorzy niniejszej pracy postanowili poddać wnikliwej analizie 7 różnych form imperfekcji o amplitudach w zakresie $0,01t - 2,0t$. Przeprowadzenie tego typu porównania pozwoli określić, która forma imperfekcji w największym stopniu wpływa na redukcję końcowej nośności wyboeczeniowej i w jakim zakresie amplitudy ona występuje.

2. Rodzaje rozpatrywanych imperfekcji

W pracy rozpatrywanych będzie siedem różnych form imperfekcji o zmiennej amplitudzie. W pierwszej kolejności analizie poddane zostaną imperfekcje wynikające z możliwości pojawienia się niedoskonałości, związanych z jakością i technologią wykonania powłok sferycznych, a następnie imperfekcje w postaci pierwszej i drugiej formy wyboczeniowej analizowanego układu.



Rys. 1. Rozpatrywane formy imperfekcji



Rys. 2. Pierwsza i druga forma wyboczeniowa

Pierwszą badaną imperfekcją geometryczną jest imperfekcja w postaci liniowego południkowego zakłębnięcia, odpowiadająca ewentualnym niedoskonałościom powstałym przy pracach spawalniczych. Zakłębnięcie to rozciąga się na prawie całej długości tworzącej powłoki (Rys 1a). Druga imperfekcja odpowiada zakłębnięciu powierzchniowemu powłoki sferycznej. Zakłębnięcie to roboczo nazwane DIMPLE znajduje się w 2/3 długości tworzącej, a jego powierzchnia wynosi około $2,10 \text{ m}^2$ dla powłoki o powierzchni $65,63 \text{ m}^2$. (Rys. 1b). Trzecią imperfekcją jest również zakłębnięcie powierzchniowe, tym razem o mniejszej powierzchni oddziaływania, około $0,40 \text{ m}^2$ (Rys. 1c). Czwarta imperfekcja zlokalizowana jest na szczycie powłoki. Ma ona postać zakłębnięcia powierzchniowego o powierzchni około $0,12 \text{ m}^2$ (Rys. 1d). Piątą imperfekcją odpowiada liniowemu zakłębnięciu równoleżnikowemu i podobnie jak pierwsza symulować ma niedoskonałości spowodowane pracami spawalniczymi. Rozciąga się ona na długość około jednego metra (Rys. 1e). Dwie ostatnie z rozpatrywanych imperfekcji (6 i 7) odpowiadają pierwszej i drugiej formie

wyoboczeniowej analizowanej powłoki. Były one przedmiotem rozważań zawartych w pracach [2] i [3]. Przedstawiono je na rysunku 2.

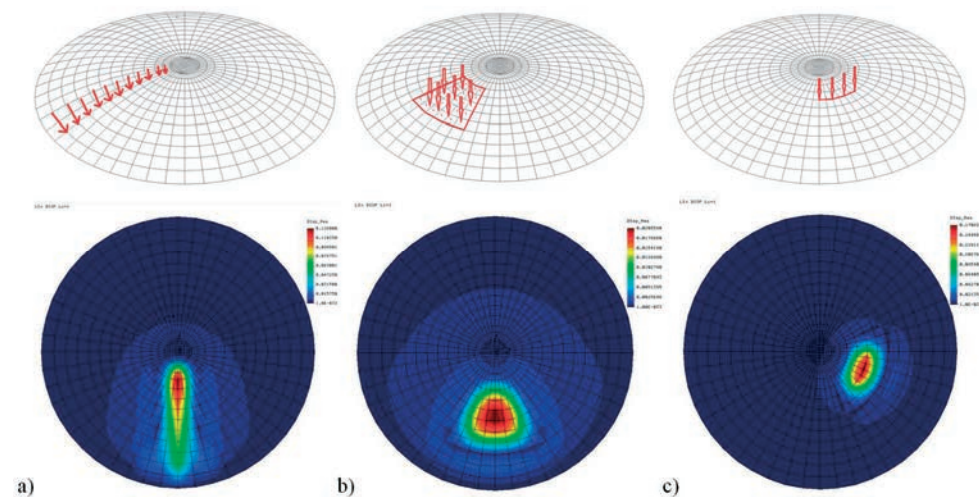
3. Tworzenie geometrii na potrzeby analizy GMNIA

W celu stworzenia wyjściowych geometrii powłok sferycznych, uwzględniających zakładane formy imperfekcji, posłużono się systemem COSMOS/M bazującym na metodzie elementów skończonych [4]. W modelu dyskretnym składającym się z 720 elementów skończonych o łącznej liczbie 4182 stopni swobody, wykorzystano powłokowe czterowęzłowe elementy skończone o nazwie SHELL 4.

Prowadzone dotychczas prace obejmują swym zakresem jedną rodzinę powłok sferycznych o ustalonych parametrach: promień $R = 8000$ mm, grubość $t = 16$ mm, granica plastyczności materiału $f_{yk} = 235$ MPa, moduł Young'a $E = 205$ GPa, współczynnik Poissona $\nu = 0,3$, połówkowy kąt rozwarcia powłoki $\varphi = 30^\circ$, sztywne zamocowanie określane symbolem BC2 w [1]. Przedmiotem rozważań są powłoki obciążone równomiernie rozłożonym ciśnieniem zewnętrznym.

Przystępując do analiz GMNIA dodatkowo zdefiniowano materiał biliniowy o niewielkim module wzmocnienia wynoszącym $E_T = 205$ Pa oraz wprowadzano kolejno różne formy imperfekcji geometrycznych o zmiennych amplitudach.

Kształty poszczególnych form imperfekcji uzyskano wykonując sprężyste analizy statyczne powłok obciążonych w sposób pokazany na rysunkach 3a-c. Wynikiem tych analiz były przemieszczenia (Rys. 3a-c), które po znormalizowaniu do żądanej wielkości amplitudy (w zakresie $0,1t$ do $2,0t$) nakładano na geometrię wyjściową. Ten stan był wolny od naprężeń początkowych.

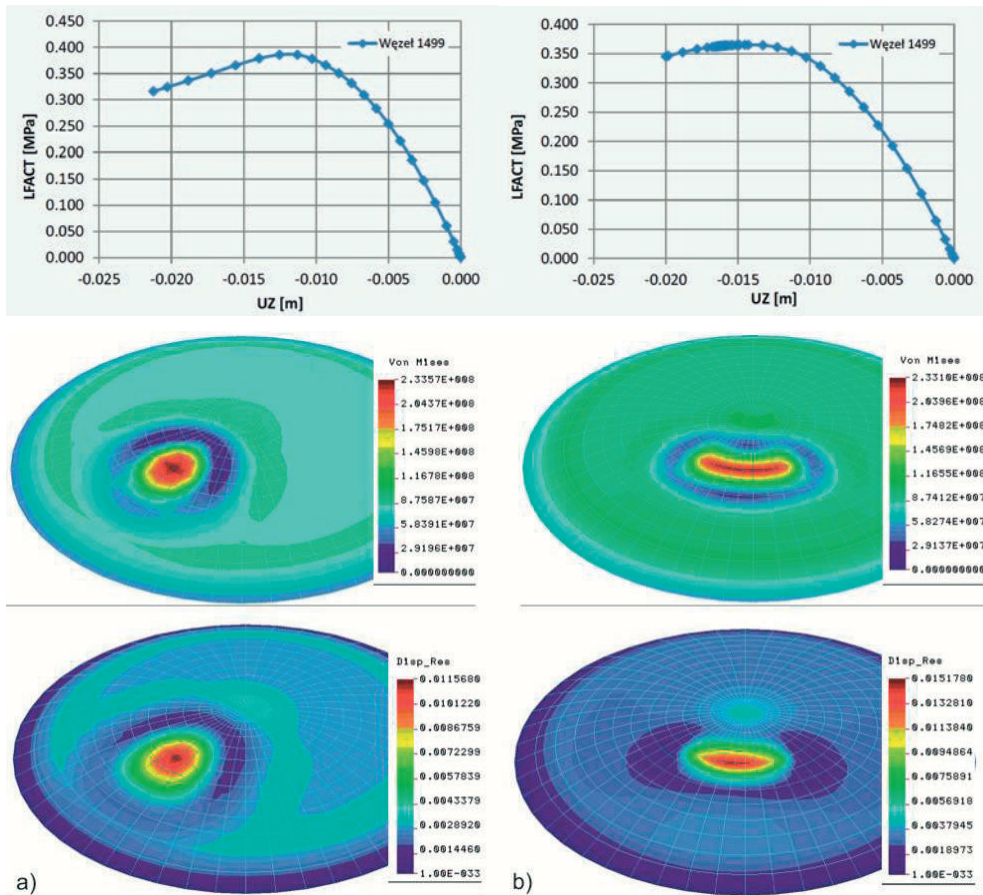


Rys. 3. Schematy obciążenia powłok sferycznych i odpowiadające im przemieszczenia

4. Analizy GMNIA

Stworzenie geometrii poszczególnych form imperfekcji o żądanych amplitudach oraz zdefiniowanie materiału biliniowego było podstawą do rozpoczęcia analiz GMNIA dla rozpatrywanej rodziny powłok sferycznych. W analizach tych za ostateczny poziom wyczerpania nośności wyoboczeniowej uznawano wartość obciążenia, przy którym dochodzi

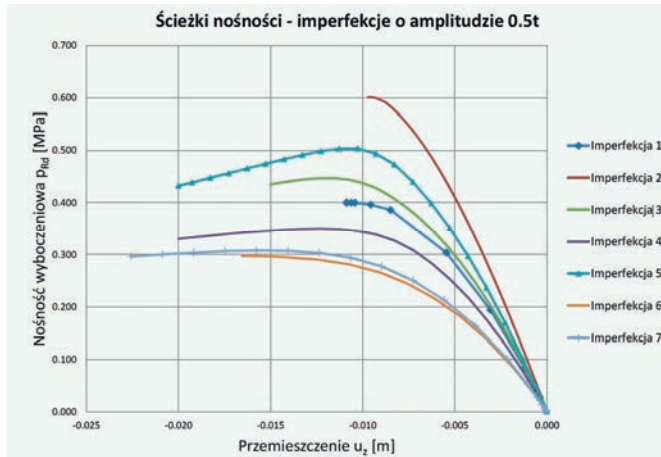
do całkowitego uplastycznienia. Za tę wartość uznawano moment, gdy wykres krzywej nośności dla analizowanego węzła wyraźnie się przelamywał lub przybierał postać linii poziomej, nie wykazując tendencji do wzmocnienia. Przykładowe wyniki z analizy GMNIA pokazano poniżej na rysunku 4, gdzie podpunkt *a* przedstawia imperfekcję 2, a podpunkt *b* – imperfekcję 5. Na rysunkach tych widać wykresy krzywych nośności jak i formy odkształcenia powłoki w chwili całkowitego wyczerpania nośności wyoboczeniowej oraz zakres i wartość naprężeń uogólnionych wynikających z hipotezy Hubera-Misesa-Hencky’ego.



Rys. 4. Analiza GMNIA dla powłok z imperfekcją 2 i 5 o amplitudzie równej 1,0r

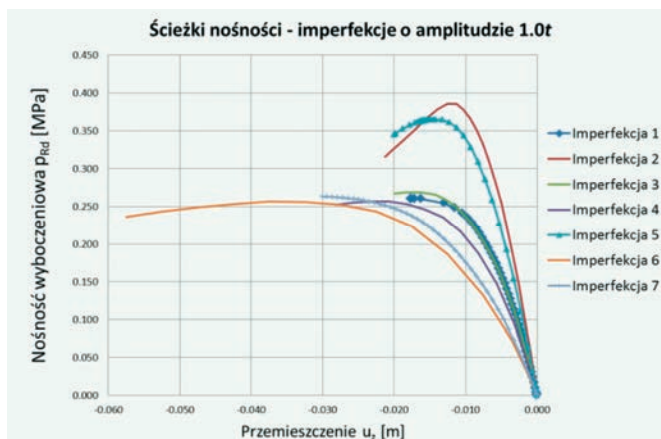
Jak można zaobserwować na powyższych wykresach, przedstawiających ścieżki nośności powłoki sferycznej, nie ma żadnych wątpliwości co do określenia poziomu ciśnienia powodującego wyczerpanie nośności analizowanego układu. Z kolei forma odkształceń w końcowym momencie przybiera spodziewany kształt, zgodny z zadeklarowaną imperfekcją.

Przydatnym zabiegiem, przy określaniu najbardziej niekorzystnej formy imperfekcji, jest zestawienie na jednym wykresie ścieżek nośności analizowanych geometrii o tej samej wartości amplitudy. Zestawienie takie pozwoli jednoznacznie określić którą formę imperfekcji obciążona analizowaną wielkością amplitudy jest w tym momencie najbardziej niekorzystna dla rozpatrywanego układu.



Rys. 5. Nośność wyoboczeniowa p_{Rd} w funkcji przemieszczenia. Amplituda imperfekcji wielkości $0,5t$

Na rysunku 5, który przedstawia ścieżki nośności powłok sferycznych z zadanymi imperfekcjami o jednakowej amplitudzie, wynoszącej $0,5t$, doskonale widać, która z form jest najbardziej niekorzystna. Jest to imperfekcja 6 w postaci pierwszej formy wyoboczeniowej rozpatrywanego układu. Wystąpienie tego rodzaju imperfekcji prowadzi do obniżenia końcowej nośności wyoboczeniowej powłoki do wartości $p_{Rd} = 297$ kPa. Z kolei formą imperfekcji, która w najmniejszym stopniu wpływa na spadek nośności rozpatrywanej powłoki jest imperfekcja 2 w postaci powierzchniowego zakłębnięcia zajmującego około $2,10$ m². Powłoka sferyczna z taką imperfekcją o amplitudzie $0,5t$ charakteryzuje się nośnością $p_{Rd} = 601$ kPa. Należy również zwrócić uwagę na wartość przemieszczenia u_z w chwili wyczerpania nośności w poszczególnych przypadkach. Najmniejszą wartością przemieszczenia u_z przy której powłoka nie wykazuje zdolności do dalszego przenoszenia obciążenia jest wartość $u_z = -0,009$ m. Ma to miejsce przy drugiej imperfekcji o kształcie dużego powierzchniowego zakłębnięcia. Imperfekcje 6 i 7 najbardziej obniżają nośność układu lecz ma to miejsce przy znacznie większym przemieszczeniu.

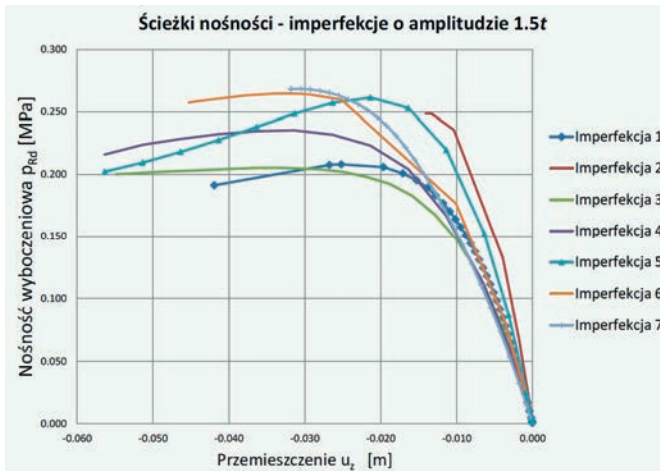


Rys. 6. Nośność wyoboczeniowa p_{Rd} w funkcji przemieszczenia. Amplituda imperfekcji wielkości $1,0t$

Zwiększenie amplitudy imperfekcji do wartości $1,0t$ powoduje zmianę przebiegu ścieżek równowagi (Rys. 6). Uwidaczniają się dwie grupy ścieżek: pierwsza grupa wykazująca wyższą nośność powłoki wynoszącą $p_{Rd} = 365-386$ kPa, obejmuje imperfekcje 2 i 5.

Nośności te uzyskiwane są przy małym dopuszczalnym przemieszczeniu u_z . Druga grupa krzywych, które wykazują bardzo zbliżony poziom nośności zawiera w sobie dotychczas najbardziej niekorzystne imperfekcje 6 i 7 oraz imperfekcje 1, 3, 4. Nośność ich zawiera się w przedziale $p_{Rd} = 255-265$ kPa. W drugim przypadku wyczerpanie nośności nastąpi przy różnych wartościach przemieszczenia u_z , od $-0,011$ aż do $-0,038$ m.

Dalsze zwiększenie wielkości amplitudy, do wartości $1,5t$, prowadzi do objawienia się innych najbardziej niekorzystnych imperfekcji analizowanego układu. Zostało to przedstawione na rysunku 7. Wystąpienie imperfekcji 6 i 7, uważanych dotychczas za najgorsze, sprawia że nośność powłoki przybiera wartości najwyższe z rozpatrywanych $p_{Rd} = 268$ kPa. Wyczerpanie nośności zachodzi przy przemieszczeniu około $u_z = -0,030$ m. Przy analizowanej wartości amplitudy za najbardziej niekorzystne formy imperfekcji uważa się imperfekcję 1 w postaci południkowego zakłębienia, oraz imperfekcję 3 w postaci małego powierzchniowego zakłębienia. Najniższa wartość nośności wynosi $p_{Rd} = 205$ kPa.

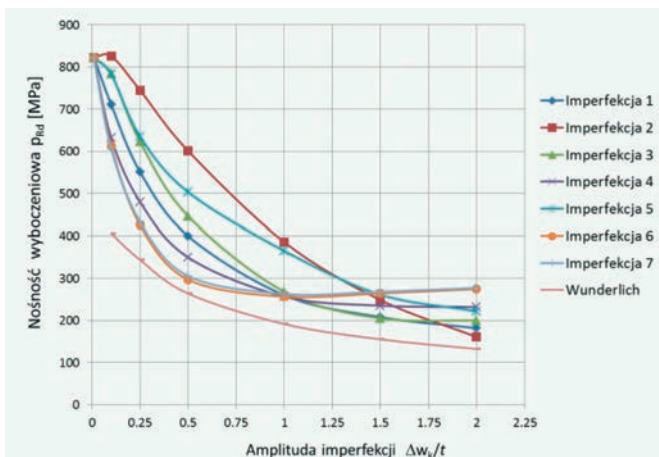


Rys. 7. Nośność wybocheniowa p_{Rd} w funkcji przemieszczenia. Amplituda imperfekcji wielkości $1,5t$

Na podstawie przedstawionych powyżej analiz można jednoznacznie stwierdzić jakie formy imperfekcji są najbardziej niekorzystne dla analizowanej rodziny powłok sferycznych. Rysunki 4-6 trafnie ukazują w jaki sposób zmienia się wybór najbardziej niekorzystnej imperfekcji lecz zestawienie wszystkich krzywych nośności na jednym wykresie, na którym uzależnimy nośność wybocheniową p_{Rd} od wielkości amplitudy $\Delta w_k/t$ pozwoli spojrzeć na zagadnienie bardziej globalnie. Wówczas łatwiej będzie można określić, które formy są najbardziej niekorzystne i w jakim zakresie amplitud one występują.

Rozpatrując rezultaty analiz GMNIA z różnymi imperfekcjami o zmiennej wartości amplitudy, od $0,01t$ do $2,0t$ można zaobserwować zmianę najbardziej niekorzystnej formy imperfekcji dla badanej powłoki sferycznej (Rys. 8). W zakresie od $0,01t$ do $1,0t$ imperfekcją, która powoduje uzyskanie najniższych wartości nośności wybocheniowej powłoki jest imperfekcja w postaci pierwszej i drugiej formy wybocheniowej. Następnie w punkcie o amplitudzie równej $1,0t$ dochodzi do zrównania poziomów nośności p_{Rd} w większości przypadków. Widać to także na rysunku 6. Kolejny wyraźny przedział, w którym uwidacznia się najbardziej niekorzystna imperfekcja to przedział pomiędzy $1,0t$ a $1,75t$. W tym zakresie imperfekcje 1 i 3 powodują obniżenie końcowej wartości nośności do najniższych z rozpatrywanych w tym przedziale. Wystąpienie imperfekcji o amplitudzie większej aniżeli $1,75t$ sprawia, iż najbardziej niekorzystną staje się forma odpowiadająca dużemu po-

wierzchniowemu zakłębieniu. Jest to imperfekcja 2. W tym zakresie wyraźnie widać mocną tendencję spadku wartości nośności wybocheniowej powłoki. Możliwe jest uzyskanie niższych wartości aniżeli te uzyskane za pomocą wzorów rekomendowanych w EDR 5th [5], których autorem jest W. Wunderlich. Krzywą nośności wyznaczoną zgodnie z zapisami zawartymi w [5] pokazano na rysunku 8, a sposób jej wyznaczania przedstawiono w pracy [2]. Krzywa ta ma charakter obwiedni krzywych wyznaczonych przez Autorów. Dla znacznego zakresu amplitud imperfekcji szacuje nośność na poziomie znacznie niższym niż by to wynikało z rozwiązań zaprezentowanych w tej pracy. Oznacza to, że mamy do czynienia z pewnym niedoszacowaniem nośności.



Rys. 8. Nośność wybocheniowa P_{Rd} w funkcji amplitudy imperfekcji

5. Podsumowanie

Próba określenia najbardziej niekorzystnej imperfekcji geometrycznej, występującej w konkretnej rodzinie powłok sferycznych, pozwoliła na zdefiniowanie jej formy, jak również określenie zakresów amplitud w jakich będzie ona występowała. Okazało się, że zmiana wartości amplitudy wpływa znacząco na wybór imperfekcji prowadzącej do największego obniżenia nośności wybocheniowej. Wyszczególniono trzy przedziały: od 0,01t do 1,0t w którym to najbardziej niekorzystna jest imperfekcja w postaci pierwszej i drugiej formy wybocheniowej; od 1,0t do 1,75t, gdzie najbardziej niekorzystne są imperfekcje w postaci południkowego oraz małego powierzchniowego zakłębienia; oraz zakres powyżej 1,75t, gdzie najbardziej niekorzystne jest duże powierzchniowe zakłębienie powłoki. Takie wyszczególnienie, w praktyce, daje inżynierom możliwość konkretnego przyjęcia najbardziej niekorzystnej imperfekcji i jej amplitudy w analizowanym przez siebie zadaniu. Ponadto wyznaczenie powyższych przedziałów może stać się przyczynkiem do dyskusji nad zmianą wartości amplitud w odniesieniu do klasy jakości wykonania stalowych powłok sferycznych. W chwili obecnej obowiązuje podział na trzy klasy jakości wykonania: klasa A (najwyższa), B (wysoka), C (normalna) dla których tolerancje odpowiednio wynoszą: 0,006 m; 0,010 m; 0,016 m. Należy przy tym zauważyć, że nie są one uzależnione od grubości wykonywanej powłoki, a fakt ten może znacząco obniżyć nośność projektowanej konstrukcji.

Literatura

- 1 EN 1993-1-6. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-6: Strength and stability of shell structures.
- 2 Błażejowski P., Marcinowski J. A new approach to the buckling resistance assessment of pressurized spherical shells. Shell Structures, Theory and Applications - SSTA : proceedings of the 10th conference. Gdańsk, Polska, 2013 .- London : Taylor & Francis Group, 2014, s. 179-182.
- 3 Błażejowski P., Marcinowski J. Buckling resistance of steel spherical roofs subjected to an external pressure. Proceedings of stability of structures : XIII-th symposium. Zakopane, Polska, 2012 . Łódź : Katedra Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Politechniki Łódzkiej, 2012, s. 185-192.
- 4 COSMOS/M, Finite Element Analysis System, Version 2.5, Structural Research and Analysis Corporation, Los Angeles, California, 1999.
- 5 Buckling of Steel Shells. European Design Recommendations 5th Edition. Eds: J. M. Rotter and H. Schmidt. Published by ECCS, 2008.

Most adverse geometrical imperfections of steel spherical shells

Paweł Błażejowski¹, Jakub Marcinowski²

^{1,2} *Institute of Building Engineering, Civil and Environmental Engineering Faculty,
University of Zielona Góra, e-mail: ¹P.Blazejowski@ib.uz.zgora.pl; ²J.Marcinowski@ib.uz.zgora.pl*

Abstract: Steel, spherical shells subjected to an external pressure are exposed to the loss of stability and such a phenomenon determines the global resistance of such shells. Unavoidable, geometric imperfections present in this class of shells affect significantly global resistance of shells. The imperfection form corresponding to the first and second buckling modes, analysed in previous works of authors, do not cover all possible and observed in reality imperfection modes. The specification and comparison of other imperfections encountered in practice will allow to identify the most adverse ones. Additionally to the imperfection forms also their amplitudes were analysed. Consequently the ranges in which considered imperfection form is in fact the most adverse were determined. On the basis of this knowledge, the designer can choose the most adverse imperfection mode for given quality fabrication class of the shell.

Keywords: spherical shell, geometrical imperfections, FEM, the worst imperfection, buckling resistance, GMNIA.



UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Pierwszy z autorów jest stypendystą w ramach Poddziałania 8.2.2 „Regionalne Strategie Innowacji”, Działania 8.2 „Transfer wiedzy”, Priorytetu VIII „Regionalne Kadry Gospodarki” Programu Operacyjnego Kapitał Ludzki współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Społecznego Unii Europejskiej i z budżetu państwa

Współczynniki częściowe w ocenie nośności elementów stalowych o przekroju klasy 4

Marian Giżejowski¹, Zbigniew Stachura²

^{1,2} Instytut Inżynierii Budowlanej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: ¹m.gizejowski@il.pw.edu.pl, ²z.stachura@il.pw.edu.pl

Streszczenie: Przedstawiono zagadnienia oceny współczynnika częściowego do nośności elementów stalowych o przekroju klasy 4. Na tle porównania ogólnego podejścia do oceny nośności elementów stalowych konstrukcji prętowych, przedstawiono szczegółowe zagadnienia dotyczące sposobu obliczenia współczynników redukcyjnych niestateczności miejscowej wg eurokodów i zastępowanych norm krajowych. Rozważania dotyczące nośności ścianek przekrojów posłużyły do oceny wyboczenia elementów ściskanych i zwirzenia elementów zginanych o przekrojach klasy 4.

Słowa kluczowe: elementy stalowe, nośność, stateczność miejscowa, współczynnik częściowy, przekrój klasy 4

1. Uwagi wstępne

Wskaźnik wykorzystania nośności WWN_{ult} prętowych konstrukcji stalowych jest w procedurze projektowania na podstawie efektów oddziaływań obliczany niezależnie dla warunków:

- stanu granicznego nośności najbardziej wyczerpanego przekroju pręta (współczynnik częściowy do nośności γ_{M0} i wskaźnik wykorzystania nośności WWN_c),
- stanu granicznego stateczności pręta stanowiącego liniowy element składowy modelu konstrukcji prętowej (współczynnik częściowy do nośności γ_{M1} i wskaźnik wykorzystania nośności WWN_b),
- stanu granicznego nośności węzła stanowiącego punktowy element składowy modelu konstrukcji prętowej (współczynnik częściowy do nośności γ_{Mj} i wskaźnik wykorzystania nośności WWN_j).

W normalizacji projektowania według eurokodów oznacza to, że stan graniczny konstrukcji projektowanej na podstawie efektów oddziaływań jest oceniany z niezawodnościowego modelu szeregowego (najslabszego ogniwa konstrukcji), a więc jest identyfikowany z największym wskaźnikiem wykorzystania nośności ze wskaźników ocenianych dla zbioru „i” elementów prętowych i zbioru „k” elementów węzłowych:

$$WWN_{ult} = \max_{i,k} \left[\max_i (WWN_{c,i}; WWN_{b,i}); \max_k (WWN_{j,k}) \right] \quad (1)$$

- Jeżeli nośność elementów konstrukcji prętowych odnosi się do nominalnych wartości:
- cech wytrzymałościowych materiału (na poziomie wartości gwarantowanych przez producentów wyrobów hutniczych, odpowiednio do znaku stali),
 - cech geometrycznych przekroju na poziomie wymiarów nominalnych ujętych w tablicach wyrobów hutniczych (pola przekroju, wskaźnika wytrzymałości, przekroju czynnego przy ścinaniu, itd., odpowiednio do rodzaju efektu oddziaływań), a także

- c) niezależnych od znaku stali modułów odkształcalności podłużnej i poprzecznej (na poziomie wartości średnich ze statystyk empirycznych), to wymagane sprawdzenie nośności konstrukcji dotyczy trzech różnych sytuacji obliczeniowych i adekwatnych do tej sytuacji warunków nośności:
- 1) sprawdzenia jedynie warunku nośności przekroju, gdy element konstrukcji można uważać za krępy, tzn. dla którego charakterystyczna wartość smukłości względnej spełnia warunek $\bar{\lambda}_{b,k} \leq 0,2$ lub gdy element jest skutecznie zabezpieczony przed ogólną utratą stateczności przez trwale połączone z nim ciągłe elementy usztywniające,
 - 2) sprawdzenia obu warunków w przypadku, gdy element jest narażony na niestateczność ogólną, tzn. gdy $\bar{\lambda}_{b,k} > 0,2$ lub gdy rozważany element nie jest na trwale połączone z innymi elementami konstrukcyjnymi, stanowiącymi dyskretne lub ciągłe usztywnienia rozpatrywanego elementu konstrukcji,
 - 3) sprawdzenia jedynie warunku nośności (stateczności) elementu, gdy element konstrukcji można uważać za smukły, tzn. dla którego ustalona obliczeniowo swobodna długość między trwałymi podporami dyskretnymi skutecznie zabezpieczającymi element przed ogólną utratą stateczności zapewnia spełnienie warunku $\bar{\lambda}_{b,k} \geq 1,5$.

Wprowadzając wskaźnik smukłości β o postaci:

$$\beta = \frac{1}{1 + (\bar{\lambda}_{b,k})^{-1}} \quad (2a)$$

zmieniający się w granicach od zera do jedności, można zilustrować funkcję współczynnika częściowego do nośności $\gamma_M(\beta)$ w trzech podanych wyżej sytuacjach obliczeniowych jak pokazano na Rys. 1. Należy zauważyć, że:

$$\bar{\lambda}_{b,k} = \frac{\beta}{1 - \beta} \quad (2b)$$

gdzie eurokodowa, nominalna smukłość względna elementu:

$$\bar{\lambda}_{b,k} = \sqrt{\frac{S_{c,Rk}}{S_{cr,k}}} \quad (3)$$

oraz: $S_{c,Rk}$ – charakterystyczna nośność przekroju zależna od jego klasy,

$$S_{cr,k} = \frac{\pi^2 EC_b}{\lambda_b^2} \text{ – nominalna nośność krytyczna,}$$

$E = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ – nominalna wartość modułu odkształcalności podłużnej stali,
 C_b – nominalna wartość cechy geometrycznej przekroju odpowiadającej nośności krytycznej (w przypadku wyboczenia – pole przekroju brutto lub w przypadku zwichrzenia – wskaźnik wytrzymałości brutto w płaszczyźnie mniejszej bezwładności przekroju),

λ_b – smukłość odpowiadająca formie utraty ogólnej stateczności (w przypadku wyboczenia - $\lambda = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr,k}}}$, w przypadku zwichrzenia zaś - $\lambda_{LT} = \pi \sqrt{\frac{EW_z}{M_{cr,k}}}$).

Linia pozioma $\gamma_M(\beta) = \gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$ oznaczona na Rys. 1 przez (1) odpowiada sytuacji podanej w Załączniku krajowym do eurokodu stalowego EN 1993-1-1, wdrożonego w kraju jako PN- EN 1993-1-1 [1]. Dodatkowo naniesiono współczynnik częściowy $\gamma_M(\beta)$

odpowiadający nośności elementów ocenianych wg reguł zastępowanych norm krajowych, tzn. PN-90/B-3200 [2]. Z uwagi na zależność współczynnika materiałowego od znaku stali oraz przyjęcia wielokrotnych krzywych niestateczności ogólnej, podano granice (2) obszaru zmienności współczynnika $\gamma_M(\beta)$, przy czym uwzględniono przeliczenie smukłości względnej $\bar{\lambda}_{PN}$ z normy [2] na odpowiadającą jej smukłość eurokodową $\bar{\lambda}_{b,k}$ [1]:

$$\bar{\lambda}_{PN} = \bar{\lambda}_{b,d} = \sqrt{\frac{1,33}{\gamma_s} \frac{2}{1 + \frac{E_k}{E}} \frac{S_{c,Rk}}{S_{cr,k}}} = \frac{1,17}{\sqrt{\gamma_s}} \bar{\lambda}_{b,k} \quad (4)$$

oraz

$$\gamma_M(\beta) = \frac{S_{b,Rk}}{S_{b,Rd}} = \frac{S_{c,Rk}}{S_{c,Rd}} \frac{\varphi(\bar{\lambda}_{b,k})}{\varphi(\bar{\lambda}_{b,d})} = \gamma_s \frac{\varphi(\bar{\lambda}_{b,k})}{\varphi\left(\frac{1,17}{\sqrt{\gamma_s}} \bar{\lambda}_{b,k}\right)} \approx \gamma_s \left(\frac{1 + \left(\frac{1,35}{\gamma_s} \bar{\lambda}_{b,k}^2\right)^n}{1 + \left(\bar{\lambda}_{b,k}^2\right)^n} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (5)$$

gdzie:

$\varphi(X)$ – współczynnik wybocheniowy według [2] w funkcji parametru smukłości X ,
 E_k, \bar{E} – wartości charakterystyczna (kwantyl 5%-owy) i wartość średnia statystyki empirycznej, której parametry przedstawiono w pracy [3],

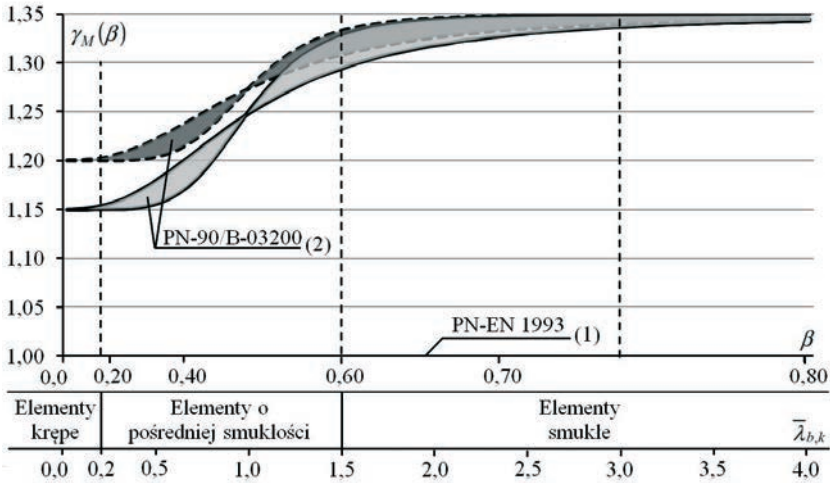
γ_s – współczynnik materiałowy (odpowiednik współczynnika częściowego γ_M w eurokodach),

n – uogólniony współczynnik imperfekcji identyfikujący przypadek niestateczności ogólnej elementu.

Współczynnik częściowy do nośności elementu γ_M jest w eurokodach iloczynem dwóch współczynników elementarnych, tj. $\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd}$, w których pierwszy uwzględnia losowy charakter cech materiału konstrukcyjnego, drugi zaś dotyczy dokładności modelu nośności. Współczynnik $\gamma_M(\beta = 0)$ jest współczynnikiem do nośności przekroju i dotyczy rozrzutu cech wytrzymałościowych stali oraz cech geometrycznych przekrojów. Współczynnik częściowy $\gamma_M(\beta = 1)$, tj. $\gamma_M(\bar{\lambda}_{b,k} = \infty)$ jest asymptotycznym współczynnikiem odnoszącym się do nośności krytycznej idealnego elementu sprężystego (odpowiednik współczynnika częściowego γ_{M1} w eurokodach). Współczynnik ten wynosi 1,35 w krajowej tradycji projektowania [2] i jest istotnie większy niż przyjęty w [1].

Należy zaznaczyć jednak, że bezpieczeństwo elementów projektowanych według norm [1] i [2] jest kontrolowane nie tylko formułą analityczną na współczynnik częściowy do nośności $\gamma_M(\beta)$, ale również przez odmienne sposoby:

- obliczania w obu normach nośności przekroju elementu $S_{c,Rk}$ (w przypadku elementów zginanych różnice dotyczą sposobu obliczenia nośności $M_{c,Rk}$ przekrojów klasy 1,2 oraz 4, w przypadku zaś elementów ściskanych różnice dotyczą sposobu obliczenia nośności $N_{c,Rk}$ przekrojów klasy 4),
- wyznaczenia w obu normach obliczeniowej kombinacji oddziaływań i współczynnika częściowego γ_F , gdyż zasady do jego ustalania nie są identyczne zarówno co do formatu, jak również co do wartości współczynników częściowych do oddziaływań oraz współczynników jednoczesności oddziaływań do oceny wartości reprezentatywnych w kombinacjach.



Rys. 1. Współczynnik częściowy do nośności elementu

W ogólności zachodzi $\gamma_{F,EN} > \gamma_{F,PN}$. W wypadku, gdy nośność odniesiemy do charakterystycznej wartości oddziaływań to rzędną γ_M na Rys. 1 zastępuje się współczynnikiem multiplikatywnym $\gamma = \gamma_F \gamma_M$. Położenie linii poziomej $\gamma_{EN} = \gamma_{F,EN} \gamma_{M,EN}$ na Rys. 1 odpowiadałoby wówczas ocenie bezpieczeństwa według normy [1] i uległoby podwyższeniu, zaś obszar obrazujący rozrzut współczynnika $\gamma_{PN} = \gamma_{F,PN} \gamma_{M,PN}$ według normy [2] uległby obniżeniu w stosunku do nowego położenia $\gamma = \gamma_F \gamma_M$, a więc ocena bezpieczeństwa według obu norm stałaby się sobie bliższa.

W niniejszej pracy przedstawiono analizę wpływu sposobu obliczania nośności według norm [1] i [2] elementów o przekroju klasy 4 i wpływu przyjętego w normach sposobu obliczeń na statecznościowe zachowanie się tych elementów.

2. Współczynniki częściowe w ocenie nośności na przykładzie elementów o przekroju bisymetrycznym klasy 4

Rozważania przeprowadzono na przykładzie elementów ściskanych i zginanych. Charakterystyczna nośność przekroju elementów krępościennych klasy 1,2 i 3 jest identyczna w normach [1,2], a różnica występuje jedynie w ocenie globalnego bezpieczeństwa za pomocą współczynnika $\gamma = \gamma_F \gamma_M$. Większe różnice występują w nośności przekroju elementów smukłościennych (klasy 4) i wynikają z innej definicji stanu granicznego przekroju oraz różnic w nominalnych wartościach modułów odkształcalności stali i formuł obliczeniowych współczynnika redukcyjnego z uwagi na niestateczność miejscową.

W normie [4] charakterystyczną, względną smukłość płytową ścianki oblicza się jak następuje:

$$\bar{\lambda}_{p,k} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (6)$$

gdzie naprężenie krytyczne:

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)} \left(\frac{1}{\mu_p \lambda_p} \right)^2 \quad (7)$$

oraz zastępczy współczynnik szerokości wyboczeniowej ścianki:

$$\mu_p = \frac{2}{\sqrt{k_{cr,\sigma}}} \quad (8)$$

Liczbowy współczynnik $k_{cr,\sigma}$, wynosi:

- dla ścianki obustronnie podpartej na innych ściankach: 4,0 w wypadku równomiernego ściskania oraz 23,9 w przypadku liniowego rozkładu naprężeń odpowiadających czystemu zginaniu,
- dla ścianki wspornikowej: 0,43 w wypadku równomiernego ściskania oraz 0,57 w przypadku liniowego rozkładu naprężeń ściskających o wartości zerowej w punkcie podparcia.

Oznacza to, że dla przypadku a) współczynnik μ_p wynosi odpowiednio 1,0 oraz 0,4; dla b) zaś odpowiednio 3,0 oraz 2,6. Okoliczność tę uwzględniono w definicji smukłości względnej w normie [2].

Podstawiając w (7) $E = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ oraz $\nu = 0,3$ otrzymano następującą postać eurokodowej smukłości płytowej o wartości charakterystycznej:

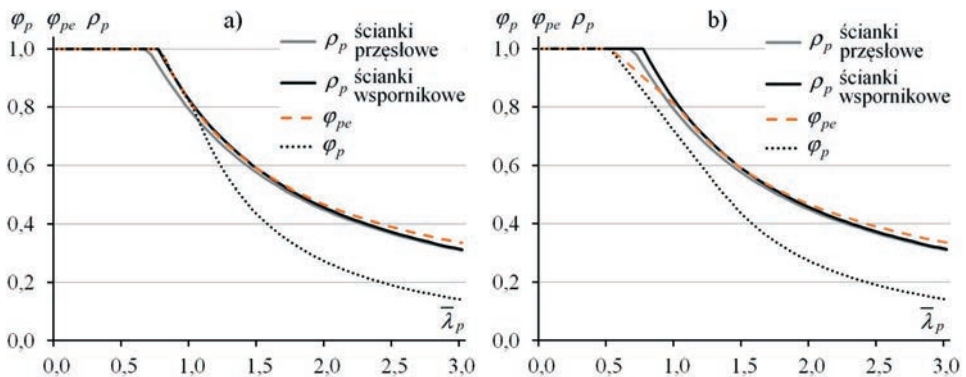
$$\bar{\lambda}_{p,k} = \frac{\mu_p \lambda_p}{56,8\varepsilon} \quad (9)$$

gdzie: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ oraz f_y należy podać w jednostkach $[\text{N/mm}^2]$.

Przeliczając względną smukłość płytową $\bar{\lambda}_{p,PN}$ według [2] i wyrażając ją w funkcji smukłości $\bar{\lambda}_{p,k}$ według [1] otrzymano:

$$\bar{\lambda}_{p,PN} = \frac{b}{t} \cdot \frac{K}{56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = \lambda_p \cdot \frac{\mu_p}{56,8} \cdot \frac{56,8}{56} \sqrt{\frac{f_y}{235} \cdot \frac{235}{215} \cdot \frac{1}{\gamma_s}} \approx \frac{1,01}{\sqrt{\frac{215}{235} \gamma_s}} \bar{\lambda}_{p,k} \quad (10)$$

gdzie: μ_p jest tożsame ze współczynnikiem K według [2].



Rys. 2. Porównanie wartości współczynników redukcyjnych niestateczności miejscowej ścianek ściskanych: a) przekroje otwarte, b) przekroje skrzynkowe i rurowe z naprężeniami spawalniczymi

Na Rys. 2a,b porównano wartości współczynnika redukcyjnego ρ_p z uwagi na niestateczność miejscową i pełną nadkrytyczną redystrybucję naprężeń wg eurokodu [1] z współczynnikami z normy [2], gdzie odpowiadający mu współczynnik oznaczono

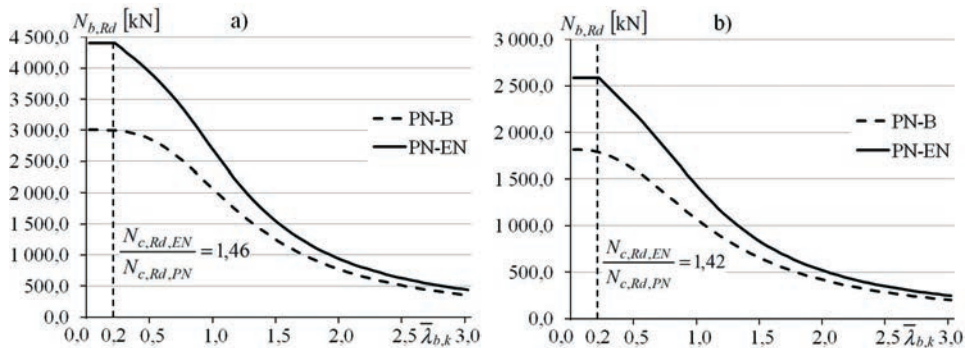
symbolem φ_{pe} . Uwzględniono również współczynnik redukcyjny φ_p ze względu na stan krytyczny ścianek według [2], który ma zastosowanie w ocenie nośności przekrojów złożonych ze ścianek podpieranych i podpierających klasy 4, w przypadku których ma zastosowanie nadkrytyczna, ograniczona redystrybucja naprężeń. Należy zaznaczyć, że wartości współczynników redukcyjnych φ_{pe} oraz φ_p są praktycznie niewrażliwe na zmianę współczynnika materiałowego γ_s (błąd nie większy niż 1%). Porównanie przeprowadzono dla równomiernego ściskania oraz dwóch wartości współczynnika szerokości wyboeczeniowej $\mu_p = 1$ oraz $\mu_p = 3$.

Z porównania wynika, że przy pełnej nadkrytycznej redystrybucji naprężeń wartości współczynników niestateczności miejscowej wg obu norm są porównywalne w całym zakresie smukłości dla przekrojów otwartych oraz spawanych przekrojów zamkniętych, za wyjątkiem przedziału smukłości ścianki od 0,5 do ok. 0,9 dla przekrojów zamkniętych, gdzie wartości współczynnika φ_{pe} są nieznacznie mniejsze od ρ_p . Największe różnice można zaobserwować w stanie krytycznym ścianki wg normy [2]. W przypadku przekrojów otwartych tylko do smukłości ścianki 1,0, natomiast w przekrojach spawanych zamkniętych do smukłości 0,5 współczynnik φ_p nie różni się od współczynników ρ_p . Sytuacja ta odpowiada niesprężystej utracie stateczności ścianki, gdy nie wykazuje ona nośności nadkrytycznej. Wraz ze wzrostem smukłości ścianki współczynnik niestateczności miejscowej stanu krytycznego wg [2] przybiera znacznie mniejsze wartości w porównaniu do współczynnika ρ_p , co wynika z tego, że im większa jest smukłość ścianki ulegającej niestateczności sprężystej, tym większa jest jej nadkrytyczna rezerwa nośności.

Wnioski wynikające z porównania nośności ścianek skonfrontowano z nośnością obliczeniową przekrojów spawanych klasy 4 i elementów o tych przekrojach. W Tabelicy 1 przedstawiono przekroje nr 1 i 2 rozpatrywane w przypadku ściskania oraz nr 3 i 4 rozpatrywane w przypadku zginania.

Tabela 1. Przekroje przyjęte w analizie

Nr	Rodzaj elementu	h_w [mm]	t_w [mm]	b_f [mm]	t_f [mm]
1	Błachownica o przekroju skrzynkowym	600	10	620	10
2		600	10	400	10
3	Błachownica o przekroju dwuteowym	1400	10	400	20
4		1400	10	400	10

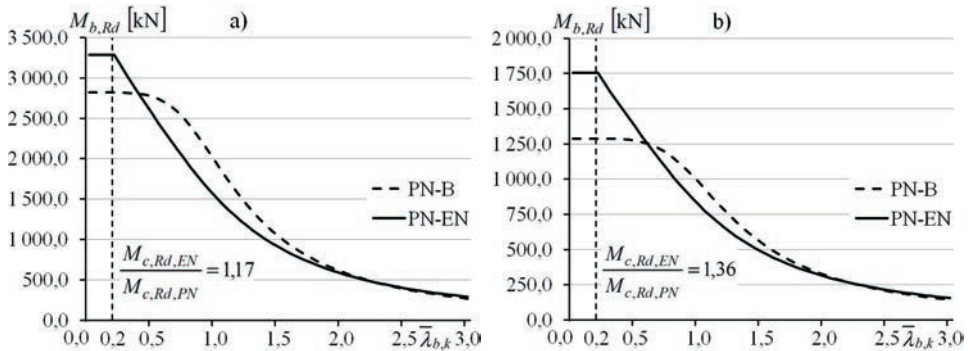


Rys. 3. Porównanie nośności obliczeniowej elementów ściskanych ze stali S235 wg normy [1] oraz St3S wg [2] o przekroju: a) blachownicy skrzynkowej nr 1 wg Tabl. 1, b) blachownicy dwuteowej nr 2 wg Tabl. 1

Przekrój skrzynkowy nr 1 przy ściskaniu odpowiada sytuacji, gdy wszystkie ścianki mają tę samą smukłość i są klasy 4. Zgodnie z [2], w ściankach tego przekroju, w odróżnieniu od normy [1], nie jest możliwa nadkrytyczna redystrybucja naprężeń.

Przekrój dwuteowy nr 2 przy ściskaniu odpowiada sytuacji, gdy pasy i środnik są klasy 4, przy czym środnik jest ścianką o większej smukłości płytowej $\lambda_{p,k \max} = \lambda_{p,kw}$, a więc traktowany jest jak ścianka podpierana. Zgodnie z [2], pasy traktowane są jak ścianki podpierające, a więc w odróżnieniu od normy [1], nie jest w nich możliwa pełna nadkrytyczna redystrybucja naprężeń. Na Rys. 3a,b przedstawiono nośność obliczeniową według norm [1,2] elementów o przekroju odpowiednio nr 1 i 2 w funkcji smukłości elementu $\bar{\lambda}_{b,k}$.

Przekrój dwuteowy nr 3 przy zginaniu odpowiada sytuacji, gdy środnik jest klasy 4, pasy zaś są klasy mniejszej niż 4. Zgodnie z [2], w środniku tego przekroju, tak samo jak w normie [1], jest możliwa pełna nadkrytyczna redystrybucja naprężeń. Przekrój dwuteowy nr 4 przy zginaniu odpowiada sytuacji, gdy pasy i środnik są klasy 4, przy czym pas ściskany jest ścianką o większej smukłości płytowej $\lambda_{p,k \max} = \lambda_{p,kf}$. Zgodnie z [2], w środniku tego przekroju, w odróżnieniu od normy [1], nie jest możliwa pełna nadkrytyczna redystrybucja naprężeń. Na Rys. 4a,b przedstawiono nośność obliczeniową według norm [1,2] elementów o przekroju odpowiednio nr 3 i 4 w funkcji smukłości elementu $\bar{\lambda}_{b,k}$.



Rys. 4. Porównanie nośności obliczeniowej dwuteowych blachownic zginanych ze stali S235 wg normy [1] oraz St3S wg [2] o przekroju: a) nr 3 wg Tabl. 1, b) nr 4 wg Tabl. 1

Porównując wyniki przedstawione na Rysunkach 3 i 4 można stwierdzić, że nośność elementów ściskanych ulegających wyboczeniu wg zastępowanych norm krajowych jest zawsze poniżej nośności obliczeniowej ocenianej wg eurokodów, nawet wówczas, gdy uwzględnimy mnożnik ok. 1,1 wynikający z różnicy współczynników częściowych do wyznaczania obliczeniowej kombinacji oddziaływań [5]. Nieco inaczej przedstawia się sytuacja w wypadku elementów zginanych. Nośność dwuteowych blachownic klasy 4 jest zależna od smukłości elementu. W wypadku krępych blachownic, występuje podobna tendencja jak w przypadku elementów ściskanych, natomiast w wypadku blachownic o pośredniej smukłości względnej ok. $0,5 \div 2,0$ ich nośność wg PN-B jest zdecydowanie wyższa niż wg PN-EN. Jeżeli uwzględnimy mnożnik 1,1 różnice są jeszcze większe. Wskazuje to fakt, że współczynniki częściowe do stateczności spawanych elementów zginanych w PN-EN należy ustalić konsekwentnie w funkcji smukłości elementu, gdyż silnie zależą one od smukłości względnej $\bar{\lambda}_{b,k}$.

3. Uwagi końcowe

Przedstawiono zagadnienia oceny współczynnika częściowego do nośności stalowych prętów ściskanych i zginanych o przekroju klasy 4. Porównano nośności przeszłowych i wspornikowych ścianek przekrojów otwartych i zamkniętych. Rozważania dotyczące

nośności ścianek przekrojów posłużyły do oceny wybożenia elementów ściskanych i zwichrzenia elementów zginanych o przekrojach klasy 4. Z porównania uzyskanych rezultatów wynika, że:

1. W przypadku elementów ściskanych, ocena nośności elementów wg normy [1] jest zdecydowanie na wyższym poziomie niż wg normy [2] w całym zakresie smukłości $\lambda_{b,k}$; w wypadku elementów o przekrojach uwzględnionych w pracy różnica nośności wynosi ok. 50% i zmniejsza się asymptotycznie do wartości ok. 35%.
2. W wypadku elementów zginanych, ocena nośności elementów wg normy [1] w porównaniu z normą [2] nie jest tak jednoznaczna w całym zakresie smukłości $\lambda_{b,k}$ jak w przypadku elementów ściskanych; w wypadku elementów smukłościennych o krępych ściankach podpierających, różnica nośności elementów krępych jest mniejsza i wynosi ok. 20% oraz wzrasta asymptotycznie do wartości ok. 35%, w wypadku zaś elementów smukłościennych o wszystkich ściankach klasy 4, różnica nośności jest większa i wynosi ok. 40%, a więc jest porównywalna z występująca w wypadku elementów ściskanych. Zmniejsza się ona wraz ze smukłością do wartości teoretycznej ok. 35% w przypadku elementów o bardzo dużej smukłości, ale w wypadku blachownic o pośredniej smukłości względnej $\lambda_{b,k}$ ich nośność wg PN-B jest zdecydowanie wyższa niż wg PN-EN.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-1: 2006. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 2 PN-90/B-03200: 1990. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 3 Mendera Z., Suchodoła M.: Częściowe współczynniki bezpieczeństwa w projektowaniu konstrukcji stalowych według eurokodów. Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2013.
- 4 PN-EN 1993-1-5: 2008. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice.
- 5 Giżejowski M.: O eurokodowych współczynnikach częściowych w projektowaniu prętowych konstrukcji stalowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2012.
- 6 Giżejowski M., Stachura Z.: Współczynniki częściowe w ocenie nośności przekroju elementów konstrukcji stalowych. Budownictwo i Architektura 12(2), Politechnika Lubelska 2013.

Partial resistance factors of class 4 steel elements

Marian Giżejowski¹, Zbigniew Stachura²

^{1,2} Institute of Building Engineering, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: ¹m.gizejowski@il.pw.edu.pl, ²z.stachura@il.pw.edu.pl

Abstract: Problems related to partial resistance factors of class 4 steel elements are dealt with. Detailed procedures for the calculation of local stability resistance reduction factors are presented. Local instability approaches are utilized for the resistance assessment of elements subjected to buckling in compression and lateral buckling in bending.

Keywords: steel member, resistance, local instability, partial factor, class 4 section

Obliczanie podstaw słupów zginanych dwukierunkowo

Marcin Górski

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: mgorski@prz.edu.pl

Streszczenie: Słupy są elementami konstrukcyjnymi przenoszącymi głównie siły osiowe, a także niejednokrotnie momenty zginające. Sposób połączenia ich podstawy z fundamentem umożliwia najczęściej przeniesienie momentu zginającego jedynie w jednej płaszczyźnie, traktując zamocowanie w drugim kierunku jako przegubowe. Niekiedy zachodzi jednak potrzeba zapewnienia stateczności konstrukcji poprzez obustronne utwierdzenie słupa, np. w wieżach stalowych, co wywołuje w podstawach słupów zginanie dwukierunkowe, któremu dodatkowo towarzyszy siła osiowa. Norma [1] i dostępna literatura (m.in. [2], [3], [4]) przewidują procedury obliczeniowe tylko dla podstaw słupów zginanych w jednym kierunku. W niniejszej pracy przedstawiono propozycję sposobu obliczania nośności podstaw słupów poddanych ścisaniu i zginaniu dwukierunkowemu. Opracowana procedura iteracyjna oparta jest na metodzie składnikowej z normy [1]. Uzyskane wyniki porównano z rezultatami otrzymanymi z analizy metodą elementów skończonych.

Słowa kluczowe: podstawa słupa, zginanie dwukierunkowe, metoda składnikowa, metoda elementów skończonych

1. Wprowadzenie

Ściskanie mimośrodowe podstawy słupa wywołuje naprężenia w podlewce betonowej oraz w rozciąganych śrubach analogiczne, jak to ma miejsce w przypadku konstrukcji żelbetowych [5]. Rzeczywisty rozkład naprężeń w fundamencie pod uźebrowaną podstawą słupa w przypadku zginania jednokierunkowego przedstawia rys. 1.a [6]. W celu uproszczenia obliczeń przyjmuje się prostokątny rozkład naprężeń (rys. 1.b), redukując pole ich występowania do pewnej wartości A_{eff} zlokalizowanej wokół przekroju trzonu słupa i ewentualnie żeber usztywniających. Zasięg tego pola w modelu wspornikowym, uwzględnionym w [1] określa się za pomocą szerokości efektywnej c (rys. 1.c), którą wyznacza się ze wzoru (1).

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \quad (1)$$

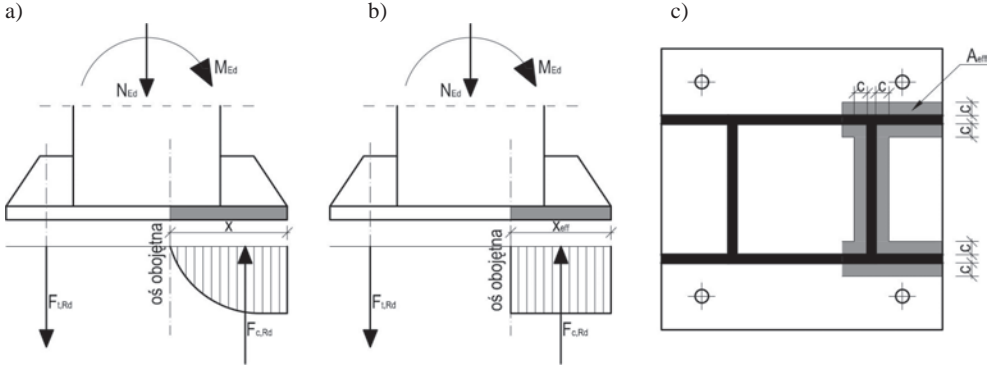
gdzie: t_p - grubość płyty podstawy,

f_y - granica plastyczności stali płyty podstawy, zgodnie z [7],

f_{jd} - wytrzymałość obliczeniowa betonu fundamentu na docisk płyty, można przyjmować w przybliżeniu $f_{jd} = f_{cd}$, gdzie f_{cd} - obliczeniowa wytrzymałość betonu na ścisanie, zgodnie z [8].

W przypadku słupów nieuźebrowanych, zgodnie z [1] pomija się nośność betonu pod środkiem słupa. Obliczenia nośności podstawy słupa przeprowadza się przy użyciu metody składnikowej [9]. Norma [1] wyróżnia 4 składniki takiego węzła:

- zginana płyta podstawy wraz ze śrubami rozciąganymi,
- rozciągany środek słupa,
- płyta podstawy oraz beton (podlewka) poddane ścisnieniu, pas i środek słupa poddane ścisnieniu.



Rys. 1. Równowaga sił w podstawie słupa zginanego jednokierunkowo:

a) – rzeczywista, b) – uproszczona, c) – powierzchnia równoważnego, ścisnionego króćca teowego

2. Obliczanie podstaw słupów zginanych dwukierunkowo

2.1. Założenia

W obliczeniach przyjęto zginanie podstawy słupa w jednym kierunku, obróconym względem osi głównych słupa pod kątem α , który wyznacza się ze wzoru (2), o wypadkowej wartości momentu zginającego danej wzorem (3).

$$\alpha = \arctan\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Ed,z}}\right) \quad (2)$$

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} \quad (3)$$

W obliczeniach założono, że nośność na ścisnienie podlewki i fundamentu jest równa wytrzymałości betonu na ścisnienie, a odkształcenia w płycie podstawy mają rozkład liniowy. Sprawdzenie nośności poszczególnych składników podstawy słupa przeprowadza się analogicznie jak w przypadku zginania jednokierunkowego, przy czym w obliczeniach pominięto środek słupa, jako składnik niedecydujący o nośności połączenia.

2.2. Procedura obliczeniowa

Obrócenie wypadkowej momentu zginającego oznacza również obrócenie osi obojętnej. Wówczas miejsca jej przecięcia ze ściankami przekroju słupa wyznaczają zasięg występowania efektywnej powierzchni strefy ścisnianej betonu A_{eff} (rys. 2). Szerokość tej strefy oblicza się dodając z obu stron do szerokości ścianki słupa pasmo o szerokości c , obliczone wzorem (1).

Głównym problemem obliczeniowym jest znalezienie położenia osi obojętnej, w celu wyznaczenia wypadkowej siły ścisniającej w betonie oraz sił rozciągających poszczególne śruby (zastępcze króćce teowe).

Zasięg strefy ścisnianej wyznacza się z warunku równowagi momentów względem położenia wypadkowej siły rozciągającej śruby.

$$\sum M(F_i) = 0 \rightarrow \lambda \cdot f_{jd} \cdot A_{eff} \cdot r_{eff} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nt} \quad (4)$$

gdzie:

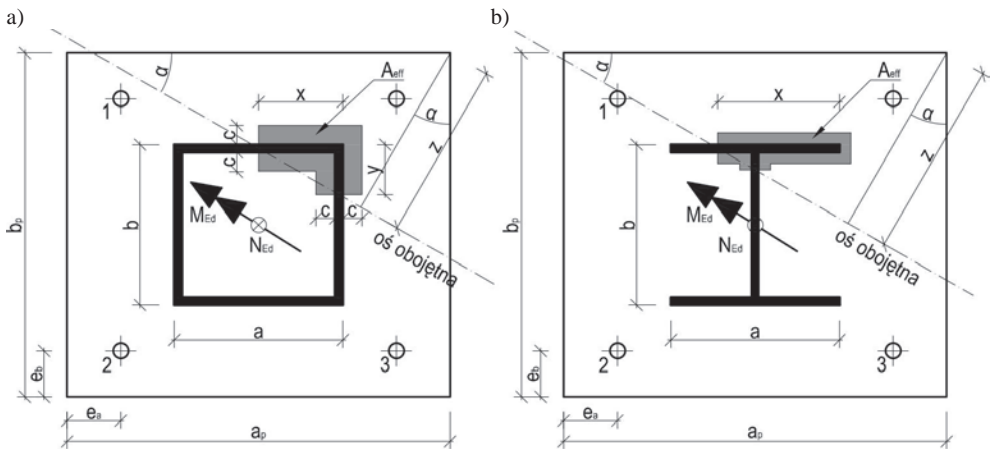
λ - współczynnik wysokości strefy ściskanej przy prostokątnym rozkładzie naprężeń w betonie, zgodnie z [8] $\lambda = 0,8$,

f_{jd} - jak w (1),

A_{eff} - efektywne pole powierzchni strefy ściskanej fundamentu,

r_{eff} - odległość pomiędzy środkiem ciężkości efektywnej powierzchni strefy ściskanej betonu a wypadkową siłą rozciągającą śruby,

e_{Nt} - odległość pomiędzy środkiem ciężkości przekroju słupa a wypadkową siłą rozciągającą śruby (ramię działania siły osiowej).



Rys. 2. Zasięg występowania efektywnej strefy ściskanej betonu przy zginaniu ukośnym słupa:

a) o przekroju zamkniętym; b) o przekroju dwuteowym

Zakładając liniowy rozkład odkształceń na kierunku prostopadłym do osi obojętnej, wartość sił w śrubach będzie rosła proporcjonalnie do ich odległości od tej osi. Położenie wypadkowej siły rozciągającej śruby będzie zatem uzależnione od położenia osi obojętnej. Jej odległość od osi obojętnej można wyznaczyć ze wzoru (5):

$$e = \frac{\sum e_i^2}{\sum e_i} \quad (5)$$

gdzie:

e_i - odległość i-tej, rozciąganej śruby od osi obojętnej.

We wzorach (4) i (5) wartości A_{eff} , r_{eff} , e_{Nt} oraz e są zależne od położenia osi obojętnej. Nie ma zatem możliwości znalezienia wzoru ogólnego na położenie tej osi, gdyż będzie ono w postaci funkcji uwikłanej. Można jednak znaleźć jej położenie korzystając z następującej procedury iteracyjnej:

- 1) przyjęcie położenia wypadkowej siły rozciągającej śruby, na przykład jako odległość do wierzchołka ściskanej części blachy podstawy,
- 2) wyznaczenie odległości e_{Nt} ,
- 3) obliczenie A_{eff} oraz wyznaczenie położenia środka ciężkości strefy ściskanej, w zależności od parametru x (rys. 2),

- 4) podstawienie uzyskanych zależności do wzoru (4) oraz wyznaczenie wartości x ,
- 5) wyznaczenie rzeczywistego położenia wypadkowej siły rozciągającej śruby ze wzoru (5) i porównanie z założonym w kroku 1.

Zaleca się, aby odległość pomiędzy położeniem zakładanym a otrzymanym nie była większa niż 10% krótszego wymiaru blachy podstawy.

Wyrowadzenie wzorów ogólnych do obliczenia $A_{eff}(x)$, $r_{eff}(x)$ oraz $z(x)$ jest niemożliwe, ponieważ efektywna strefa ściskana może przyjmować bardzo różne kształty, w zależności od przyjętego przekroju poprzecznego słupa, zastosowania blach usztywniających oraz kąta obrotu α . Przykładowo, dla nieuźebrowanej podstawy słupa o przekroju z rury kwadratowej, o wymiarach jak na rys. 2a wzory te mają postać:

$$A_{eff}(x) = (2c + t) \cdot (1 + \tan \alpha) \cdot x \quad (6)$$

$$r_{eff}(x) = e + \frac{1}{2} \cdot x \cdot \sin \alpha \quad (7)$$

$$z(x) = \frac{b_p - b}{2 \cdot \cos \alpha} + x \cdot \sin \alpha \quad (8)$$

przy założeniu, że $x \leq a$ oraz $\alpha \leq 45^\circ$.

Po osiągnięciu wystarczającej dokładności obliczeń, siły działające na poszczególne śruby lub zastępcze króćce teowe wyznacza się ze wzoru na sumę momentów względem osi obojętnej (9):

$$F_i = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot (e - e_{Nt}) + A_{eff} \cdot (r_{eff} - e) \cdot \lambda \cdot f_{jd}}{\sum e_i^2} \cdot e_i \quad (9)$$

Odległości poszczególnych śrub od osi obojętnej, zgodnie z oznaczeniami na rys. 2 można obliczyć ze wzorów (10) – (12):

$$e_1 = (a_p - e_a - z \cdot \cos \alpha + (e_b - z \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \alpha) \cdot \cos \alpha \quad (10)$$

$$e_2 = e_1 + (b_p - 2 \cdot e_b) \cdot \sin \alpha \quad (11)$$

$$e_3 = e_2 - (a_p - 2 \cdot e_a) \cdot \cos \alpha \quad (12)$$

Sprawdzenie nośności podstawy słupa zginanego dwukierunkowo polega na sprawdzeniu nośności poszczególnych składników połączenia:

- nośność zginanej płyty podstawy wyznacza się porównując uzyskane wartości sił rozciągających w śrubach z nośnością zastępczych króćców teowych, zgodnie z możliwymi schematami zniszczenia, które będą w pełni analogiczne jak w przypadku zginania jednokierunkowego. Przykładowo dla rozważanych w dalszej części pracy przykładów słupa o przekroju z rury kwadratowej, długości załomów można przyjąć zgodnie z [13].
- nośność ściskanej części słupa oblicza się z warunku (13):

$$\frac{F_{c,fc,Ed}}{F_{c,fc,Rd}} \leq 1,0 \quad (13)$$

gdzie:

$$F_{c,fc,Ed} = \lambda \cdot A_{eff} \cdot f_{cd} \quad (14)$$

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{A_{c,fc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (15)$$

$A_{c,fc}$ - pole powierzchni przekroju słupa w części ściskanej.

- nośność ściskanej płyty podstawy oraz fundamentu jest zapewniona poprzez odpowiednie wymiary efektywnej strefy ściskanej A_{eff} .

3. Przykład obliczeniowy

Do obliczeń przyjęto przypadek podstawy słupa z rury kwadratowej, jak na rys. 2a.

Dane:

$$a = b = 220\text{mm} \quad a_p = b_p = 460\text{mm}$$

$$t = 12\text{mm} \quad t_p = 20\text{mm}$$

$$e_a = e_b = 60\text{mm}$$

$$M_{Ed} = 45\text{kNm} \quad N_{Ed} = 90\text{kN}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Procedura obliczeniowa:

Ze względu na niewielką ilość dostępnego miejsca ograniczono się do podania najważniejszych wzorów i wyników:

$$b_{eff} = 2c + t = 105,6\text{mm}, \text{ do obliczeń przyjęto } b_{eff} = 100,0\text{mm}$$

- 1) Przyjęto położenie wypadkowej siły rozciągającej w odległości: $z + e = 450\text{mm}$.
- 2) Obliczone ramię działania siły osiowej względem siły rozciągającej: $e_{Nr} = 124,7\text{mm}$.
- 3) $A_{eff} = 200x$ (6), $r_{eff} = 280,3 - 0,35x$ (7), $z = 169,7 + 0,35x$ (8)
- 4) $0,8 \cdot 14,3 \cdot 200x \cdot (280,3 - 0,35x) = 45 \cdot 10^6 + 90 \cdot 10^3 \cdot 124,7 \rightarrow x = 100,0\text{mm}$ (4)
- 5) $e_1 = 84,8\text{mm}$ (10)

$$e_2 = 325,3\text{mm} \quad (11)$$

$$e_3 = 84,8\text{mm} \quad (12)$$

$$e = \frac{e_1^2 + e_2^2 + e_3^2}{e_1 + e_2 + e_3} = \frac{84,8^2 + 325,3^2 + 84,8^2}{84,8 + 325,3 + 84,8} = 242,9\text{mm} \quad (5)$$

$$z = 169,7 + 0,35x = 169,7 + 0,35 \cdot 100 = 204,7\text{mm}$$

sprawdzenie obliczonego położenia siły wypadkowej:

$$z + e = 204,7 + 242,9 = 447,6\text{mm} \approx 450\text{mm}$$

Wartości sił w śrubach (9):

$$F_1 = \frac{45 \cdot 10^6 - 90 \cdot 10^3 \cdot (242,9 - 124,7) + 100^2 \cdot (245,3 - 242,9) \cdot 14,3 \cdot 0,8}{84,8^2 + 325,3^2 + 84,8^2} \cdot 84,8 = 24,5\text{kN}$$

$$F_2 = \frac{45 \cdot 10^6 - 90 \cdot 10^3 \cdot (242,9 - 124,7) + 100^2 \cdot (245,3 - 242,9) \cdot 14,3 \cdot 0,8}{84,8^2 + 325,3^2 + 84,8^2} \cdot 325,3 = 93,9\text{kN}$$

$$F_3 = F_1 = 24,5\text{kN}$$

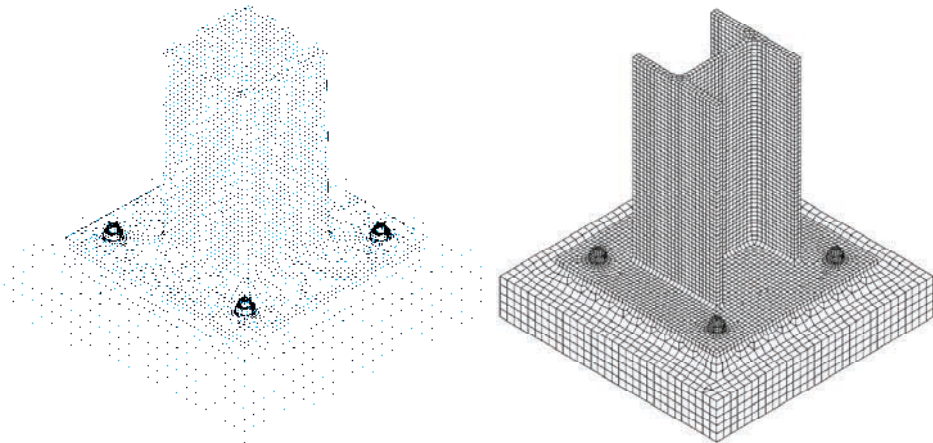
Weryfikacja poprawności obliczeń:

$$\sum F_z = 0 \rightarrow F_1 + F_2 + F_3 + N_{Ed} - \lambda \cdot A_{eff} \cdot f_{cd} = 0$$

$$24,5 + 93,9 + 24,5 + 90 - 0,8 \cdot 200 \cdot 100 \cdot 14,3 \cdot 0,001 = 232,9 - 228,8 = 4,1\text{kN} \approx 0$$

4. Analiza MES

W celu weryfikacji wykonanych obliczeń stworzono w programie Autodesk Simulation Mechanical [12] trójwymiarowe modele podstaw słupów (Rys. 3), zgodnie z [13]. Do ich wykonania wykorzystano przestrzenne 20-węzłowe elementy skończone o rozmiarach odpowiednio: 3 mm dla modelu śrub, 10 mm dla słupa i blachy podstawy oraz 25 mm dla podlewki i fundamentu. W analizie uwzględniono nieliniowość materiałową stali i betonu oraz kontakt powierzchniowy pomiędzy elementami.

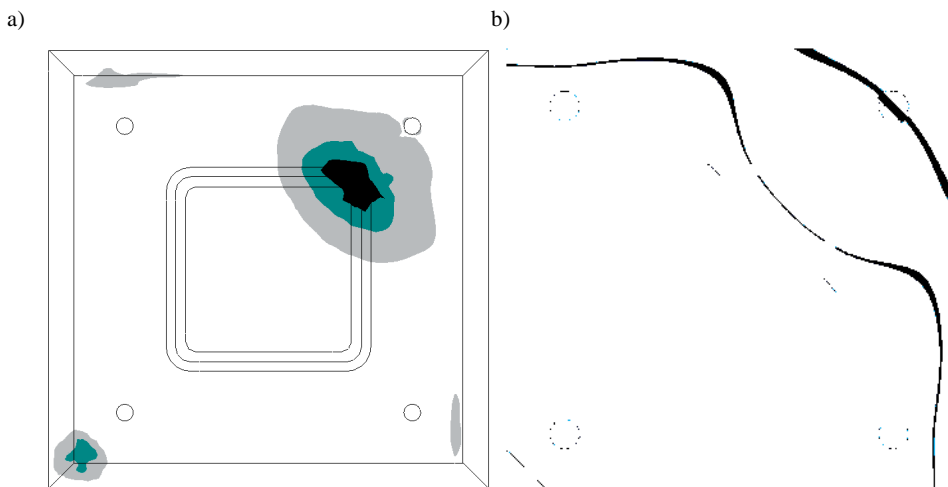


Rys. 3. Modele MES analizowanych podstaw słupów

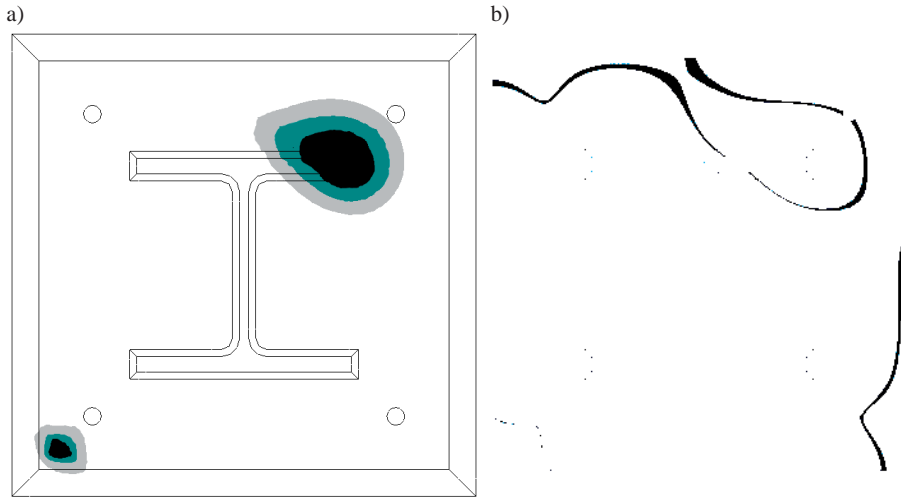
Wartości sił w poszczególnych śrubach obliczono mnożąc średnie naprężenie w trzpieniu danej śruby odczytane z programu przez pole powierzchni przekroju trzpienia. Dla modelu podstawy słupa z punktu 2.3 otrzymano następujące wartości:

$$F_1 = 25,7\text{kN} , F_2 = 82,3\text{kN} , F_3 = 25,7\text{kN}$$

Rzeczywisty rozkład naprężeń ściskających w fundamencie oraz położenie osi obojętnej w słupach o przekroju zamkniętym oraz dwuteowym pokazano na rys. 4 oraz rys. 5.



Rys. 4. Podstawa słupa z rury kwadratowej: a) naprężenia w fundamencie; b) rzeczywiste położenie osi obojętnej. Dane: $\alpha = 45^\circ$, $t_p = 20\text{mm}$



Rys. 5. Podstawa słupa z dwuteownika: a) naprężenia w fundamencie; b) rzeczywiste położenie osi obojętnej. Dane: $\alpha = 30^\circ$, $t_p = 10\text{mm}$

5. Porównanie wyników

Kilka przykładowych rozwiązań wraz z weryfikacją MES przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki obliczeń przykładowych podstaw słupów zginanych dwukierunkowo uzyskane z obliczeń analitycznych oraz z analizy metodą elementów skończonych

Słup	t_p [mm]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	α [°]	Siły w śrubach (króćcach teowych) [kN]					
					F_1		F_2		F_3	
					obl.	MES	obl.	MES	obl.	MES
Rura kwadratowa 220x220x12	20	90	45	30	40,7	39,5	85,1	76,9	8,2	9,8
				45	24,3	25,7	93,0	82,3	24,3	25,7
		20	20	45	15,5	14,1	44,3	42,1	15,5	14,1
Rura kwadratowa 220x220x12 uźebrowana	20	200	100	30	11,3	5,5	145,6	137,8	50,2	41,5
				45	24,8	15,6	156,1	144,0	24,8	15,6
Rura kwadratowa 220x220x12	10	30	15	30	5,0	3,6*	25,2	23,8*	18,3	15,5*
		60	30	45	11,1	10,5*	27,3	26,8*	11,1	10,5*
		30	15	45	5,4	4,0*	24,1	21,5*	6,1	5,1*
HEB 240	10	40	20	45	5,8	4,8*	19,0	18,4*	5,8	4,8*
				60	6,9	5,6*	26,9	23,8*	4,0	2,9*
				30	15	45	5,4	4,0*	24,1	21,5*

* - wartości pomniejszone o siły efektu dźwigni

6. Wnioski:

Wartości sił działających na poszczególne śruby uzyskane z obliczeń są zbliżone do wyników uzyskanych z analizy MES, przy czym im większa wartość siły rozciągającej w śrubie tym większa zgodność wyników. Dla najbardziej wyteżonych śrub różnice nie przekraczały 10%. Jednocześnie niemal we wszystkich przypadkach wartość uzyskana z obliczeń była większa niż z analizy MES, co daje pewien zapas nośności. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że zaproponowana procedura jest poprawna.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- 2 Bródka J. Kozłowski A. Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych. Tom 2. PWT, 2009
- 3 Penserini P., Colson A. Ultimate limit strength of column-base connections. Journal of Constructional Steel Research. Vol.14.Iss.4, 1989
- 4 Rossi P.P. Evaluation of the ultimate strength of R.C. rectangular columns subjected to axial force, bending moment and shear force. Engineering Structures. Vol.57, Dec. 2013, 339-355
- 5 Kobiak J., Stachurski W. Konstrukcje żelbetowe, tom I, Arkady 1986
- 6 Salmon C.G., Schenker L., Johnston G.B. Moment – Rotation Characteristics of Column Anchorages. Journal of the Structural Division. ASCE. Vol.81.ST4.April 1955.
- 7 PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 8 PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 9 Guisse S., Vandegans D., Jaspard J.P. Application of the component method to column bases – experimentation and development of mechanical model for characterisation. Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Metalliques. Bruxelles, (Steel Construction Department, MT 195), December 1996.
- 10 Pisarek Z. Obliczanie doczołowych połączeń śrubowych zginanych ukośnie. Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury nr 2/2013, 219-229.
- 11 Wald F., Bouguin V., Sokol Z., Muzeau J-P. Effective length of T-stub of RHS column base plates. Czech Technical University of Prague, University of Blaise Pascal, Clermont Ferrand.
- 12 <http://www.autodesk.com/products/autodesk-simulation-family/features/simulation-mechanical>.
- 13 Wald F., Baniotopoulos Ch. C. Numerical modelling of column base connection, in COST C1 Conference Liege 1998, Bruxelles 1999.

Calculation of column bases under biaxial bending

Marcin Górski

¹ *Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: mgorski@prz.edu.pl*

Abstract: Columns are structural elements subjected to compression and sometimes bending. The way of their anchorages in foundations usually allows to withstand bending only in one plane, while in another plane connection is assumed to be hinged. Sometimes column need to be fixed in both planes, for example in steel sheds, which causes biaxial bending with additional axial force in column bases. Both codes [1] and available literature (ex. [2], [3], [4]) give procedures only to calculate column bases under bending in one axial. This paper shows the proposal of the procedure to calculate column bases under compression and biaxial bending. This iterative procedure is based on component method. Obtained results were compared with results from finite element analysis.

Keywords: column base, biaxial bending, component method, finite element method

Energoaktywne segmenty dylatacyjne hal przekryte strukturą regularną ze ściągiem

Zbigniew Kowal¹, Rafał Piotrowski²

^{1,2} *Katedra Mechaniki Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: ¹zbigko@tu.kielce.pl, ²rafalp@tu.kielce.pl*

Streszczenie: W pracy pokazano koncepcję konstrukcji energoaktywnych segmentów hal przekrytych strukturą ze ściągiem, zawierających absorbery energii promieniowania słonecznego (ES). Wzięto pod uwagę: 1) spadki połączy powyżej 20% umożliwiające samooczyszczanie powierzchni pokrycia ze śniegu [9,14] i zwiększenie pozyskiwania energii w okresie zimowym; 2) zredukowanie do $6 \times 3 = 18\text{m}$ szerokości energoaktywnych segmentów dylatacyjnych; 3) zmniejszenie wpływów termicznych na siły wewnętrzne i przemieszczenia elementów konstrukcji [11]; 4) sprzężenie równoległe elementów konstrukcji w celu zachowania nośności i niezawodność [3] powyżej zalecanej w klasie RC2 [10]; 5) podział konstrukcji przekrycia na geometrycznie niezmiennicze segmenty montażowe hali, umożliwiające sprawny i bezpieczny montaż.

Słowa kluczowe: energoaktywne segmenty hal, struktury metalowe, samooczyszczanie pokrycia, niezawodność konstrukcji

1. Wprowadzenie

W pracy przedstawiono koncepcję oddylatowania w konstrukcji hali energoaktywnych segmentów dylatacyjnych o minimalnej szerokości $6 \times 3 = 18\text{m}$, m. in. ze względu na zewnętrzne jak i wewnętrzne oddziaływania termiczne. Minimalną długość segmentu wyznaczono z warunku dotrzymania nośności i niezawodności konstrukcji określonej w normie [10]. Wprowadzono energoaktywne segmenty dylatacyjne w wielkopowierzchniowej hali, biorąc pod uwagę spadki przekrycia $\geq 20\%$ ($\alpha > 10^\circ$) (rys. 1a), umożliwiające samoczynne zsuwanie się śniegu z połączy dachowych [9,14]. Segmenty dylatacyjne przekryto strukturą regularną (przegubowo opartą na słupach) ze ściągiem (rys. 1a) zmniejszającym masę konstrukcji przekrycia. Przewidziano dwa warianty połączenia przekrycia w kluczu, przegubowe i sztywne. W połączeniu przegubowym przewidziano możliwość blokowania ruchu obrotowego w węźle szczytowym (w kluczu), co umożliwia podnoszenie w całości segmentu montażowego przekrycia wraz ze ściągiem w celu osadzenia go na słupach.

Wybrano strukturę o regularnej siatce prętów w obu warstwach, dolnej i górnej, o oczkach $a \times a$ (np. $a = 3\text{m}$), w której pręty dolne (wzdłuż hali) mogą być wykorzystane do podpierania absorberów i wyposażenia.

Biorąc pod uwagę losowe wpływy zmniejszające zdolność przekrycia do samooczyszczania, zaproponowano minimalne projektowe nachylenie samoczyszczających połączy $\tan \alpha \geq 0,2$ ($\alpha > 10^\circ$) oraz stosowanie ściąгов ze stali profilowej, a nie lin, w celu zmniejszenia wzajemnych przemieszczeń węzłów podporowych przekrycia (głowic słupów) [8].

W koncepcji podziału hali na segmenty dylatacyjne wzięto pod uwagę zastosowanie segmentów typowych jak i energoaktywnych. Rozmieszczenie energoaktywnych segmentów

jest wariantowe, tzn. uzależnione od potrzeb energetycznych hali. Ich długość dobrano biorąc pod uwagę zmniejszenie wydłużenia termicznego Δ_T po długości L_d energoaktywnego segmentu dylatacyjnego hali spowodowanego awaryjną temperaturą (powinno być mniejsze od normowego wydłużenia hali konwencjonalnej). Z drugiej strony ograniczenie długości jest limitowane nośnością i niezawodnością segmentu. W środku długości ścian podłużnych segmentu dylatacyjnego zastosowano ostojowe stężenia słupów. Parametry obciążenia temperaturą oszacowano dla średniej wysokości $H = 173\text{m}$ powierzchni Polski n.p.m.. Maksymalna temperatura powietrza w cieniu wg [11] wynosi $T_{max}(H) \approx 37^\circ\text{C}$. Temperatura ciemnego pokrycia hali na stronie południowo-zachodniej jest większa o $T_s = 42^\circ\text{C}$. Łącznie temperatura obudowy może osiągnąć $T_{out} = 79^\circ\text{C}$. W zimie temperatura powietrza osiąga $T_{min}(H) \approx -31,6^\circ\text{C}$. Założono, że awaryjna temperatura konstrukcji zawierającej absorbery w segmencie dylatacyjnym nie przekroczy $+100^\circ\text{C}$. Jako asekurację przed przegrzaniem konstrukcji przewidziano automatyczne włączanie transportu ogrzanego powietrza do odbiorników lub magazynów EC za pomocą wentylatorów ssąco - tłoczących przy przekroczeniu umownej temperatury nagrzewanego powietrza rzędu, np. powyżej $+20^\circ\text{C}$ [7].

Liczbę i nośność ściąгов wydzielonego segmentu dylatacyjnego hali dostosowano do niezawodności klasy RC3 [10], określonej wskaźnikiem niezawodności $t = \beta = 4,3$. Geometrycznie niezmienną konstrukcję energoaktywnego segmentu dylatacyjnego hali złożono z geometrycznie niezmiennych segmentów montażowych szerokości $2a$ umożliwiających bezpieczny montaż oraz optymalizację czasu i kosztów montażu konstrukcji hali.

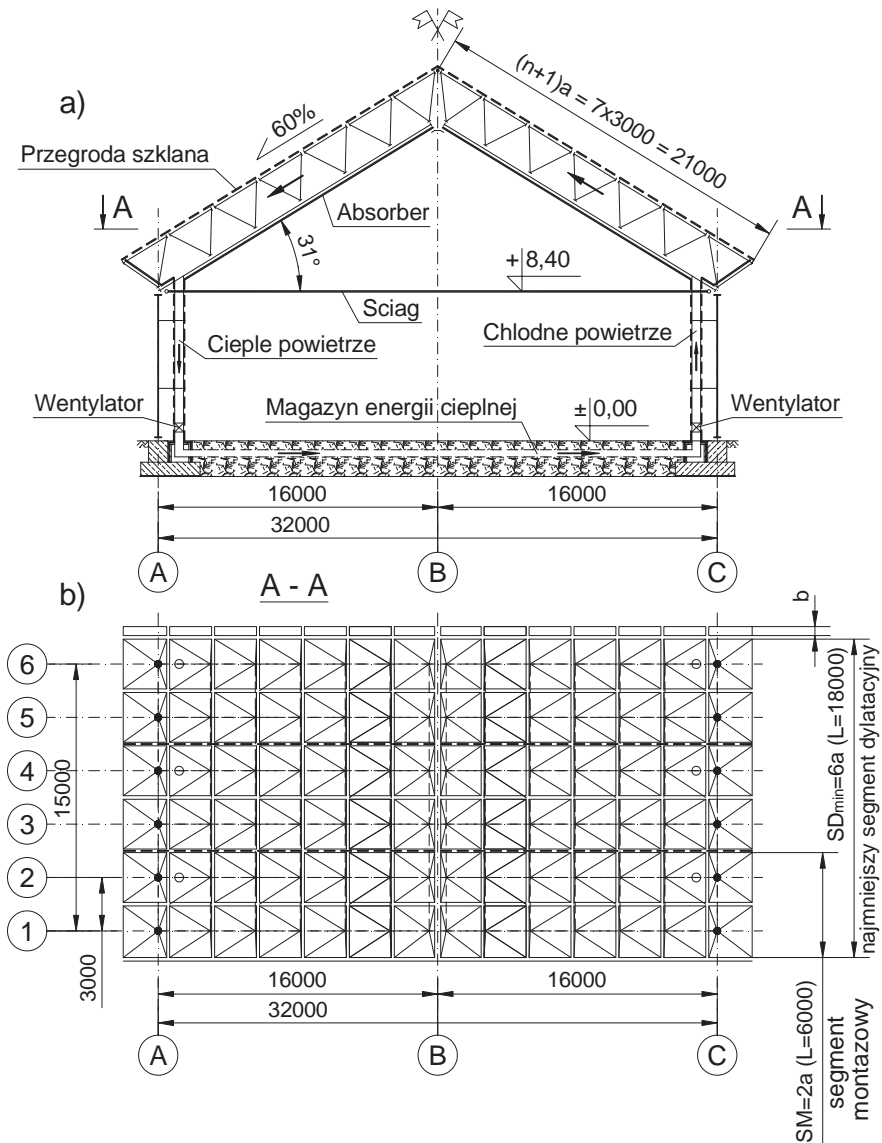
2. Koncepcja energoaktywnych segmentów przekrytych strukturą regularną

Na rysunku 1 oraz 2 pokazano przykładową koncepcję wydzielenia energoaktywnych segmentów hali długości $L = 90\text{m} + 4b$ (gdzie: b – odstęp między segmentami). Strukturę regularną (np. $a = 3\text{m}$) ze ściągami podzielono na segmenty dylatacyjne długości $L_d = 6a = 18\text{m}$. Spadek połączy ukształtowano dodatkowym modułowym oczkiem $(n+1)a$, co przy rozpiętości $L = 32\text{m}$ dało nachylenie rzędu $\alpha = 30^{\circ}58'$ (rys. 1a).

Przykładową halę podzielono na 5 segmentów dylatacyjnych długości $L_d = 18\text{m}$ każdy (rys. 2). W przedstawionej koncepcji rozmieszczono naprzemiennie tradycyjne oraz energoaktywne segmenty dylatacyjne. Liczba segmentów energoaktywnych zależy od bilansu zagospodarowania energetycznego hali.

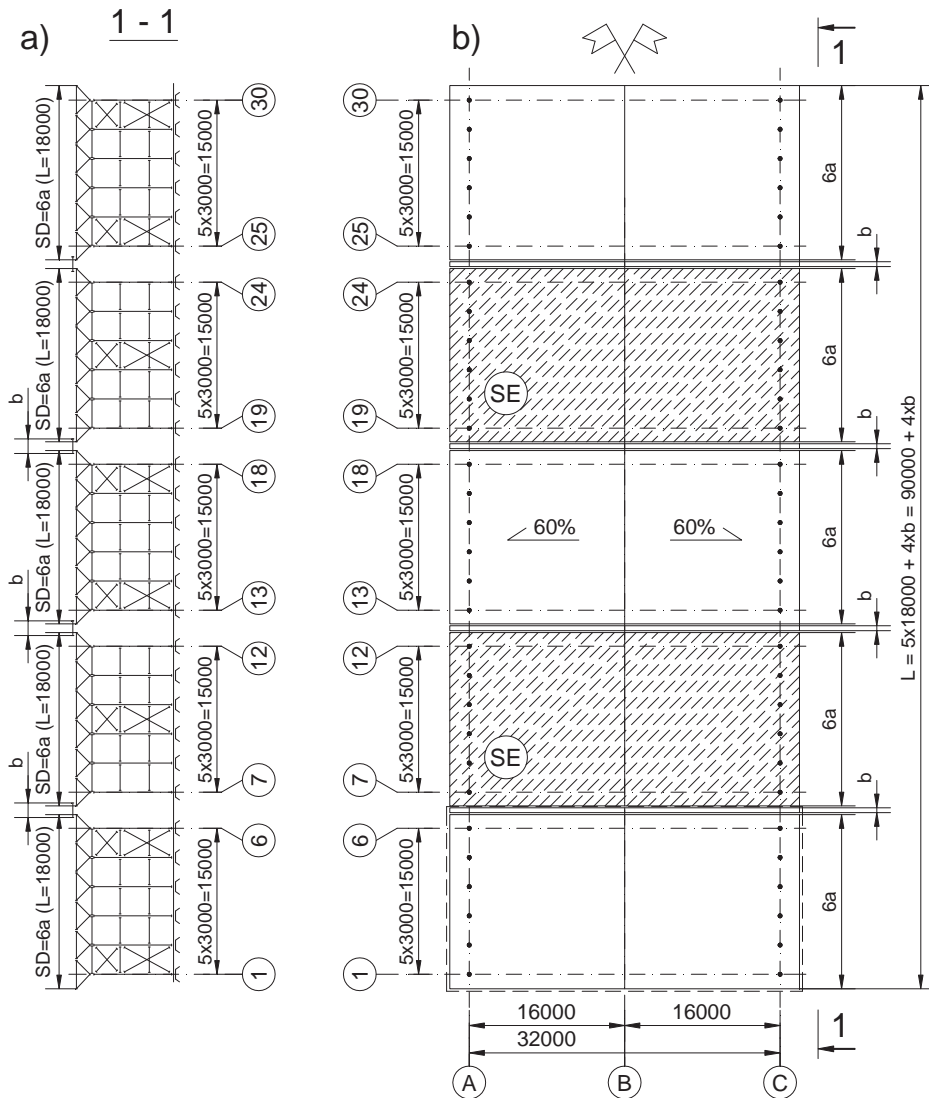
W środku ścian podłużnych (rys. 2a) każdego energoaktywnego segmentu dylatacyjnego, umieszczono stężenia ostojowe (główne) umożliwiając symetryczne wydłużenie segmentu pod wpływem temperatury. Tradycyjne segmenty stężono w polach skrajnych ścian podłużnych (rys. 2a). Słupy rozmieszczono zgodnie z rozstawem węzłów dolnych struktury ($a = 3\text{m}$). Rygle ścian podłużnych korzystnie rozmieszczono w odstępach modułowym, zgodnym z modułem obudowy ścian.

Segmenty montażowe składane są na poziomie terenu z elementów wysyłkowych postaci odwróconych piramid prętowych w piramidowo bocznym systemie montażowym [1]. Przygotowane segmenty montażowe o szerokości $2a$ mają masę około 10.000kg (zależnie od rozpiętości i pokrycia). Segmenty montażowe łączone ściągiem w węzłach skrajnych pasa dolnego po zablokowaniu przegubów, mogą być podnoszone i osadzone na 4 słupach ścian podłużnych stycznie do sąsiednich segmentów montażowych, tworząc blisko gałęziowe pasy górne łączone na śruby. Sąsiadujące węzły dolne łączone są prętami dolnymi również na śruby.



Rys. 1. Segment dylatacyjny hali przekrytej strukturą regularną ze ściągiem: a) przekrój poprzeczny hali, b) podział minimalnego segmentu dylatacyjnego na segmenty montażowe

Wydzielony minimalny segment energoaktywny, składający się z 3 segmentów montażowych, szerokości $L_d = 3 \times 2a = 6a = 18\text{m}$ (rys. 1b) spełnia zalecenia wskaźnika niezawodności konstrukcji [10] i wynosi powyżej $t = \beta > 4,3$. Niezawodność kinematycznie dopuszczalnego mechanizmu zniszczenia (KDMZ) konstrukcji minimalnego segmentu energoaktywnego postaci wiązki ściągow sprawdzono w p. 3.



Rys. 2. Przykład podziału hali na segmenty dylatacyjne: a) rozmieszczenie stężeń między słupami jednoogłazowymi, b) rzut energoaktywnych (SE) oraz tradycyjnych segmentów dylatacyjnych

3. Nośność i niezawodność minimalnego segmentu dylatacyjnego

W pracy [8] pokazano globalnie kinematycznie dopuszczalne mechanizmy zniszczenia (KDMZ), mogące wystąpić w omawianym typie konstrukcji. Spośród przedstawionych, najmniejszym jest KDMZ wiązki ściągów, którego wirtualnym skutkiem może być globalna katastrofa rozpatrywanego segmentu dylatacyjnego.

Na podstawie probabilistycznej analizy niezawodności konstrukcji [2,3,4,5], wystarczające jest złożenie energoaktywnego segmentu dylatacyjnego z 3 geometrycznie niezmiennych segmentów montażowych (rys. 1b) o łącznej szerokości $L_{d,min} = 6a = 18\text{m}$. W takich segmentach występuje wiązka $m = 6$. ciągów.

W pracy [8] przeanalizowano niezawodność ściągu, złożonego z 7 elementów sprawczych klasy RC2 połączonych szeregowo. Oszacowano wskaźnik niezawodności pojedynczego ściągu ($t_s = 3,28696$) oraz współczynnik dostrojenia nośności ściągu ($s = 1,178$) do klasy RC3 ($t_s = \beta = 4,3$) [10].

W niniejszym opracowaniu założono, że wskaźnik niezawodności ściągu jest dostrojony wg [2] do niezawodności równoważnej wskaźnikowi niezawodności $t_2 = \beta = 3,8$. Niezawodność wyodrębnionego ściągu, jako elementu sprawczego, wynosi wówczas $p_1 = 0,999927652$ [13], natomiast awaryjność ściągu $q_1 = 1 - p_1 = 0,000072348$.

Uwaga: W przypadku ściągow zastosowanych w pracy proponuje się stosować współczynnik dostrojenia nośności ściągu do nośności klasy RC3 ($\beta = 4,3$) z uwagi na rozmiar konsekwencji zniszczenia w przypadku wystąpienia KDMZ ściągow. Znając wskaźnik niezawodności $t_2 = \beta = 3,8$ ściągu można oszacować współczynnik dostrojenia nośności pojedynczego ściągu (dla współczynnika zmienności nośności $v_1 = 0,1$) do nośności klasy RC3 ze wzoru (1) [2]:

$$s = \frac{1 - t_2 \cdot v_1}{1 - t_3 \cdot v_1} = \frac{1 - 3,8 \cdot v_1}{1 - 4,3 \cdot v_1} = \frac{0,62}{0,57} = 1,088 \quad (1)$$

Dostrajamy ściągi zaprojektowane dla klasy RC2 ($t_2 = \beta = 3,8$) do klasy RC3 ($t_3 = \beta = 4,3$) z uwagi na rozmiar konsekwencji zniszczenia ściągow w przypadku małej sztywności przekrycia sprzęgającego cięgna w głowicach słupów.

Wniosek. Obliczeniową nośność ściągu należałoby zwiększyć 1,088 razy w celu dostrojenia ściągu do niezawodności klasy RC3. Tak należy postępować zwłaszcza w przypadku przekryć wiązarowo-płatwiowych nie zaopatrzonych w system stężeń podłużnych sprzęgających przemieszczenia poziome głowic słupów.

W przypadku rozpatrywanego przekrycia strukturą bez przegubu kalenicowego, zdolną do wyrównywania wydłużenia ściągow aż do granicy nośności KDMZ, nośność zbioru 6 przykładowych ściągow ulegnie zwiększeniu. W tym konkretnym przypadku należy zwrócić uwagę na asekurację przed niesymetrycznym mechanizmem zniszczenia. W związku z tym należy zastosować asekurację fizyczną w drodze zablokowania przegubów w kluczu przekrycia oraz asekuracją w drodze zmniejszenia liczby (tylko we wzorze) elementów sprzężonych. W przypadku $n = 6$ równolegle sprzężonych ściągow kwantyl nośności (nośność obliczeniową) można bezpiecznie oszacować redukując liczbę sprzężonych elementów do $n_0 = n - 2 = 4$. Kwantyl nośności ściągow oszacujemy wtedy ze wzoru (2) [3]:

$$N_k = n_0 E(N_1) \left[1 - t_2 \cdot \frac{v_1}{\sqrt{n_0}} \right] = 4 E(N_1) \left[1 - t_2 \cdot \frac{v_1}{2} \right] \quad (2)$$

gdzie: n_0 – zredukowana liczba elementów sprawczych, $E(N_1)$ – nośność oczekiwana (średnia) pojedynczego ściągu, $t_2 = 3,8$ – wskaźnik niezawodności ściągu, $v_1 = D(N_1) / E(N_1)$ – współczynnik zmienności nośności ściągu.

Zwiększenie nośności s_n , możemy oszacować z wzoru (3) wg [3,5]:

$$s_n = \frac{N_k}{n N_{1k}} = \frac{1 - t_2 \cdot \frac{v_1}{\sqrt{n_0}}}{1 - t_2 \cdot v_1} \quad (3)$$

Przykład. Oszacować nośność i niezawodność zredukowanej wiązki $n_0 = n - 2 = 4$ ściągow. Wskaźnik niezawodności pojedynczego ściągu wynosi $t_2 = 3,8$. W przykładzie

przyjęto współczynnik zmienności nośności elementów $v_1 = 0,1$. Zwiększenie nośności ściągow wynosi:

$$s_4 = \frac{1 - t_2 \cdot \frac{v_1}{\sqrt{n_0}}}{1 - t_2 \cdot v_1} = \frac{1 - 3,8 \cdot \frac{0,1}{\sqrt{4}}}{1 - 3,8 \cdot 0,1} = \frac{0,81}{0,62} = 1,306$$

Wniosek. Nośność 4 ściągow wskutek ich równoległego dostatecznie sztywnego sprzężenia powiększa się 1,306 razy. W tym przypadku, zwiększenie nośności ciągu w wiązce 4 ciągów ($n_0 = n - 2 \geq 4$) jest większe, aniżeli zmniejszenie nośności odrębnych ściągow w klawiszujących wiązarach nawet o wskaźniku niezawodności $t_3 = 4,3$ większym od przyjętego w przykładzie $t_2 = 3,8$. Przy równoległym sprzężeniu ściągow wynikającym ze sztywności konstrukcji przekrycia w płaszczyźnie poziomej uzyskujemy nośność większą w porównaniu do sumy z nośności odrębnych ściągow.

4. Podsumowanie, uwagi, wnioski

Konstrukcje hal o rozdzielonych KDMZ przekrycia i słupów charakteryzują się dużą powierzchnią ścian i przekryć dachowych i nadają się do zagospodarowania w celu pozyskiwania energii cieplnej oraz elektrycznej z promieniowania słonecznego. Wiąże się z tym zwiększenie obciążeń wyposażeniem oraz obciążeniem termicznym konstrukcji. Zwiększa to koszty wykonania konstrukcji konwencjonalnych. Z analizy statycznej wynika możliwość zredukowania obciążenia termicznego do poziomu obciążeń konstrukcji konwencjonalnych w drodze wydzielenia w halach energoaktywnych segmentów dylatacyjnych o szerokości $3x2a$.

Przedstawiono koncepcję wydzielenia energoaktywnych segmentów dylatacyjnych hali, zawierających absorbery i umożliwiających transport energii cieplnej. Rozmieszczenie i liczba energoaktywnych segmentów uzależniona jest od potrzeb energetycznych inwestora.

Do oszacowania nośności i niezawodności segmentów energoaktywnych określono i przyjęto najmniejszy KDMZ. Oszacowano współczynnik dostrojenia nośności ściągow (do niezawodności klasy RC3), w funkcji przykładowego współczynnika zmienności nośności $v_1 = 0,10$. Oszacowanie niezawodności za pomocą algebry kwantyli wykazało, że asekurowane równoległe, sprzężenie elementów sprawczych o liczebności MKZE $n \geq 4$, za pomocą instrumentów probabilistycznej optymalizacji konstrukcji [3], pozwala na uniknięcie potrzeby dostrojenia nośności i niezawodności elementów konstrukcji hal do zalecanych klas niezawodności w drodze zwiększenia masy konstrukcji [2].

Z oszacowań wynika, że zaproponowane na podstawie probabilistycznej optymalizacji koncepcje konstrukcji energoaktywnych segmentów dylatacyjnych spełniają normowe zalecenia nośności i niezawodności konstrukcji zwymiarowanych wg norm przedmiotowych [10,11,12].

Dodatkową redukcję wpływu temperatury na konstrukcję można uzyskać stosując podkładki neoprenowe nad głowicami słupów w węzłach podporowych [6]. W takim przypadku należy sprzęgać ściągami węzły dolne struktury.

Wydzielenie energoaktywnych segmentów w halach konwencjonalnych (wiązarowo-płatwiowych), wymaga przekształcenia ich w ruszt kratowy. Taki ruszt z poziomym stężeniem wzdłuż głowic słupów umożliwia zainstalowanie absorberów i urządzeń w przestrzeni konstrukcyjnej energoaktywnego segmentu hali.

Wnioski generalne:

W konstrukcjach hal przekrytych strukturami można korzystnie wydzielić energoaktywne segmenty dylatacyjne, w których sprzężenie trzech segmentów montażowych umożliwia zwiększenie nośności i niezawodności konstrukcji powyżej zaleceń podanych w podstawowej normie [10].

Warto zwrócić uwagę na sposób wyznaczania tak zwanych **współczynników konsekwencji zniszczenia** konstrukcji budowlanych w tym stalowych. Wyrażenie współczynników konsekwencji zniszczenia konstrukcji za pomocą wskaźników niezawodności $t = \beta$ lepiej odzwierciedla odporność konstrukcji na awarie lub katastrofy.

Praca w ramach Projektu pt. „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”, temat 7.4: KONSTRUKCYJNE ROZWIĄZANIA ENERGOAKTYWNYCH PRZEKRYĆ BUDOWLANYCH PRZYSTOSOWANYCH DO POZYSKIWANIA ENERGII CIEPLNEJ. Umowa nr: POIG.01.01.02-10-106/09.

Literatura

- 1 Poradnik projektanta Konstrukcji Metalowych. Tom 2., praca zbiorowa pod kierownictwem prof. W. Boguckiego, Arkady, Warszawa, 1982.
- 2 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.
- 3 Kowal Z., Instruments of Probabilistic Optimisation of Load Bearing Capacity and Reliability of Statically Indeterminate Complex Structures. Archives of Civil Engineering, LX, 1, 2014, s. 77-90.
- 4 Kowal Z., Probabilistyczna optymalizacja nośności słupów konstrukcji hal konwencjonalnych. ZNPR nr 283, Z. 59 (2/2012/II), s. 185-192.
- 5 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.
- 6 Kowal Z., Brzezińska K., Wpływ temperatury na kinematycznie dopuszczalne mechanizmy zniszczenia energoaktywnych segmentów hali. Praca przyjęta na konferencję ZK2014 – Suchedniów 2014.
- 7 Kowal Z., Piotrowski R., Energoaktywne segmenty dylatacyjne hal z przekryciem strukturalnym. BiA PL Vol. 12(2) 2013, s.221-228.
- 8 Kowal Z., Piotrowski R., Asekurowany segment energoaktywny hali przekryty strukturą zredukowaną ze ściągiem. Praca przyjęta na konferencję ZK2014 – Suchedniów 2014.
- 9 Kowal Z., Siedlecka M., Energoaktywne segmenty samoczyszczącego przekrycia hali. EAB, XXI OIKNT, Bielsko-Biała 10-12.10.2013, s. 161-168.
- 10 PN-EN 1990:2004, Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- 11 PN-EN 1991-1-5:2005, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
- 12 PN-EN 1993-1-1:2006, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 13 Tablice statystyczne rozkładu normalnego.
- 14 Materiały informacyjno – reklamowe Pilkington Polska Sp. z o. o.

Energy-active expansion segments of steel halls covered with a regular structure with a tie

Zbigniew Kowal¹, Rafał Piotrowski²

^{1,2} *Department of Mechanics, Metal Structures and Computer Methods, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: ¹zbigko@tu.kielce.pl, ²rafalp@tu.kielce.pl*

Abstract: The paper presents the concept of energy-active segments construction of steel halls covered with a structure with a tie which contain solar radiation energy absorbers (SE). The following factors were taken into account: 1) slope exceeding 20%, which enables self-clearance of snow from the cover surface and facilitates obtaining energy in the winter period; 2) reducing the width of energy-active expansion segments to 6x3=18m; 3) reducing thermal impact on internal forces and displacements of the structure elements; 4) parallel coupling of the structure elements to maintain load bearing capacity and reliability [2] above these recommended for RC2 class [3]; 5) dividing the cover structure into geometrically invariable assembly segments of the hall, which ensures safe and efficient assembly.

Keywords: energy active segments of steel halls, metal structures, the cover self-clearance, structure reliability

Wpływ siły podłużnej na podatność zginanych węzłów stalowej konstrukcji nośnej w pożarze rozwiniętym

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: W pracy podjęto próbę jakościowego i ilościowego oszacowania wpływu jaki na zachowanie się w pożarze rozwiniętym zginanych stalowych węzłów podatnych typu rygiel – rygiel albo słup – słup ma równoczesne oddziaływanie siły osiowej. Analiza opiera się na uogólnieniu klasycznego algorytmu metody składnikowej. Obecna w węźle siła podłużna koryguje nie tylko warunki obciążenia poszczególnych elementów, efektywnych w ocenie nośności, ale również wpływa w sposób znaczący na ich odkształcenie, co w konsekwencji przekłada się na zmianę sztywności. Zaobserwowany efekt jest tym bardziej istotny im większy jest udział siły podłużnej w globalnym bilansie oddziaływań.

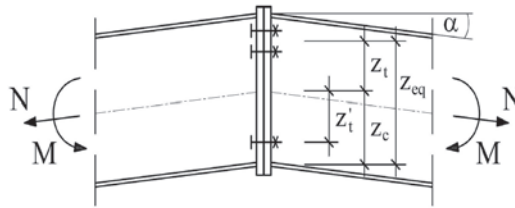
Słowa kluczowe: pożar rozwinięty, konstrukcja stalowa, węzeł podatny, nośność, sztywność, metoda składnikowa

1. Wprowadzenie

W praktyce inżynierskiej przy ocenie podatności węzła z wykorzystaniem klasycznych algorytmów metody składnikowej na ogół uwzględnia się jedynie te oddziaływania poszczególnych elementów połączenia, które zostały wygenerowane przez moment zginający. Takie uproszczenie może jednak prowadzić do nadmiernie optymistycznych oszacowań sztywności, dlatego wszędzie tam, gdzie potrzebna jest większa precyzja opisu stosuje się modele formalne kwantyfikujące wpływ odpowiedniej interakcji sił wewnętrznych. Musi jednak dziwić, że uwaga badaczy nakierowana jest na tym polu głównie na interakcję zginania ze ścinaniem, natomiast niemniej istotny wpływ siły podłużnej zostaje z reguły pomijany. Świadczy o tym chociażby stosunkowo uboga baza dostępnych wyników eksperymentalnych i prac teoretycznych poświęconych temu zagadnieniu (na przykład [1], [2], [3], [4], [5], [6]). Celem niniejszej pracy jest wykazanie, że interakcja *M-N*, powszechna w węzłach stosowanych w konstrukcjach stalowych, odgrywa zasadniczą rolę w odpowiedzi tych węzłów na przyłożone do nich obciążenia zewnętrzne, w szczególności poprzez odpowiednią modyfikację ich sztywności i nośności.

Do analizy wybrano węzeł doczołowy pokazany na Rys. 1. Odpowiada on zarówno typowemu węzłowi rygiel–rygiel (*end plate beam-to-beam knee joint*) jak i węzłowi typu słup–słup (*end plate column-to-column joint*). Przy założonym zwrocie momentu zginającego i rozpatrywaniu samego tylko zginania mamy do czynienia ze ściskaniem w dolnym pasie rygla i rozciąganiem śrubami w jego górnej części. Jeżeli jednak rozpatrywać łącznie współdziałanie momentu zginającego i siły podłużnej to w zależności od wartości i znaku siły *N* mogą zachodzić następujące przypadki (oznaczenia zgodne z Rys. 1):

- siła ściskająca $F_{d,c}$ w dolnym pasie rygła, przyłożona na ramieniu z_c względem jego osi, oraz siła rozciągająca $F_{g,t}$ w górnej części rygła, której ramię z_t względem tej samej osi zależy od rozstawu istniejących w połączeniu rzędów śrub, stąd $z_{eq} = z_c + z_t$,
- ściskanie zarówno w dolnej jak i w górnej części rygła, odpowiednie ramiona sił $F_{d,c} = F_{c,max}$ i $F_{g,c} = F_{c,min}$ wynoszą wtedy w obu częściach z_c , a zatem $z_{eq} = 2z_c$,
- rozciąganie zarówno w dolnej jak i w górnej części rygła, co daje ramiona sił $F_{d,t} = F_{t,min}$ i $F_{g,t} = F_{t,max}$ równe odpowiednio z'_t i z_t , czyli $z_{eq} = z_t + z'_t$.



Rys. 1. Węzeł analizowany w pracy (oznaczenia objaśniono w tekście)

2. Nośność węzła z uwzględnieniem wpływu siły podłużnej

Elementami węzła efektywnymi z punktu widzenia oceny jego podatności będą:

- w pierwszym przypadku: rozciągane śruby (*bt – bolts in tension*) oraz środek rygła (*bwt – beam web in tension*), zginana blacha czołowa (*epb – end plate in bending*) oraz ściskana dolna półka rygła (*bfc – beam flange in compression*),
- w drugim przypadku: ściskanie obie półki rygła (*bfc – beam flange in compression*),
- w trzecim przypadku: rozciągane śruby, zarówno te w górnych rzędach jak i te w dolnym rzędzie, (*bt – bolts in tension*) oraz środek rygła (*bwt – beam web in tension*), a także zginana blacha czołowa (*epb – end plate in bending*).

A zatem, za autorami pracy [7], można podać zależności służące do oszacowania nośności węzła zredukowanej ze względu na wpływ siły podłużnej. Wychodząc z klasycznych warunków równowagi otrzymuje się odpowiednio:

- w pierwszym przypadku:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sum_r (F_{t,r,Rd} h_r) - z_c N \cos \alpha \\ F_{c,Rd} (z_c + z_t) + z_t N \cos \alpha \end{array} \right\} \quad (1)$$

- w drugim przypadku:

$$M_{Rd} = z_c (2F_{c,Rd} + N \cos \alpha) \quad (2)$$

- w trzecim przypadku:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sum_r [F_{t,max,r,Rd} (h_r - z_c + z'_t)] - z'_t N \cos \alpha \\ z_t N \cos \alpha - F_{t,min,i,Rd} (z_t + z'_t) \end{array} \right\} \quad (3)$$

Indeks i należy wiązać z kolejnymi składnikami węzła natomiast indeks r z odpowiednim rzędem śrub, co oznacza że ramię h_r definiuje położenie rozpatrywanego rzędu względem osi dolnej półki belki. Poszczególne nośności $F_{i,Rd}$ zostaną wyspecyfikowane szczegółowo w rozdziale 4 niniejszej pracy.

3. Wpływ siły podłużnej na obrót węzła

Z relacji siła – przemieszczenie, która w zakresie sprężystej pracy węzła przyjmuje postać:

$$F_i = k_i E \Delta_i \quad (4)$$

gdzie Δ_i jest odkształceniem i -tego składnika węzła, k_i współczynnikiem proporcjonalności określającym sztywność sprężyny modelującej pracę tego składnika, natomiast E modułem sprężystości podłużnej stali z której wykonano węzeł, wynika że:

$$\Delta_i = \frac{F_i}{k_i E} \quad (5)$$

Wartości siły F_i zależą od przypadków wyspecyfikowanych w rozdziale 1 niniejszej pracy i wynoszą odpowiednio:

- w pierwszym przypadku:

$$F_{t,i} = \frac{M + z_c N \cos \alpha}{z_c + z_t} \quad \text{oraz} \quad F_{c,i} = \frac{M - z_t N \cos \alpha}{z_c + z_t} \quad (6)$$

- w drugim przypadku:

$$F_{c,\max} = \frac{M}{2z_c} + \frac{N \cos \alpha}{2} \quad \text{oraz} \quad F_{c,\min} = \frac{M}{2z_c} - \frac{N \cos \alpha}{2} \quad (7)$$

- w trzecim przypadku:

$$F_{t,\max,i} = \frac{M + z_t' N \cos \alpha}{z_{t,i} + z_t'} \quad \text{oraz} \quad F_{t,\min,i} = \frac{z_t' N \cos \alpha - M}{z_t' + z_{t,i}} \quad (8)$$

Powyższe zależności pozwalają na oszacowanie obrotu węzła. Zależy on jedynie od odkształceń generowanych przez składniki rozciągane, w tym także od zginanej płyty czołowej (epb) stanowiącej wraz z rozciąganymi śrubami odpowiedni króciec teowy, co oznacza że:

$$\varphi = \frac{\sum_i \Delta_{t,i}}{z_{eq}} = \frac{1}{E z_{eq}} \frac{\sum_i F_{t,i}}{\sum_i k_{t,i}} \quad (9)$$

a zatem w drugim z rozpatrywanych przypadków węzeł jest nominalnie sztywny. Po przeprowadzeniu obliczeń w pierwszym przypadku zachodzi:

$$\Delta_{t,i} = \frac{M + z_c N \cos \alpha}{E(z_c + z_t) k_{t,i}} \quad (10)$$

co daje:

$$\Sigma \Delta_{t,i} = \frac{M + z_c N \cos \alpha}{E(z_c + z_t)} \left(\frac{z_c + z_t}{\sum_r \left(\frac{1}{\frac{1}{k_{ep,r}} + \frac{1}{k_{b,r}}} \right) h_r} \right) \quad (11)$$

w trzecim natomiast:

$$\sum_i \Delta_{t,i} = \sum_i \Delta_{t,max,i} - \sum_i \Delta_{t,min,i} = \Delta_{t,max,eq} - (\Delta_{t,min,ep} + \Delta_{t,min,b}) \quad (12)$$

gdzie:

$$\Delta_{t,max,eq} = \frac{M + z_t' N \cos \alpha}{E(z_t + z_t')} \cdot \frac{(z_t + z_t')}{\sum_r \left[\left(\frac{1}{\frac{1}{k_{max,ep,r}} + \frac{1}{k_{max,b,r}}} \right) (h_r - z_c + z_t') \right]} \quad (13)$$

$$\Delta_{t,min,ep} = \frac{z_t' N \cos \alpha - M}{E(z_t + z_t')} \cdot \frac{1}{k_{t,min,ep}} \quad (14)$$

$$\Delta_{t,min,b} = \frac{z_t' N \cos \alpha - M}{E(z_t + z_t')} \cdot \frac{1}{k_{t,min,b}} \quad (15)$$

4. Nośność składników węzła w temperaturze pożarowej

W pożarze rozwiniętym nośność poszczególnych składników węzła będzie redukowana na skutek malejącej granicy plastyczności stali, zgodnie z regułą $f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_y$ (wartości odpowiednich współczynników redukcyjnych zestawiono w normie [8]). Jak widać z formuły (1) w pierwszym przypadku nośność węzła determinują nośność miarodajnego szeregu śrub $F_{t,r,Rd}$ oraz nośność ściskanej półki belki $F_{c,Rd}$. Zgodnie z klasycznym ujęciem metody składnikowej (oznaczenia szczegółowe wyspecyfikowano w normie [9]), w warunkach pożaru zachodzi (indeks θ oznacza temperaturę pożarową):

$$F_{t,r,Rd\theta} = \min(F_{t,ep,Rd\theta}, F_{t,bw,Rd\theta}) \quad (16)$$

przy czym nośność rozciąganej średnicy belki:

$$F_{t,bw,Rd\theta} = \frac{b_{eff,t,bw} t_{bw} k_{y\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (17)$$

natomiast nośność blachy czołowej (wraz ze śrubami) zależy od zrealizowanego modelu zniszczenia króćca teowego, w tym w szczególności:

$$F_{t,ep,Rd,\theta} = \min(F_{T,1,Rd,\theta}, F_{T,2,Rd,\theta}, F_{T,3,Rd,\theta}) \quad (18)$$

A zatem:

- jeśli uplastycznieniu ulegną pasy króćca:

$$F_{T,1,Rd,\theta} = \frac{4M_{pl,1,Rd,\theta}}{m} \quad \text{gdzie } M_{pl,1,Rd,\theta} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,1} t_{ep}^2 k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (19)$$

- jeśli nastąpi zerwanie śrub z równoczesnym uplastycznieniem pasów:

$$F_{T,2,Rd,\theta} = \frac{2M_{pl,2,Rd,\theta} + n \Sigma F_{t,Rd,\theta}}{m+n} \quad \text{gdzie } M_{pl,2,Rd,\theta} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,2} t_{ep}^2 k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (20)$$

- jeśli zerwaniu ulegną śruby bez równoczesnego uplastycznienia pasów:

$$F_{T,3,Rd,\theta} = \Sigma F_{t,Rd,\theta} = F_{t,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{k_2 k_{b,\theta} f_{ub} A_s}{\gamma_{M,fi}} \quad (21)$$

Z drugiej strony:

$$F_{c,Rd,\theta} = F_{c,bf,Rd,\theta} = \frac{W_{pl} k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi} (h_b - t_{fb})} \quad (22)$$

W powyższych zależnościach $b_{eff,t,bw}$ jest efektywną szerokością środka belki, t_{ep} - grubością pasa króćca teowego, czyli po prostu grubością blachy czołowej węzła, m - odległością osi śruby od spoiny łączącej blachę z belką, n - odległością osi śruby od brzegu blachy czołowej, l_{eff} - długością efektywną króćca teowego, f_{ub} - wytrzymałością śruby na rozciąganie, k_2 - współczynnikiem zależnym od rodzaju śruby, $k_{b,\theta}$ - współczynnikiem redukującym nośność śruby w temperaturze pożarowej, $\gamma_{M,fi} = 1,0$ - częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa odniesionym do sytuacji pożaru. W przypadku konieczności zastosowania formuły (3) mamy odpowiednio:

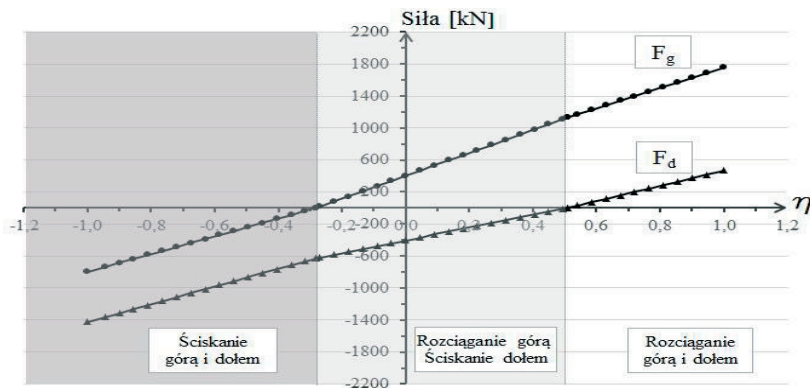
$$F_{t,max,r,Rd,\theta} = \min(F_{t,max,ep,Rd,\theta}, F_{t,max,bw,Rd,\theta}) \quad (23)$$

$$F_{t,min,i,Rd,\theta} = \min(F_{t,min,ep,Rd,\theta}, F_{t,min,bw,Rd,\theta}) \quad (24)$$

5. Przykład numeryczny

Szczegółowej analizie poddano węzeł przedstawiony na Rys. 1, wykonany ze stali S355, dla którego $\alpha = 0^\circ$. Założono ryglę z dwuteownika IPE 330 i śruby M20 klasy 10.9. Poza tym przyjęto, że blacha czołowa ma wymiary $370 \times 200 \times 20$ mm, natomiast ramiona sił wynoszą $z_{t1} = 118,5$ mm, $z_{t2} = 58,5$ mm, $z'_t = 118,5$ mm. Rozpatrywany węzeł obciążony jest stałym momentem zginającym ściskającym dolny pas rygla, o wartości $M = 100$ kNm, a także siłą osiową N , przyłożoną w osi rygla, taką że $-1 \leq \eta \leq 1$, gdzie $\eta = N/N_{pl}$ (wartość dodatnia oznacza tu rozciąganie, ujemna - ściskanie,

$N_{pl} = 2222,3 \text{ kN}$ jest nośnością plastyczną przekroju rygła przy czystym rozciąganiu). Takie założenia pozwalają na wyznaczenie sił w pasach rygła po uwzględnieniu interakcji $M-N$. Przedstawiono je na Rys. 2 w zależności od wartości parametru η . Jeżeli obie siły, F_g i F_d , są mniejsze od zera to mamy do czynienia ze ścisaniem w obu pasach rygła (przypadek drugi), a zatem węzeł jest nominalnie sztywny. Z drugiej strony, przy obydwu siłach większych od zera, zarówno górny jak i dolny pas rygła są rozciągane (przypadek trzeci). Przypadek pierwszy, to znaczy rozciąganie górnego pasa i ściskanie dolnego, zachodzi gdy $F_g > 0$ i $F_d < 0$. Na poniższym rysunku słabo uwidaczniają się skokowe zmiany wartości sił na granicach przywołanych powyżej obszarów, będące skutkiem zmiany miarodajnego ramienia działania (z z_c na z_t lub odwrotnie). Wartości sił F_g i F_d nie można jednak rozważać w pełnym zakresie $-1 \leq \eta \leq 1$. Ogranicza je bowiem nośność węzła, wyznaczona w pierwszym przybliżeniu przy założeniu czystego zginania. Dla danych z rozważanego przykładu zachodzi $M_{Rd} = \sum_i F_{i,r,Rd} h_r = 165,15 \text{ kNm}$, co daje przedział wartości dopuszczalnych zaznaczony na Rys. 3 (z lewej) przy temperaturze rygła $\theta_a = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ (jak widać nie jest możliwe obustronne rozciąganie węzła, można natomiast tak dobrać wartość siły N aby uzyskać obustronne ściskanie).

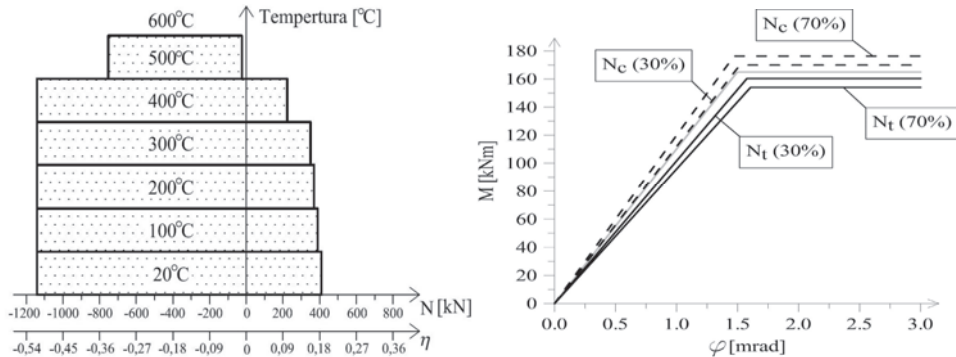


Rys. 2. Wartości sił w pasach rygła przy uwzględnieniu interakcji $M-N$ (dla danych z przykładu)

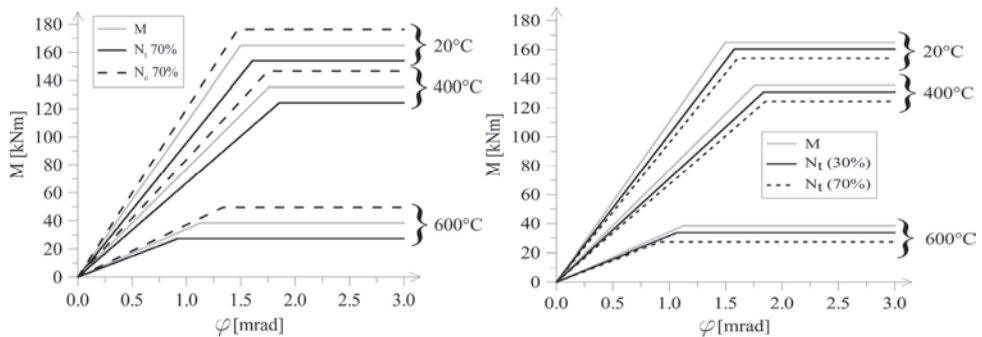
W dalszych rozważaniach skupiono się jedynie na przypadku rozciągania górnych rzędów śrub z jednoczesnym ścisaniem dolnego pasa rygła. Zastosowanie algorytmu przytoczonego powyżej prowadzi do relacji moment – obrót pokazanej na Rys. 3 (z prawej). Jak widać, założenie zginania z równoczesnym działaniem osiowej siły rozciągającej N_t daje w efekcie istotną redukcję nośności i sztywności węzła w stosunku do analogicznych wartości określonych dla czystego zginania (na rysunku relacje te zaznaczono jaśniejszą linią), tym większą im większy udział tej siły w globalnym bilansie oddziaływań (na rysunku pokazano wyniki otrzymane odpowiednio dla 30% i 70% udziału). Z drugiej strony, współdziałanie siły ścisającej N_c i założonego momentu zginającego, co oczywiste, podnosi nośność i sztywność węzła.

Uwzględnienie narastającej w pożarze temperatury elementów daje rezultaty pokazane na Rys. 4. Wpływ siły osiowej, wykazany wcześniej na Rys. 3, niejako nakłada się teraz na redukcję nośności i sztywności węzła spowodowaną samym pożarem. Zmiany te wynikają bowiem z odpowiedniej korekty właściwości mechanicznych stali konstrukcyjnej.

Zauważmy przy tym, że w temperaturze poniżej $\theta_a = 400$ °C, zgodnie z [8], istotnemu zmniejszeniu ulega jedynie charakteryzujący ten materiał moduł sprężystości podłużnej ($k_{E,\theta} < 1$), co wpływa w zasadzie głównie na zmianę sztywności węzła. Powyżej tej temperatury zachodzi jednak również coraz bardziej znacząca redukcja granicy plastyczności stali ($k_{y,\theta} < 1$), a to nieuchronnie prowadzi do szybkiego wyczerpania nośności węzła (co ma miejsce w temperaturze niższej niż $\theta_a = 600$ °C - patrz Rys. 3 – z lewej).



Rys. 3. Z lewej - zakres wartości siły osiowej przenoszonej przez węzeł we współdziałaniu z założonym momentem zginającym przy różnej wartości temperatury rygła, z prawej – relacja moment obrót uzyskana dla rozpatrywanego węzła przy założeniu interakcji M - N i temperatury rygła na poziomie $\theta_a = 20$ °C



Rys. 4. Relacje moment – obrót charakteryzujące podatność rozpatrywanego węzła w pożarze przy uwzględnieniu interakcji M - N , z lewej – określone dla sił N_c i N_t , przy założonym udziale siły podłużnej na poziomie 70%, z prawej – wyspecyfikowane jedynie dla sił N_t , za to przy różnym ich udziale (ustalonym odpowiednio na poziomach 30% i 70%)

6. Uwagi końcowe

Uzyskane wyniki pozwalają na konstatację, że uwzględnienie wpływu siły osiowej może mieć istotne znaczenie dla uwiarygodnienia modeli formalnych opisujących zachowanie się zginanych węzłów podatnych. Przy danych przyjętych w rozpatrywanym przykładzie wpływ ten można oszacować mniej więcej na poziomie 10%, za to po stronie niebezpiecznej. Może on być jednak znacząco większy, jeśli tylko udział siły podłużnej w globalnym bilansie oddziaływań będzie dominujący. Niemniej jednak, efekt tego typu trzeba rozpatrywać w kontekście niedoskonałości dotychczas stosowanych modeli. Są one jak dotąd na tyle nieprecyzyjne, że wydaje się uzasadnione aby w praktyce inżynierskiej wpływy wykazane powyżej dołączyć do tych, które zostały zakwalifikowane do kategorii kojarzonej z niepewnością modelu obliczeniowego.

Małgorzata Snela jest uczestnikiem projektu "Kwalifikacje dla rynku pracy - Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy" współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

- 1 Wales M., Rossow E. C., Coupled moment - axial force behavior in bolted joints, *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 109, No. 5, May 1983.
- 2 Kalczyńska-Gasik B., Razowski A., Wpływ sił osiowych na dystrybucję sił wewnętrznych w ramie niesteżonej o podatnych połączeniach, *Inżynieria i Budownictwo*, 6/1995, str. 333-335.
- 3 Cerfontaine F., Jaspert J.P., Analytical study of the interaction between bending and axial force in bolted joints, *Proceedings of the 3rd European Conference on Steel Structures "Eurosteel"*, Coimbra, Portugal, September 19-20, 2002, s. 997-1006.
- 4 De Lima L.R.O., da Silva L.S., da S. Vellasco P.C.G., de Andrade S.A.L., Experimental analysis of extended end-plate beam-to-column joints under bending and axial force, *Proceedings of the 3rd European Conference on Steel Structures "Eurosteel"*, Coimbra, Portugal, September 19-20, 2002, s. 1121-1130.
- 5 Sokol Z., Wald F., Delabre V., Muzeau J.P., Švarc M., Design of end-plate joints subject to moment and normal force, *Proceedings of the 3rd European Conference on Steel Structures "Eurosteel"*, Coimbra, Portugal, September 19-20, 2002, s. 1219-1228.
- 6 Urbonas K., Daniūnas A., Component method extension to steel beam-to-beam and beam-to-column knee joints under bending and axial forces, *Journal of Civil Engineering and Management*, 3, (2005), s. 217-224.
- 7 Daniūnas A., Urbonas K., Influence of the semi-rigid bolted steel joints on the frame behaviour, *Journal of Civil Engineering and Management*, 16 (2), 2010, s. 237-241.
- 8 PN-EN 1993-1-2, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji na wypadek pożaru.
- 9 PN-EN 1993-1-8, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych, Część 1-8: Projektowanie węzłów.

The axial force influence on the flexibility of steel joints subject to bending under fully developed fire conditions

Mariusz Maślak¹, Małgorzata Snela²

¹ *Department of Steel 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: m.snela@pollub.pl*

Abstract: The axial force qualitative influence as well as its quantitative evaluation on the behaviour of the flexible steel beam-to-beam and column-to-column knee joints subject to bending under fire conditions are assessed and discussed in detail. The proposed calculation algorithm is based on the generalization of classical component method. The essential effect of such axial force is not only the correction of internal forces applied to particular joint components, but also the significant modification of their strain conditions.

Keywords: fully developed fire, steel structure, flexible joint, component method

Badanie wpływu wstępnych imperfekcji trzonu masztu na wartości sił wewnętrznych i wyężenie konstrukcji masztu

Monika Matuszkiewicz

*Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Inżynierii Łądowej, Środowiska i Geodezji,
Politechnika Koszalińska, e-mail: m.mat@wilsig.tu.koszalin.pl*

Streszczenie: W pracy opisano wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych pewnego konkretnego masztu z uwzględnieniem imperfekcji w postaci wstępnych krzywizn przęseł masztu. Podstawowym celem pracy było zbadanie, w jakim stopniu wstępne imperfekcje trzonu masztu wpływają na wyężenie elementów konstrukcji masztu. Zamieszczone uwagi i wnioski końcowe mają znaczenie praktyczne i mogą być wykorzystane w projektowaniu kratowych masztów z odciągami.

Słowa kluczowe: maszt z odciągami, trzon kratowy, wstępne imperfekcje

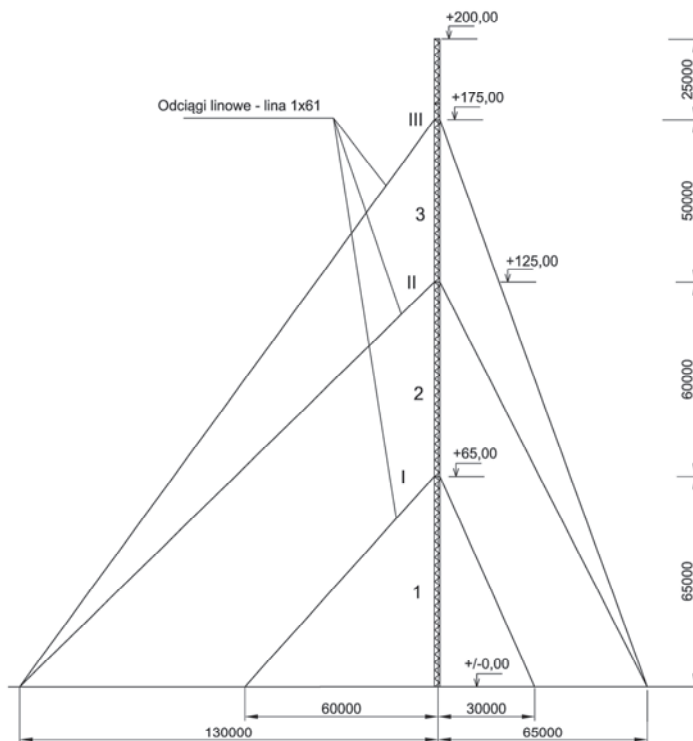
1. Wstęp

Maszty są bardzo specyficznymi konstrukcjami, w których ze względu na geometryczną nieliniowość odciągów zachowanie całej konstrukcji także jest nieliniowe, tj. przemieszczenia trzonu masztu są nieliniowo zależne od obciążenia zewnętrznego. Zgodnie z [1], obliczenia statyczne konstrukcji masztowych należy wykonać stosując globalną analizę sprężystą z uwzględnieniem wpływu przemieszczeń na warunki równowagi. Z punktu widzenia poprawności obliczeń według teorii II rzędu, powinno się analizować konstrukcję typu „imperfekt”. Problemem jest brak jakichkolwiek wytycznych normowych, dotyczących wartości oraz formy przyjęcia wstępnych imperfekcji trzonu masztu. Brakuje też informacji, że można te imperfekcje w obliczeniach pominąć (taki zapis znalazł się, np. w niemieckiej normie masztowej [2]). Traktowanie w tej kwestii trzonu masztu jak typowego słupa złożonego, zgodnie z wytycznymi Eurokodu [3] jest dyskusyjne. Nieliniowość konstrukcji masztowej powoduje dużą zmienność sztywności podpór sprężystych w miejscach mocowania odciągów, a więc nie można tych podpór traktować jak typowych podpór konstrukcji. Postać wybożenia trzonu masztu także będzie się zatem różnić od postaci wybożenia słupów w typowych konstrukcjach. Zagadnienie to wymaga uwagi i będzie przedmiotem dalszych analiz. W pracy założono formę wstępnych imperfekcji trzonu masztu w postaci krzywizny przęseł masztu między dwoma poziomami zamocowania odciągów. Taka forma odpowiada wytycznym, dotyczącym tolerancji wykonania trzonu masztu, których wartości podano w załączniku F normy [1]. Podstawowym celem pracy było zbadanie wpływu wstępnych imperfekcji trzonu masztu na wyężenie elementów konstrukcji. Ze względu na obszerność obliczeń, w pracy zamieszczono wybrane rezultaty analizy statyczno-wytrzymałościowej.

2. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

2.1. Opis konstrukcji masztu

Przeprowadzono obliczenia masztu wysokości 200 m. Trzon masztu zaprojektowano w postaci trójściennej kratownicy przestrzennej o rozstawie krawężników $a = 2,0$ m (rys. 1). Krawężniki i krzyżulce zaprojektowano z rur okrągłych ze stali S355. Na krawężniki zastosowano rury $\varnothing 168,3/12,5$ mm, a na skratowanie rury $\varnothing 76,1/4,0$ mm zamocowane do krawężników w węzłach na śruby. Trzon podzielono na sekcje montażowe wysokości 10 m. Maszt ma trzy poziomy mocowania odciągów – na poziomach 65,0 m, 125,0 m i 175,0 m. Na odciągi zastosowano liny średnicy $\varnothing 32$ 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 odciąg).



Rys. 1. Schemat masztu

2.2. Założenia przyjęte do analizy

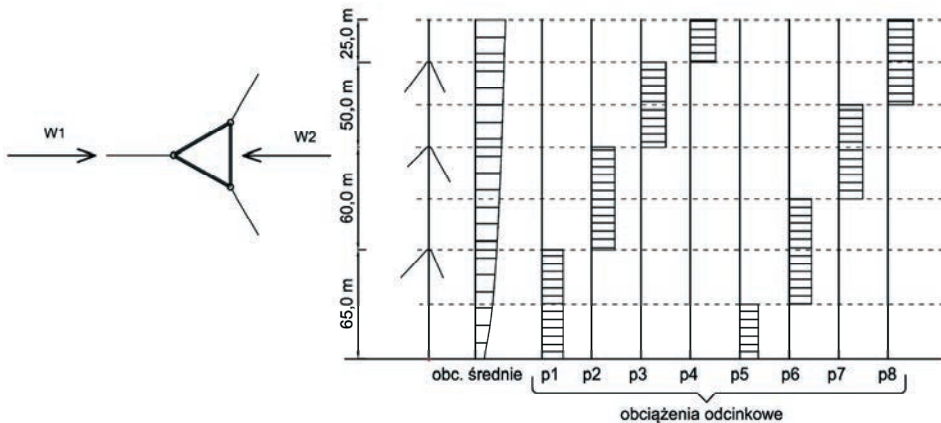
Przyjęto lokalizację masztu w 2. strefie obciążenia wiatrem zgodnie z [4], na terenie kategorii II. Zakwalifikowano konstrukcję do 2. klasy niezawodności, stąd wartość współczynnika częściowego od obciążeń stałych jest równa 1,1, a wartość współczynnika częściowego od obciążeń zmiennych 1,4. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny konstrukcji (bez wyposażenia) oraz oddziaływania wiatru. Przyjęte zgodnie z [1] schematy obciążenia wiatrem masztu przedstawiono na rys. 2. Obliczenia przeprowadzono dla dwóch

najbardziej niekorzystnych kierunków działania wiatru: W1, dla którego uzyskano największe wartości sił w odciągach i W2, dla którego maszt ma najmniejszą sztywność (Rys. 2.).

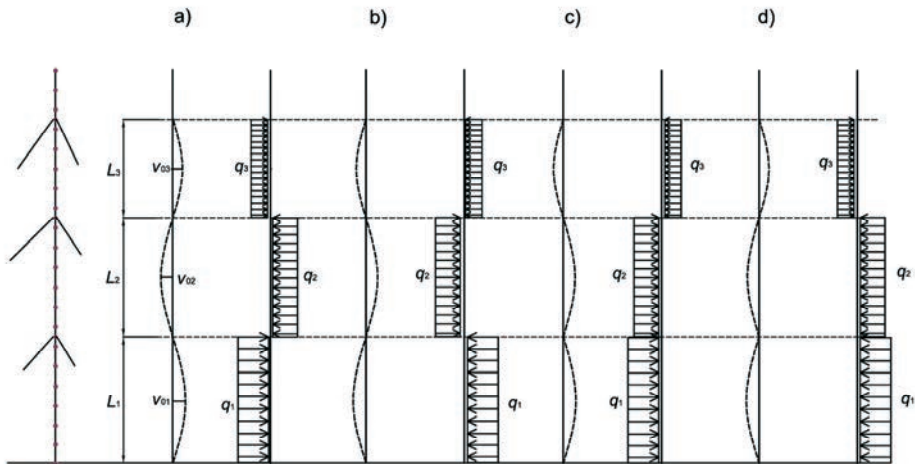
W celach porównawczych analizowano konstrukcję bez wstępnych imperfekcji oraz konstrukcję „imperfekt”, przyjmując wstępne wygięcia przęseł masztu między poziomami zamocowania odciągów o wartościach: $v_0 = L/1000$ (wartości dopuszczalnych odchyłek montażowych, zgodnie z [1]), oraz $v_0 = L/500$ (wartości wstępnych imperfekcji jak dla słupów złożonych, zgodnie z [3]). Wstępne krzywizny przęseł masztu zastąpiono w obliczeniach statycznych obciążeniem poprzecznym o wartości

$$q = 8Nv_0 / L^2 \tag{1}$$

(przy założeniu, że wstępna krzywizna przęsła jest opisana funkcją paraboliczną [5]). Symbole N i L oznaczają odpowiednio siłę osiową i rozpiętość konkretnego przęsła. Schematy zastępczych obciążeń trzonu masztu od wstępnych imperfekcji przedstawiono na rys. 3.



Rys. 2. Schematy i kierunki obciążenia wiatrem masztu zgodnie z [1]



Rys. 3. Przyjęte formy imperfekcji geometrycznych trzonu masztu z odpowiadającym im obciążeniami zastępczymi

2.3. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

Obliczenia statyczne przeprowadzono przy wykorzystaniu programu Mast, opisanego w [6]. Zastosowano globalną analizę sprężystą według teorii II rzędu, z uwzględnieniem nieliniowych właściwości odciągów. Kratowy trzon masztu zastąpiono w obliczeniach numerycznych pełnościennym prętem o odpowiednich charakterystykach geometryczno-wytrzymałościowych, z uwzględnieniem podatności na ściskanie, zginanie, ścinanie i skręcanie. Wartość obciążenia zastępczego q , zgodnie ze wzorem (1), zależy od wartości siły osiowej w przęśle masztu. Ponieważ rzeczywiste, dynamiczne oddziaływanie wiatru na elementy konstrukcji masztu zostało zastąpione, zgodnie z procedurą opisaną w [1], quasi równoważnym obciążeniem statycznym, złożonym ze średniego obciążenia wiatrem i szeregu obciążeń odcinkowych, uwzględnienie w obliczeniach konstrukcji obciążonej imperfekcjami stało się bardzo żmudne i skomplikowane.

Pierwszy etap obliczeń polega na określeniu wartości sił normalnych w przęsłach trzonu masztu przy założeniu, że w trzonie nie ma imperfekcji. Należy wykonać zatem szereg obliczeń kombinacji obciążenia średniego wiatrem z kolejnymi obciążeniami odcinkowymi. Na podstawie obliczonej w każdej z tych kombinacji osobno wartości siły normalnej w poszczególnych przęsłach masztu ustala się odpowiednie wartości obciążenia zastępczego. W następnym etapie należy ponownie wykonać obliczenia od poszczególnych kombinacji obciążeń, uwzględniając dodatkowo obciążenia zastępcze, zgodnie z przyjętą formą wygięć przęseł trzonu masztu. Na podstawie uzyskanych wyników obliczeń należy ustalić łączne efekty obciążenia w każdym elemencie konstrukcji, dodając (lub odejmując) do efektu obciążenia średniego wiatrem łączny efekt obciążeń odcinkowych [por. np. 7].

W przypadku analizowanej konstrukcji, przy uwzględnieniu dwóch kierunków obciążenia wiatrem, czterech różnych schematów obciążenia zastępczego od wstępnych imperfekcji i dwóch przyjętych wartości krzywizn przęseł masztu, należało wykonać obliczenia dla 162 różnych kombinacji obciążeń.

Końcowe rezultaty obliczeń statycznych zestawiono poniżej w tablicach.

Tablica 1. Maksymalne wartości sił normalnych w trzonie masztu [kN]

Przęsło	Imperfekcje $v_0 = 0$	Imperfekcje $v_0 = L/1000$		Imperfekcje $v_0 = L/500$	
		N	sytuacja	N	sytuacja
1	-1204,9	-1209,0	W1, imp. wg rys. 3 c)	-1213,5	W1, imp. wg rys. 3 c)
2	-854,3	-855,4	W1, imp. wg rys. 3 d)	-856,7	W1, imp. wg rys. 3 d)
3	-483,6	-485,2	W1, imp. wg rys. 3 d)	-487,5	W1, imp. wg rys. 3 d)

Tablica 2. Maksymalne wartości przęsłowych momentów zginających w trzonie masztu [kNm]

Przęsło	Imperfekcje $v_0 = 0$	Imperfekcje $v_0 = L/1000$		Imperfekcje $v_0 = L/500$	
		M	sytuacja	M	sytuacja
1	607,06 (W1)	697,02	W1, imp. wg rys. 3 a)	773,58	W1, imp. wg rys. 3 a)
	-630,73 (W2)	-707,04	W2, imp. wg rys. 3 d)	-775,57	W2, imp. wg rys. 3 d)
2	406,00 (W1)	461,29	W1, imp. wg rys. 3 b)	517,81	W1, imp. wg rys. 3 b)
	-579,85 (W2)	-625,83	W2, imp. wg rys. 3 a)	-670,84	W2, imp. wg rys. 3 a)
3	-530,25 (W1)	-540,68	W1, imp. wg rys. 3 a)	-551,05	W1, imp. wg rys. 3 a)
	736,66 (W2)	769,07	W2, imp. wg rys. 3 b)	787,02	W2, imp. wg rys. 3 b)

Tablica 3. Maksymalne wartości sił tnących w trzonie masztu

Wartość imperfekcji	V [kN]	sytuacja
$v_0 = 0$	-51,5	W1
$v_0 = L/1000$	-56,9	W1, imp. wg rys. 3 c)
$v_0 = L/500$	-62,6	W1, imp. wg rys. 3 c)

Tablica 4. Maksymalne wartości sił w odciągach masztu [kN]

Poziom	Imperfekcje $v_0 = 0$	Imperfekcje $v_0 = L/1000$		Imperfekcje $v_0 = L/500$	
		N	sytuacja	N	sytuacja
I	189,0	200,8	W1, imp. wg rys. 3 c)	213,7	W1, imp. wg rys. 3 c)
II	187,5	189,5	W1, imp. wg rys. 3 b)	191,7	W1, imp. wg rys. 3 b)
III	236,8	239,5	W1, imp. wg rys. 3 d)	243,1	W1, imp. wg rys. 3 d)

Uwzględnienie w obliczeniach imperfekcji w postaci wstępnych wygięć przęseł trzonu masztu wpłynęło przede wszystkim na zwiększenie wartości momentów przęsłowych (podobne rezultaty przedstawiono w [8]). Dla przęseł 1 i 2, przy uwzględnieniu imperfekcji $v_0 = L/1000$, wartości momentów zginających wzrosły o około 15 %, a przy uwzględnieniu imperfekcji $v_0 = L/500$ o około 30 %. W przęśle 3 nie zanotowano już tak znaczących różnic – maksymalnie wartość momentu wzrosła o około 7 %. Porównując siły w odciągach na poszczególnych poziomach, największy wpływ imperfekcji na wzrost wartości siły można zauważyć dla odciągów najniższych (przy uwzględnieniu imperfekcji $v_0 = L/1000$ był to wzrost o 15 %, a przy wartości $v_0 = L/500$ wzrost o 27 %). Na najwyższym poziomie zamocowania odciągów wzrost wartości siły nie przekroczył 3 %. Zwiększyły się także wartości ekstremalnych sił poprzecznych w trzonie – odpowiednio o 10 % dla imperfekcji $v_0 = L/1000$ i 21 % dla imperfekcji $v_0 = L/500$. Z uwagi jednak na to, że siły poprzeczne w trzonie przenoszą pręty skratowania, a przekroje tych prętów dobierane są w głównej mierze ze względu na uzyskanie odpowiedniej sztywności na ścinanie i skręcanie, taki wzrost nie jest niebezpieczny dla konstrukcji. Uwzględnienie wstępnych imperfekcji w obliczeniach statycznych nie wpłynęło za to praktycznie na wartości sił normalnych w trzonie (największe różnice nie przekraczały 1 %).

Z praktycznego punktu widzenia ważna jest odpowiedź, w jakim stopniu zwiększenie wartości sił wewnętrznych w analizie konstrukcji obciążonej imperfekcjami wpływa na wyłączenie elementów konstrukcji. W obliczeniach według teorii II rzędu, sprawdzenie wytrzymałości trzonu masztu sprowadza się do sprawdzenia warunku nośności na ściskanie pojedynczego krawężnika, z uwzględnieniem jego wybożenia między węzłami skratowania, zgodnie z [1]. Nośność wybożeniową ściskanego krawężnika określono z zależności

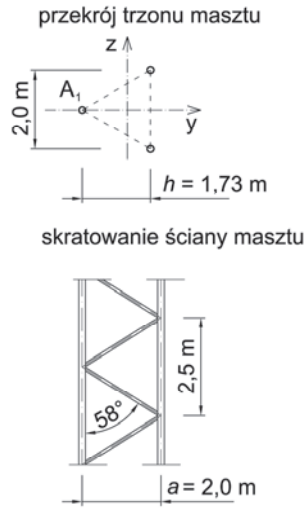
$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_1 \cdot f_y / \gamma_{M1}, \quad (2)$$

gdzie $A_1 = 61,2 \text{ cm}^2$ – przekrój krawężnika, $\chi = 0,894$ – wartość współczynnika wybożeniowego odpowiadająca długości wybożeniowej krawężnika $L_1 = 250 \text{ cm}$ (skratowanie łączone do krawężników na śruby)(rys. 4), zatem $N_{b,Rd} = 1942,3 \text{ kN}$.

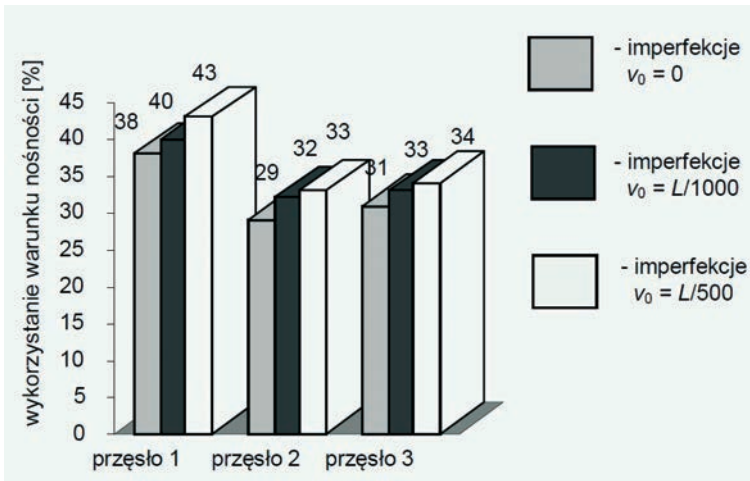
Warunek nośności ma znaną postać [3]:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1, \quad (3)$$

gdzie N_{Ed} jest obliczeniową wartością siły ściskającej w krawężniku ($N_{Ed} = N/3 + M/h$ – w przypadku dodatnich momentów zginających, $N_{Ed} = N/3 + M/2h$ – w przypadku momentów ujemnych). Procentowe zestawienie wykorzystania warunku nośności przęseł trzonu masztu przedstawia rys. 5.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny i geometria skratowania ściany masztu



Rys. 5. Wykorzystanie warunku nośności trzonu masztu

Nośność obliczeniową odciągów masztu, zgodnie z [9], ustala się z zależności

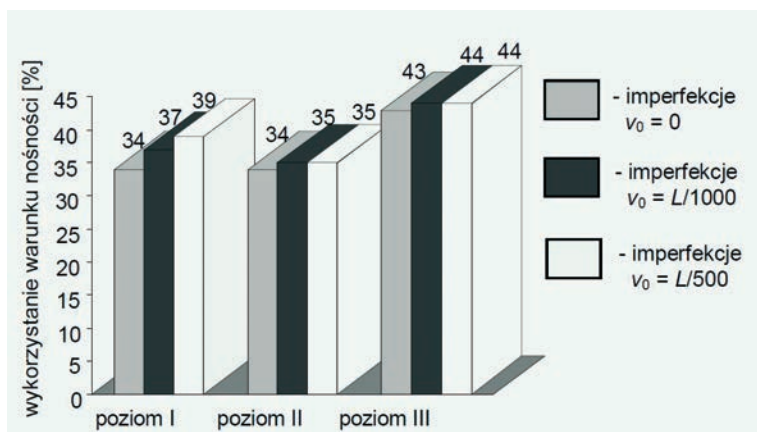
$$F_{Rd} = F_{uk} / 1,5\gamma_R, \quad (4)$$

gdzie F_{uk} jest charakterystyczną wartością siły zrywającej linę,

$$F_{uk} = F_{\min} \cdot k_e. \quad (5)$$

Wartość współczynnika częściowego $\gamma_R = 1$, wartość współczynnika straty wskutek zakotwienia $k_e = 1$ (zakotwienie tulejowe zalewane metalem), stąd nośność obliczeniowa odciągu $F_{Rd} = 548,7$ kN.

Procentowe zestawienie wykorzystania warunku nośności odciągów masztu na poszczególnych poziomach zamocowania pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Wykorzystanie warunku nośności odciągów masztu

Porównując wyężenie elementów konstrukcji masztu ze wstępnymi imperfekcjami i konstrukcji bez imperfekcji można zauważyć, że blisko 30-procentowe zwiększenie wartości momentu zginającego w najniższym przęśle spowodowało wzrost wykorzystania warunku nośności z 38 do 43 %. Zwiększenie wykorzystania warunku nośności odciągów dotyczyło tylko praktycznie najniższego poziomu odciągów (z 34 do maksymalnie 39 %), a ponieważ przyjęto na wszystkich poziomach odciągi o takich samych parametrach, miarodajnym wynikiem były obliczenia weryfikacyjne odciągów na poziomie najwyższym, dla największej wartości siły w odciągu (wzrost wykorzystania warunku nośności z 43 do 44 %).

3. Uwagi i wnioski końcowe

Przeprowadzona analiza wpływu uwzględnienia w obliczeniach statycznych masztów konstrukcji ze wstępnymi imperfekcjami pozwoliła na sformułowanie pewnych wniosków ogólnych, które mogą być przydatne w praktyce projektowej. Wykazano dosyć istotny wpływ imperfekcji na zwiększenie momentów zginających w przęslach trzonu masztu, natomiast wpływ tych imperfekcji na obliczenia weryfikacyjne był już mniej istotny. Ponieważ wstępne imperfekcje trzonu masztu są ściśle powiązane z odchyłkami montażowymi, wydaje się, że przy dosyć dużym rygorze wykonania konstrukcji, z pewną dozą ostrożności, można ze względu na dużą pracochłonność obliczeń pominąć te imperfekcje w analizie. W przepisach normowych powinien znaleźć się odpowiedni zapis, regulujący te kwestie. Przyjmowanie imperfekcji trzonu masztu jak dla pręta złożonego, zgodnie z [3], wydaje się pewnym uproszczeniem. Imperfekcje o strzałce $v_0 = L/500$ dotyczą pręta przegubowo podpartego, ponieważ odpowiada to postaci jego wybożenia. W przypadku pręta o innych warunkach podparcia te wartości będą inne, np. dla pręta wspornikowego $v_0 = 2L/500 = L/250$. Ze względu na dużą nieliniowość sztywności podpór sprężystych w miejscach mocowania odciągów, nie można tych podpór traktować jak typowych warunków podparcia. Prawdłowo powinno się więc najpierw określić odpowiednią postać wybożenia trzonu masztu, a dopiero w następnej kolejności przyjąć wstępne imperfekcje odpowiadające tej postaci wybożenia. Zagadnienie to jest bardzo ciekawe i będzie dalszym przedmiotem zainteresowania autorki.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-3-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
- 2 DIN V 4131. Antennentragwerke aus Stahl, 2008.
- 3 PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 4 PN-EN 1991-1-4. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- 5 Pałkowski Sz. O obliczaniu masztów według teorii II rzędu. Inżynieria i Budownictwo 8 (2002) 436-438.
- 6 Pałkowski Sz. Konstrukcje stalowe. Wybrane zagadnienia obliczania i projektowania. PWN, Warszawa 2009.
- 7 Matuszkiewicz M. Obliczanie kratowych masztów z odciągami według PN-EN 1993-3-1. Inżynieria i Budownictwo 4 (2010) 194-199.
- 8 Matuszkiewicz M. Calculations of guyed masts in accordance with EN 1993-3-1 standard taking into account mast shaft geometrical imperfections. Engineering Structures 33 (2011) 2044-2048.
- 9 PN-EN 1993-1-11. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-11: Konstrukcje ciągnowe.

The study of the influence of initial mast shaft imperfections on the values of internal forces and the effort of mast structure

Monika Matuszkiewicz

Department of Steel Structures, Faculty of Civil Engineering, Environmental and Geodetic Sciences, Koszalin University of Technology, e-mail: m.mat@wilsig.tu.koszalin.pl

Abstract: This paper describes the results of static-strength calculations of a real mast taking into account the initial imperfections in the form of initial mast span curves. The primary objective of the study was to examine to what extent the initial mast shaft imperfections influence the effort of structure elements of the mast. The remarks and conclusions are of practical importance and can be used in the design of guyed lattice masts.

Keywords: guyed mast, lattice shaft, initial imperfections

Analiza czynnikowa zdolności do obrotu uźebrowanego połączenia doczołowego belki do słupa

Krzysztof Ostrowski¹, Aleksander Kozłowski²

¹ *MTA Engineering Sp. z o.o., e-mail: krzysztof.ostrowski@mta-online.net*

² *Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: kozlowsk@prz.edu.pl*

Streszczenie: Zdolność do obrotu węzłów konstrukcji stalowych jest jedną z cech podatnościowych węzła, niezbędną do uwzględnienia rzeczywistego zachowania się węzła w analizie konstrukcji. Ma to szczególne znaczenie nie tylko w odniesieniu do konstrukcji analizowanych metodami teorii plastyczności, ze względu na możliwość tworzenia się przegubów plastycznych w węzłach, ale także przy projektowaniu w zakresie sprężystym, aby określić bezpieczny zakres odkształcalności węzłów.

W artykule przedstawiono wyniki analizy czynnikowej zdolności do obrotu przeprowadzonej na przykładzie doczołowego, nieuźebrowanego połączenia śrubowego rygła do słupa. Ocenie poddano wpływ podstawowych czynników zmiennych wpływających na zdolność do obrotu, jakimi są: grubość blachy czołowej węzła „t_p”, poziomy rozstaw śrub „w” oraz odległość śrub od górnej powierzchni półki „c_{g1}”. Analizę wykonano przy zastosowaniu metody elementów skończonych, w oparciu o plan eksperymentu numerycznego.

Słowa kluczowe: zdolność do obrotu, analiza czynnikowa, analiza MES, plan eksperymentu numerycznego

1. Wprowadzenie

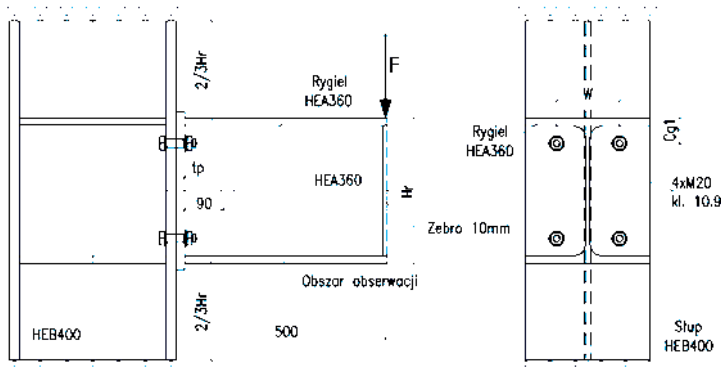
Procedury analityczne metody składnikowej zawarte w [1] pozwalają na ilościową ocenę nośności obliczeniowej oraz sztywności początkowej węzłów. W odniesieniu do ilościowej oceny kąta obrotu kryterium to nie zostało wystarczająco spełnione. Reguły analityczne odnoszą się jedynie do podania grubości blachy czołowej węzła, przy której węzeł posiada wystarczającą zdolność do obrotu. Węzeł, który nie uzyskuje wymaganej zdolności do obrotu może ulec przedwczesnemu zniszczeniu, zwłaszcza w przypadku utworzenia się w tym węźle przegubu plastycznego. Ma to szczególne znaczenie w przypadku węzłów uźebrowanych, w których odkształcalność węzła ograniczona jest do odkształceń składników właściwych dla blachy czołowej. Zdolność do obrotu węzła wpływa także na wybór metody obliczeń statycznych [2].

Główne problemy związane z wyznaczeniem kąta obrotu wynikają z alternatywności wystąpienia określonego modelu zniszczenia, powodowanego zróżnicowaną sztywnością poszczególnych składników węzła [3], [4], [5], [6], [7]. Składniki węzła w zakresie pozasprężystym cechuje zmienne zachowanie spowodowane procesem redystrybucji sił wewnętrznych. Celem artykułu jest przedstawienie roli oraz wzajemne relacje czynników w funkcji kąta obrotu ϕ węzła doczołowego obciążonego momentem zginającym M w oparciu o plan eksperymentu numerycznego przy zastosowaniu analizy MES.

2. Opis metody badawczej

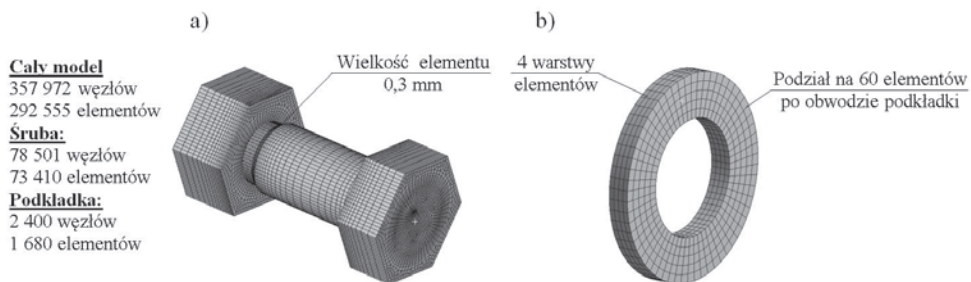
2.1. Opis modelu MES

Analiza czynnikowa zdolności do obrotu węzła przeprowadzona została na przykładzie śrubowego, uźebrowanego połączenia doczołowego belki do słupa (rys. 1). Przekrój słupa przyjęto z profilu dwuteowego HEB 400, rygiel natomiast z profilu HEA 360.



Rys. 1. Model połączenia belki do słupa

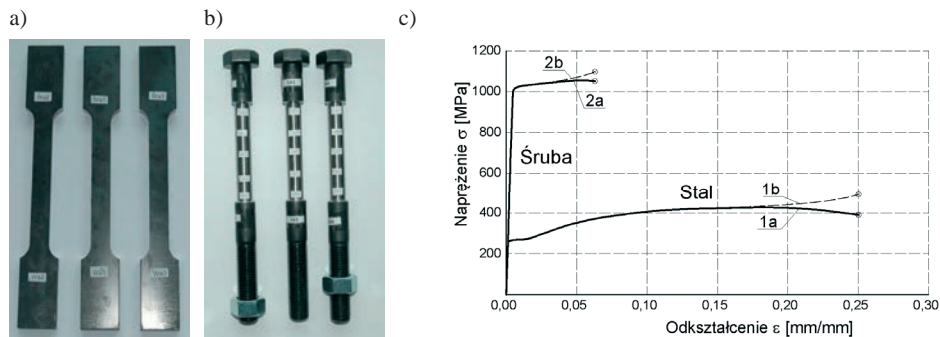
Analiza modeli prowadzona była przy zastosowaniu śrub wysokiej wytrzymałości klasy 10.9 (według DIN6914). Elementy składowe węzła wykonano ze stali S235. W analizie MES przyjęto multilinearne sprężysto-plastyczny model materiałowy. Do budowy modelu numerycznego użyto trójwymiarowych hexagonalnych ośmiowęzłowych sześciennych elementów skończonych. Dla blach czołowych przyjęto 8 warstw elementów skończonych. W strefach koncentracji naprężeń zastosowano dogęszczenie siatki. Obszar ten obejmuje płytę czołową oraz część rygla i słupa na długości $\frac{1}{4}$ wysokości rygla. W celu zwiększenia efektywności obliczeń wykonano model symetryczny względem płaszczyzny środkowej osładu.



Rys. 2. Model śruby i podkładki użyty do analizy MES

Do zbudowania modelu śruby zastosowano również elementy sześciennie ośmiowęzłowe. Podkładki zamodelowano jako elementy oddzielnie (rys. 2b), natomiast łeb śruby oraz trzpień zostały połączone z nakrętką (rys. 2a). W regionie styku pomiędzy nakrętką a gwintem zastosowano dogęszczenie siatki o wymiarze elementów 0,3 mm (rys. 2a). Ze względu na sprężenie śrub podatność gwintu została pominięta. Śruby sprężono siłą o wartości $F_{p,c} = 175$ kN. Sprężenie śrub dokonano poprzez przyłożenie siły sprężającej do powierzchni bocznej trzpienia śruby. Na rys. 3c przedstawiono wykresy naprężenie -

odkształcenie śrub oraz stali użytej do badań. Badaniu poddano próbki stalowe wykonane z blachy gr. 12 mm (stal S235) oraz śruby wysokiej wytrzymałości klasy 10.9 (rys. 3a i 3b). Rys. 3c przedstawia zależność naprężenie - odkształcenie w odniesieniu do rzeczywistego pola powierzchni przekroju elementu poddanego rozciąganiu.



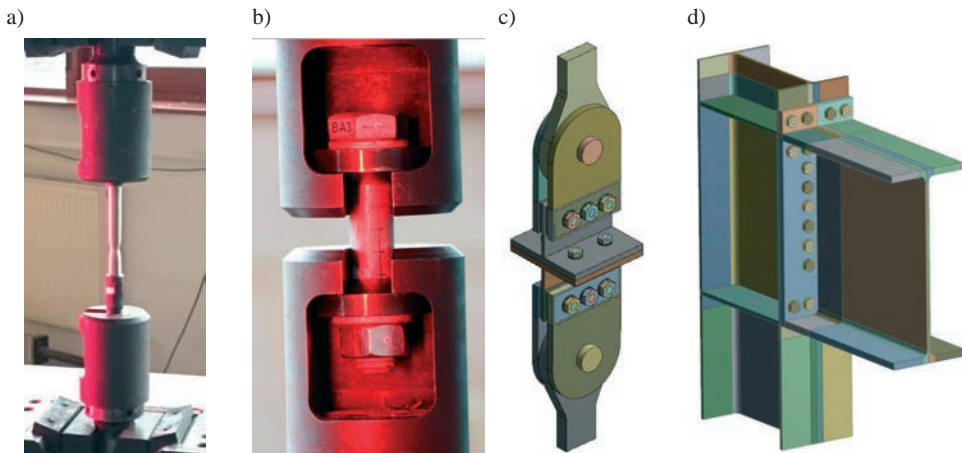
Rys. 3. Wyniki badania na rozciąganie: a) próbki stalowe – stal: S235, b) próbki śrub – śruby klasy 10.9 (według DIN 6914), c) krzywa σ - ϵ dla stali oraz śrub

Krzywe (rys. 3c) oznaczone linią 1a oraz 2a przedstawiają rozkład naprężenie-odkształcenie odniesione do początkowego pola przekroju A_0 , natomiast krzywe oznaczone linią 1b oraz 2b ilustruje rozkład naprężenie-odkształcenie odniesione do chwilowych pól przekroju poprzecznego, czyli naprężenia rzeczywiste w odkształconym przekroju A. Zastosowanie krzywych materiałowych σ - ϵ w postaci krzywej odkształcenia logarytmicznego pozwala na wiarygodne odwzorowanie stanu odkształcenia składników węzła w pełnym zakresie stanu odkształcenia. Opracowane charakterystyki materiałowe zostały zaimplementowane do programu Ansys. Kontakty pomiędzy poszczególnymi elementami węzła zamodelowano jako nieliniowe z współczynnikiem tarcia przyjętym jak dla powierzchni w stanie naturalnym o wartości $\mu=0.2$. Do każdego badanego modelu połączenia ujętego w planie eksperymentu został przyłożony skokowo narastający moment zginający. Wartość maksymalnego momentu zginającego ustalona została metodą prób w taki sposób, aby w składnikach węzła zostało osiągnięte maksymalne dopuszczalne odkształcenie wyznaczone na podstawie badań laboratoryjnych. Stan odkształcenia przy którym materiał ulega zniszczeniu przyjęto dla śrub na poziomie 6%, dla pozostałych elementów składowych węzła wykonanych ze stali na poziomie 25%. Moment zginający został przyłożony w 22 krokach jako obciążenie skupione F na końcu wspornika (rys. 3). Dwa pierwsze kroki zostały przydzielone na etap sprężenia, w pozostałych 20 przyłożone zostało obciążenie w równym podziale na każdy krok. Pomiar kąta obrotu dokonano na powierzchni referencyjnej oznaczonej na rys. 1 w odległości $\frac{1}{4}$ wysokości rygła (H_r). Odczyt kąta obrotu dokonano dla każdego kroku obciążeniowego prowadzonej analizy. Analizę MES wykonano na modelu o łącznej liczbie 357 972 węzłów (w układzie symetrycznym). Przeprowadzono dodatkową weryfikację modelu obliczeniowego wykonując obliczenia sprawdzające na modelu o łącznej liczbie węzłów modelu symetrycznego równej 1 030 074 węzłów oraz 865 286 elementów. Różnica kąta obrotu otrzymanego w analizie nie przekroczyła 2,6 %, co potwierdza dokładność odwzorowania modelu użytego w planie eksperymentu.

2.2. Walidacja hierarchiczna modelu MES

Wiarygodność wyników metody elementów skończonych można uznać za zadowalającą, jeżeli otrzymuje się wyniki zbieżne z wynikami badań laboratoryjnych. W celu

pozyskania zbieżnych wyników koniecznym jest wykonanie dostrojenia modeli MES. Dostrojenie modeli można uzyskać metodą walidacji hierarchicznej składników węzła. W pierwszym etapie walidacji wyznacza się charakterystykę σ - ε próbki stalowej oraz śruby poddanej rozciąganiu (Rys. 4a). W drugim etapie badaniu poddaje się wyizolowane elementy złączne w układzie śruba-podkładka-nakrętka (rys. 4b). Trzeci etap polega na wyznaczeniu porównawczej charakterystyki F - Δ opisującej stan odkształcenia doczołowego połączenia zdefiniowanego w formie rozciąganych króćców teowych (rys. 4c). W ostatnim etapie walidacji hierarchicznej analizowany jest model połączenia belki do słupa (rys. 4d). Miarą walidacji tego etapu jest uzyskanie zbieżnych wyników kąta obrotu w oparciu o analizę otrzymanej charakterystyki M - ϕ .



Rys. 4. Etapy walidacji hierarchicznej: a) Etap I - rozciąganie próbki stalowej b) Etap II - rozciąganie śruby w układzie śruba-podkładka-nakrętka c) Etap III - rozciąganie króćców teowych d) Etap IV - model połączenia belki do słupa obciążony momentem zginającym

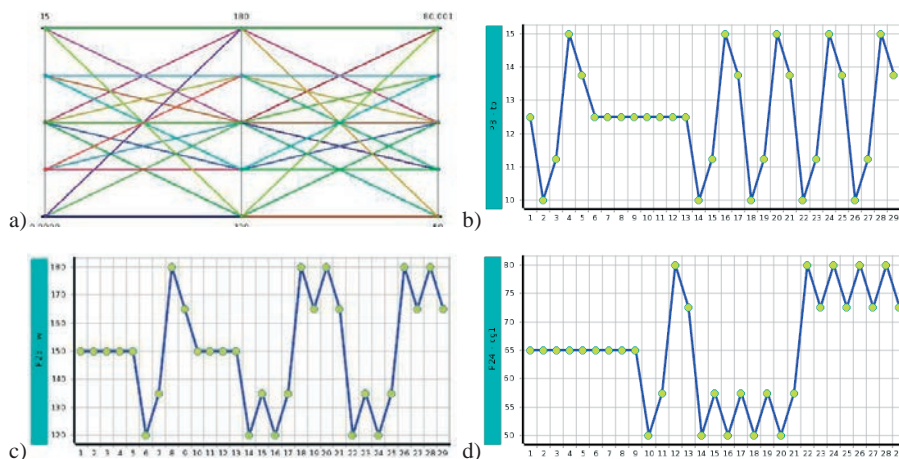
W analizie zastosowano charakterystyki materiałowe wyznaczone na podstawie badań laboratoryjnych rozciągania próbek stalowych (rys. 4a). Badania wykonano w Wydziałowym Laboratorium Badania Konstrukcji WBiIŚ Politechniki Rzeszowskiej. Miarą walidacji modelu MES było porównanie wyników badań laboratoryjnych rozciąganych próbek (stal kształtowa – stal S235 oraz śruba wysokiej wytrzymałości klasy 10.9) z wynikami analizy MES modeli odwzorujących badane próbki. Proces dostrojenia modelu MES uzyskano poprzez modyfikację krzywej σ - ε do takiej formy, przy której uzyskuje się akceptowalną zgodność wyników.

Pozostałe etapy walidacji hierarchicznej planowane są do wykonania w ramach pracy doktorskiej przygotowywanej przez współautora artykułu.

2.3. Prognozowanie krzywej obrotu M - ϕ

W realizowanym planie eksperymentu numerycznego [8] zastosowano „*central composite design*” plan, który jest integralnie związany z aproksymacją funkcji obiektu badań. Plan eksperymentu zbudowany na 29 układach planu (Tabela 1) zawiera kombinację czynników zmiennych w następujących zakresach:

- - grubość blachy czołowej węzła t_p – 10 ÷ 15 mm,
- - poziomy rozstaw śrub w – 120 ÷ 180 mm,
- - odległość śrub od górnej powierzchni półki c_{g1} – 50 ÷ 80 mm.



Rys. 5. Reprezentacja graficzna planu eksperymentu: a) widok ogólny: zmiana czynników badanych; b) t_p – grubość blachy czołowej; c) w – rozstaw poziomy łączników; d) c_{g1} – odległość od górnej powierzchni półki rygla do osi łączników

Tabela 1. Plan eksperymentu numerycznego – Central Composite Design

DP _i	t_{pi}	w_i	$c_{g1,i}$	DP _i	t_{pi}	w_i	$c_{g1,i}$	DP _i	t_{pi}	w_i	$c_{g1,i}$
DP ₁	12,5	150	65	DP ₁₁	12,5	150	57,5	DP ₂₁	13,75	165	57,5
DP ₂	10	150	65	DP ₁₂	12,5	150	80	DP ₂₂	10	120	80
DP ₃	11,25	150	65	DP ₁₃	12,5	150	72,5	DP ₂₃	11,25	135	72,5
DP ₄	15	150	65	DP ₁₄	10	120	50	DP ₂₄	15	120	80
DP ₅	13,75	150	65	DP ₁₅	11,25	135	57,5	DP ₂₅	13,75	135	72,5
DP ₆	12,5	120	65	DP ₁₆	15	120	50	DP ₂₆	10	180	80
DP ₇	12,5	135	65	DP ₁₇	13,75	135	57,5	DP ₂₇	11,25	165	72,5
DP ₈	12,5	180	65	DP ₁₈	10	180	50	DP ₂₈	15	180	80
DP ₉	12,5	165	65	DP ₁₉	11,25	165	57,5	DP ₂₉	13,75	165	72,5
DP ₁₀	12,5	150	50	DP ₂₀	15	180	50	-	-	-	-

gdzie: DP_i – numer punktu układu planu eksperymentu,

t_{pi} , w_i , c_{gi} , – czynniki zmienne

Rozwiązanie wszystkich układów planu pozwoliło na zbudowanie powierzchni odpowiedzi wartości poszukiwanego kąta obrotu opartej na 580 punktach pomiarowych.

Funkcję kąta obrotu ϕ opisuje jeden z często stosowanych modeli w postaci funkcji wielomianu, w którym korzysta się z trzech pierwszych, nieparzystych wyrazów wielomianu. Funkcja ta zapisana jest w postaci wzoru (1):

$$\phi = C_1 \cdot (K \cdot M) + C_2 \cdot (K \cdot M)^3 + C_3 \cdot (K \cdot M)^5 \quad (1)$$

$$K = C \cdot t_p^{A1} \cdot w^{A2} \cdot c_{g1}^{A3} \quad (2)$$

gdzie: C_1, C_2, C_3 - stałe wielomianu,
 $C, A1, A2, A3$ - współczynniki zależne od geometrii węzła,
 t_p - grubość blachy czołowej węzła [mm],
 w - poziomy rozstaw śrub [mm],
 c_{g1} - odlegość śrub od górnej powierzchni półki [mm],
 M - moment zginający [kN·m].

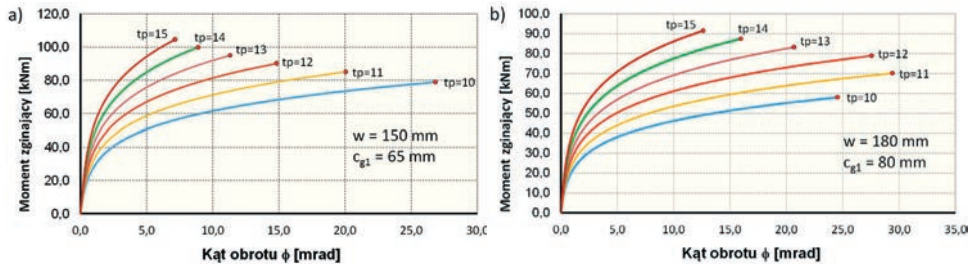
Zbudowana baza wyników pozwoliła na wyznaczenie współczynników wielomianu określonego wzorem (1). Współczynniki wyznaczono metodą estymacji nieliniowej. Zestawienie współczynników wielomianu zamieszczono w tabeli 2. Jako kryterium zdolności do obrotu przyjęto osiągnięcie dopuszczalnego odkształcenia najslabszego składnika, odpowiednio dla śrub 0,06 [mm/mm], dla pozostałych elementów 0,25 [mm/mm]. Wartości te ustalono na podstawie laboratoryjnej próby rozciągania.

Tabela 2. Zestawienie współczynników wielomianu dla wzoru (1)

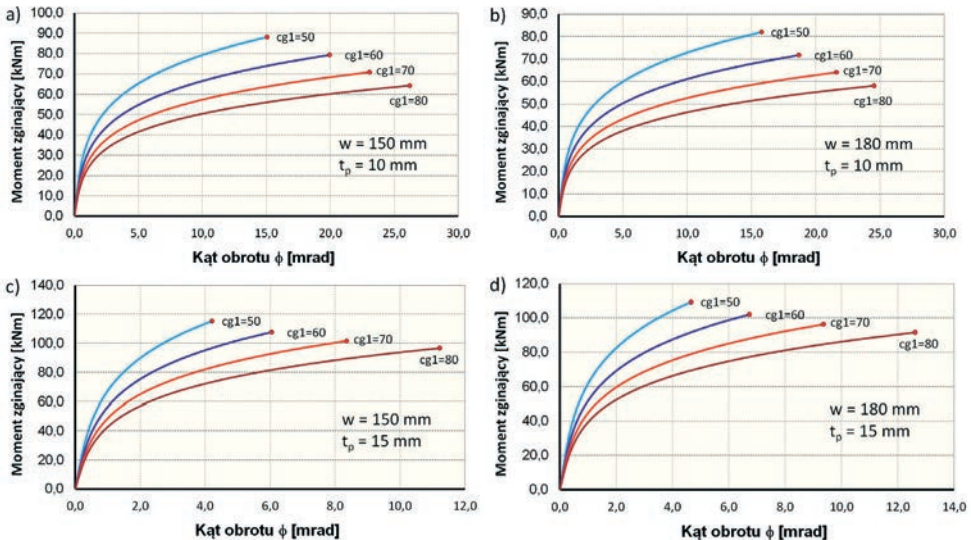
X_i	C	C1	C2	C3	A1	A2	A3
ϕ	0,00211	0,52886	0,36887	0,09749	-1,53220	0,46556	0,96395

3. Wyniki analizy

Na podstawie przeprowadzonego planu eksperymentu otrzymano powierzchnię odpowiedzi układu czynników zmiennych, która jest bazą informacji o wzajemnych relacjach czynników analizowanego węzła. Na rysunkach 6, 7 i 8 przedstawiono wyniki analizy czynnikowej.



Rys. 6. Zestawienie wyników kąta obrotu względem grubości blachy czołowej „ t_p ”

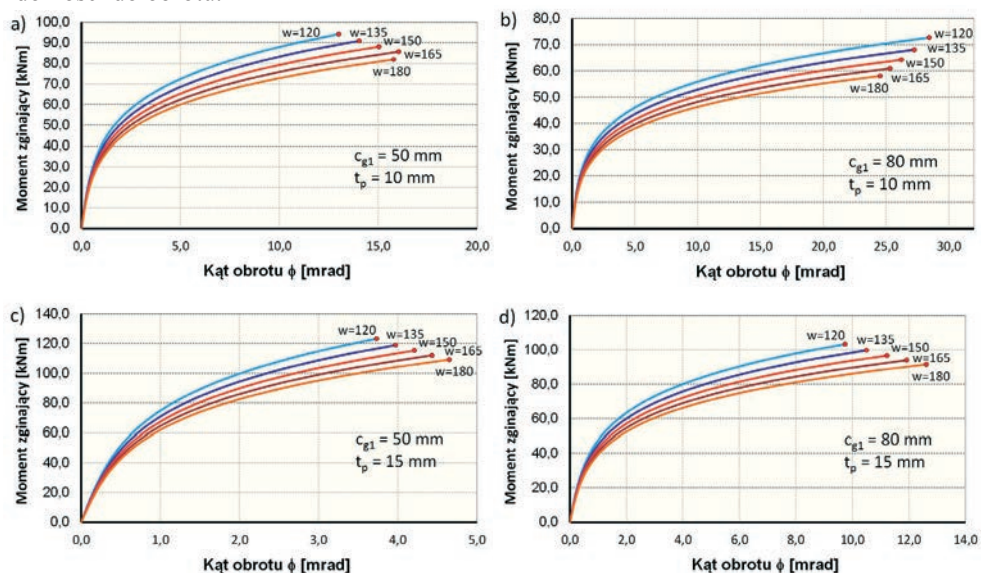


Rys. 7. Zestawienie wyników kąta obrotu względem odległości śruby od górnej półki „ c_{g1} ”

Rysunek 6 przedstawia zależność kąta obrotu od grubości blachy czołowej t_p w odniesieniu do poziomego rozstawu śrub w oraz odległości śruby od górnej półki rygła c_{g1} . Ze wzrostem grubości blachy czołowej t_p obserwuje się zdecydowany spadek zdolności

węzła do obrotu. Z analizy wykresu przedstawionego na rys. 6b wnioskuje się, że przy pewnej konfiguracji czynników zmiennych „ w ” oraz „ c_{g1} ” może wystąpić sytuacja, w której na skutek osiągnięcia odkształceń dopuszczalnych węzeł z blachą o grubości $t_p=10\text{mm}$ posiada mniejszą zdolność do obrotu niż węzeł z blachą o grubości $t_p=11\text{mm}$ oraz $t_p=12\text{mm}$.

Rysunek 7 przedstawia wyniki analizy czynnika względem parametru c_{g1} . Na wszystkich wykresach (rys. 7a, 7b, 7c oraz 7d) można zaobserwować zdecydowany wpływ odległości śruby od górnej półki c_{g1} . Zwiększenie parametru c_{g1} powoduje zwiększenie zdolności do obrotu.



Rys. 8. Zestawienie wyników kąta obrotu względem poziomego rozstawu śrub „ w ”

Rysunek 8 przedstawia wyniki analizy czynnika poziomego rozstawu śrub „ w ”. Z analizy krzywej $M-\phi$ wynika, że parametr „ w ” w niewielkim stopniu wpływa na przyrost zdolności do obrotu. W analizie zaobserwowano tendencje przyrostu (a także spadku – Rys. 8b) kąta obrotu ze wzrostem wartości parametru „ w ”, lecz nie jest to tak produktywnie jak w przypadku parametru c_{g1} .

4. Wnioski

Wprowadzenie analizy MES do oceny zachowania części składowych węzła spowodowane jest wymiernymi korzyściami jakie wnosi jej stosowanie. Zastosowana przez autorów metodologia otwiera nowe możliwości rozpoznania relacji pomiędzy składnikami węzła, oraz ich zachowaniem w zakresie pozasprężystym. Rozpoznanie roli oraz wpływu poszczególnych czynników pozwala na świadome, a także mierzalne sterowanie sztywnością oraz kątem obrotu węzła.

Otrzymane wyniki analizy czynników „ t_p ”, „ w ” oraz „ c_{g1} ” opisujących jedyny aktywny w węźle uźebrowanym element podstawowy węzła jakim jest rozciągany króciec teowy przy pasie rozciągającym rygla, pokazują, że największy wpływ na obrót węzła ma odległość od osi śruby do krawędzi blachy c_{g1} . Parametr ten, wraz z grubością blachy czołowej może być użyty przez projektanta do osiągnięcia wymaganej zdolności węzła do obrotu.

Przeprowadzona w artykule analiza czynnikowa zdolności do obrotu węzła doczołowego potwierdza, że zastosowany w pracy plan eksperymentu w powiązaniu z analizą MES może stać się efektywnym narzędziem w wyznaczaniu zdolności do obrotu węzłów konstrukcji stalowych.

Literatura

- 1 PN-EN 1993-1-8 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, 2006.
- 2 Kozłowski A., Łaguna J.: O zdolności do obrotu doczołowych węzłów konstrukcji stalowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z.58 t.3/2011/II,
- 3 Frye M. J., Morris G. A., Analysis of Flexibly-Connected Steel Frames., Canadian Journal of Civil Engineering (1975), No2.
- 4 Yee Y. L., Melchers R. E., Moment Rotation Curves for Bolted Connections., Journal of Structural Division (1986), ASCE. Vol. 112, ST3.
- 5 Faella C., Piluso V., Rizzano G., A New Method to Design Extended End Plate Connections and Semirigid Braced Frames. Journal of Constructional Steel Research (1996), Vol. 41, No. 1, pp. 61-91.
- 6 Kuhlmann U., Fürch A., Rotation Capacity of Steel Joints., COST Project C1 Meeting (1997).
- 7 Beg D., Zupančič E., Vayas I., On the rotation capacity of moment connections., Journal of Constructional Steel Research (2004), Vol. 60.
- 8 Polański Z., Planowanie doświadczeń w technice, PWN, Warszawa 1995.

Parametric study on the rotation capacity of stiffened end-plate beam-to-column connection

Krzysztof Ostrowski¹, Aleksander Kozłowski²

¹ MTA Engineering Sp. z o.o., e-mail: krzysztof.ostrowski@mta-online.net

² Rzeszów University of Technology, e-mail: kozlowsk@prz.edu.pl

Abstract: Rotation capacity is one of the joint parameters needed to be taken into account of the real joint behaviour in a global analysis. It has a special influence on the plastic design of steel frames. The results of the parametric study of the stiffened bolted end-plate beam-to-column connection have been presented in the paper. The main investigated parameters are: thickness of end plate " t_p ", horizontal bolt spacing " w " and distance of the bolt to plate edge " c_{gl} ". The analysis was performed with the use of finite element method, based on the numerical experiment plan.

Keywords: rotation capacity, parametric study, FEM analysis, experiment design

Aerodynamiczne tłumienie drgań w obliczeniach stalowych wież kratowych

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: Obliczanie stalowych wież kratowych sprowadza się przede wszystkim do wyznaczenia odpowiedzi dynamicznej konstrukcji, drgającej w kierunku średniej prędkości wiatru. Te drgania, smukłej i stosunkowo lekkiej konstrukcji, podlegają tłumieniu, nie tylko konstrukcyjnemu, ale także spowodowanemu oporem ośrodka w jakim się odbywają. W odniesieniu do przedmiotowych konstrukcji, fakt występowania drugiego z wymienionych tu czynników tłumiących ujawnił się w praktyce inżynierskiej dopiero poprzez procedury norm Eurokod. Formuły te w wielu przypadkach pozostają jednak mało precyzyjne – stąd zawarte w niniejszym referacie propozycje autorów. Rozbieżności podanych metod ilustruje przykład obliczeniowy.

Słowa kluczowe: wieże kratowe, obciążenie wiatrem, tłumienie aerodynamiczne.

1. Wprowadzenie

Podatne i lekkie, wolnostojące konstrukcje stalowe, takie jak rozpatrywane tu wieże kratowe, ale także pełnościennie (lub kominy), dla których podstawowe obciążenie zewnętrzne wynika z sił oddziaływania wiatru, narażone są przede wszystkim na drgania powodowane porywami wiatru, których największe amplitudy występują na kierunku jego średniej prędkości, lub inaczej mówiąc w linii średniego kierunku wiatru. Taki naprzemienny ruch konstrukcji powoduje, że zwrot wektora jego prędkości jest odpowiednio zgodny lub przeciwny do zwrotu wektora średniej prędkości wiatru. W tym świetle, wypadkowa prędkość przepływu powietrza wokół konstrukcji jest sumą wektorową nie tylko średniej i pulsacyjnej prędkości wiatru, ale także prędkości ruchu drgającej konstrukcji. Rozpatrywane drgania konstrukcji podlegają zatem tłumieniu nie tylko konstrukcyjnemu, tj. związanemu z właściwościami materiału czy też tarciem lub luzami w połączeniach, ale także wynikającemu z oporów ciągłego ośrodka płynnego (materialnego), za jaki uważane jest powietrze, a w jakim drgania te się odbywają – inaczej tłumieniu aerodynamicznemu.

Opisany wyżej, rzeczywisty schemat wolnostojącej wieży kratowej, przedstawiony dalej na rysunku 1.a), sprowadzić można do układu o jednym stopniu swobody dynamicznej, jak na rysunku 1.b). Dla takiego układu (np. za [1]) równanie ruchu drgań swobodnych, tłumionych, ma postać:

$$\ddot{q}(t) + 2\gamma\omega \cdot \dot{q}(t) + \omega^2 q(t) = \frac{P(t)}{M} \quad (1)$$

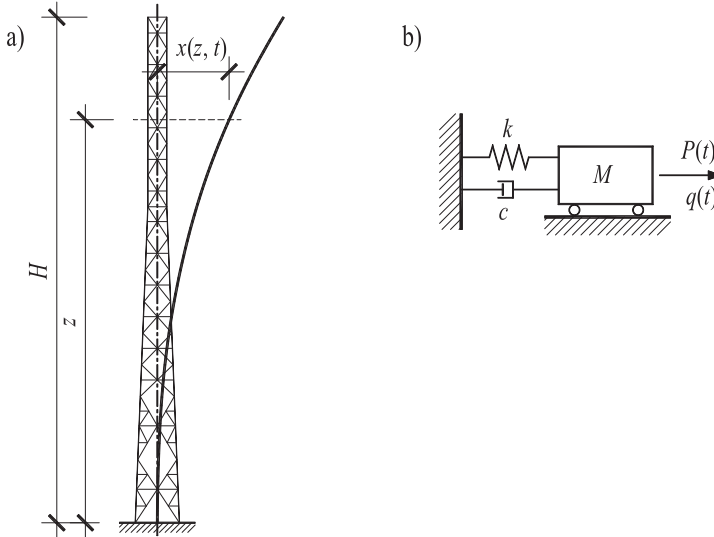
gdzie ω jest częstością kołową drgań własnych, γ bezwymiarowym współczynnikiem tłumienia, natomiast $q(t)$ współrzędną uogólnioną, powiązaną z amplitudą przemieszczeniową dowolnego punktu rozpatrywanej konstrukcji $x(z, t)$ zależnością (wg [2]):

$$x(z, t) = \Phi_1(z) \cdot q(t) \quad (2)$$

gdzie $\Phi_1(z)$ jest podstawową (pierwszą) postacią drgań giętych wieży, opisywaną równaniem:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{H} \right)^k \quad (3)$$

gdzie wartość wykładnika k przyjmowana jest wg [3] dla stalowych wież kratowych $k = 2,5$ (lecz nie dla wież o skokowo zmiennej sztywności trzonu – przypis autorów).



Rys. 1. Schemat konstrukcji wieży: a) rzeczywisty, b) sprowadzony do układu o jednym stopniu swobody

Siłę wymuszającą $P(t)$ w równaniu (1), w rozważanym tu przypadku, reprezentuje zmienne w czasie obciążenie wiatrem, działające na jednostkę wysokości wieży, które w ślad za [2] i [4] zapisać można w postaci:

$$P(z, t) = \frac{1}{2} \rho \cdot U_w^2(z, t) \cdot c_f(z) \cdot A_{ref}(z) \quad (4)$$

gdzie ρ jest gęstością powietrza ($1,25 \text{ kg/m}^3$), $c_f(z)$ to współczynnik aerodynamiczny (współczynnik łącznej siły oddziaływania wiatru wg [5]) na jednostkę wysokości konstrukcji, $A_{ref}(z)$ to powierzchnia referencyjna (oddziaływania wiatru) na jednostkę wysokości wieży, natomiast $U_w(z, t)$ jest wypadkową prędkością przepływu powietrza względem elementów wieży, którą, za [2] i [4], wyrazić można wzorem:

$$U_w(z, t) = U_m(z) + u(z, t) - \dot{x}(z, t) \quad (5)$$

gdzie $U_m(z)$ jest średnią prędkością wiatru (dla określonego czasu uśrednienia, wg [3] 10 min), $u(z, t)$ prędkością pulsacyjną wiatru (fluktuacja prędkości wiatru wokół wartości średniej), natomiast $\dot{x}(z, t)$ jest prędkością ruchu drgającej konstrukcji na określonej wysokości z .

Przedstawiony wyżej opis, uzupełniony kilkoma, można rzec fundamentalnymi równaniami, wyjaśnia istotę poruszanego tu zagadnienia, a przede wszystkim stanowi podstawę przedstawionych dalej rozważań.

2. Aerodynamiczne tłumienie drgań konstrukcji wywołanych porywami wiatru, a regulacje normowe w Polsce

W polskiej praktyce inżynierskiej, przed wprowadzeniem norm Eurokod, a więc przy wykorzystaniu w obliczeniach normy [6] (także z późniejszą poprawką z roku 2009), zjawisko tłumienia aerodynamicznego drgań było pomijane. Wyjątek stanowiły tutaj obliczenia kominów stalowych, dla których w normie [7] podano uproszczony wzór do wyznaczenia (oszacowania) wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań. W artykule [2] przedstawiony został algorytm wyprowadzenia tego wzoru, w którym wychodzi się od przedstawionego na wstępie równania ruchu (1) i podstawianych dalej zależności (4) i (5), z wykorzystaniem (2) i (3). Oczywiście, w przypadku konstrukcji pełnościennej jaką jest komin, powierzchnię referencyjną na jednostkę wysokości konstrukcji $A_{ref}(z)$ w równaniu (4), zastępuje odpowiednio jego średnica (szerokość) zewnętrzna na jednostkę wysokości $b(z)$. Przyjmując dalej dla kominów stałą średnicę oraz wartość współczynnika oporu aerodynamicznego na wysokości, po odpowiednich przekształceniach, w [2] uzyskano następujący wzór, pozwalający wyznaczyć logarytmiczny dekrement tłumienia aerodynamicznego komina w pierwszej postaci:

$$\delta_a = \frac{\rho \cdot U_m(H) \cdot c_f \cdot b}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (6)$$

gdzie n_1 to częstotliwość drgań własnych w pierwszej postaci giętej [Hz], a m_e jest masą równoważną na jednostkę wysokości konstrukcji [kg/m]; pozostałe oznaczenia jak wyżej.

W normie Eurokod [3], a więc już dla wszystkich rodzajów konstrukcji, podano następujące równanie, definiujące logarytmiczny dekrement tłumienia drgań dla podstawowej (pierwszej) postaci drgań giętych:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (7)$$

gdzie δ_s to logarytmiczny dekrement tłumienia konstrukcyjnego, δ_a logarytmiczny dekrement tłumienia aerodynamicznego, a δ_d – logarytmiczny dekrement tłumienia wynikający z zastosowania urządzeń tłumiących (jeśli takie występują). Definicja ta w sposób jawny uwzględnia zatem wpływ tłumienia aerodynamicznego drgań konstrukcji powodowanych porywami wiatru. Oczywiście, wpływ ten będzie istotny tylko dla podatnych i lekkich konstrukcji, jak opisano na wstępie. Dalej, norma [3] dla konstrukcji, w których odkształcenia modalne $\Phi(z)$ można uznać za stałe na każdej wysokości z podaje wyrażenie, wg którego można oszacować wartość δ_a . Jest to dokładnie wzór (6) podany wyżej. W normie [3] zapisano ponadto, że w przypadku konstrukcji wspornikowych o zmiennym rozkładzie masy, można w przybliżeniu przyjąć masę równoważną m_e jako równą wartości średniej masy m [kg/m] z górnej jednej trzeciej części konstrukcji.

3. Propozycje w zakresie uwzględniania aerodynamicznego tłumienia drgań w obliczeniach wież kratowych

Pierwsze propozycje autorów, dotyczące obliczania logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań wież kratowych powodowanych porywami wiatru, podane zostały w pracy [8]. Wynikały one z genezy wzoru (6) i potrzeby zastąpienia średnicy zewnętrznej (szerokości) komina b wartością odpowiednią dla konstrukcji kratowych (z ewentualnym wyposażeniem). Przez analogię do uproszczonego sposobu wyznaczania wartości masy równoważnej podanego w [3] (opisano wyżej), w [8] podano, że w przypadku obliczeń wież kratowych można przyjąć:

$$b = \frac{3 \cdot \Sigma A_{ref}}{H} \quad (8)$$

gdzie ΣA_{ref} oznacza tu łączną powierzchnię działania wiatru (wraz z elementami wyposażenia jeśli one występują) z górnej 1/3 wysokości konstrukcji. Oczywiście przyjęć należy wtedy także średnią wartość współczynnika łącznej siły oddziaływania wiatru c_f , odpowiednio z tej samej części wysokości wieży.

Dalsza analiza rozpatrywanego tu problemu, a szczególnie zapisów normowych w tym zakresie ujawniła, że przytoczona wyżej, uproszczona metoda wyznaczenia masy równoważnej pozostaje bardzo niedokładną w porównaniu z wartością obliczoną na podstawie wzoru:

$$m_e = \frac{\int_0^H m(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz}{\int_0^H \Phi_1^2(z) dz} \quad (9)$$

podanego także w normie [3], szczególnie w przypadku, gdy mamy do czynienia ze skoncentrowaną masą w szczytowej części wieży, pochodzącą od elementów wyposażenia. Różnice wartości, co przedstawia także zamieszczony dalej przykład obliczeniowy, przekraczają nawet 100%. Autorzy zauważają przy tym, że biorąc pod uwagę potrzebę dzielenia w obliczeniach konstrukcji wieży na określoną liczbę n segmentów (zarówno do celów wyznaczenia współczynnika oporu aerodynamicznego, jak i rozkładu prędkości wiatru na jej wysokości), wzór (9) zapisać można w prostszej postaci, przydatnej bezpośrednio w zastosowaniach inżynierskich, jako:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n [M_i \cdot \Phi_1^2(z_i) \cdot h_i]}{\sum_{i=1}^n [\Phi_1^2(z_i) \cdot h_i]} \quad (10)$$

gdzie M_i oznacza masę i -tego segmentu wieży (wraz z wyposażeniem), z_i rzędną jego środka ciężkości, a h_i jego wysokość.

Spróbujmy teraz zestawić założenia jakie przyjęte zostały w wyprowadzeniu wzoru (6) z rzeczywistymi realizacjami wież kratowych, zwłaszcza tych stosowanych w telekomunikacji i radiodyfuzji, jako najliczniejszych. Autorzy szczególnie mają tu na myśli uproszczone przyjęcie stałej szerokości konstrukcji i współczynnika oporu aerodynamicznego na jej wysokości, ewentualnie zniwelowane nieco poprzez obliczenie wymiaru b ze wzoru (8). Należy zauważyć, że znacznym uproszczeniem jest też zastosowanie w obliczeniach wg wzoru (6) jednej średniej prędkości wiatru, wyznaczonej dla rzędnej odpowiadającej wierzchołkowi konstrukcji. Patrząc na zamieszczony na rysunku 2 przykładowy widok górnej części wieży telekomunikacyjnej trudno zaakceptować takie uproszczenia, a biorąc pod uwagę także stopień skomplikowania pozostałych procedur normowych [3] i [5] – jeszcze trudniej. Uproszczenia te stają się już zupełnie nie do zaakceptowania w sytuacji, kiedy obliczenie logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego niezbędne jest do opracowania wyników pomiarów charakterystyk dynamicznych wieży, opisanych w pracy [9].



Rys. 2. Przykładowy widok górnej części wieży telekomunikacyjnej i nierównomiernego rozłożenia powierzchni nawietrznych

Biorąc pod uwagę powyższe, autorzy proponują korektę wzoru na logarytmiczny dekrement tłumienia aerodynamicznego drgań wież kratowych, powodowanych porywami wiatru. Wzór taki uzyskać można na podstawie zależności (1) do (5), ponawiając wyprowadzenie opisane w pracy [2], pozostawiając jednak wielkości $A_{ref}(z)$ i $c_f(z)$ we wzorze (4) jako zmienne, w funkcji wysokości konstrukcji. Otrzymuje się wyrażenie:

$$\delta_a = \frac{\rho}{2 \cdot n_1} \cdot \frac{\int_0^H U_m(z) \cdot c_f(z) \cdot A_{ref}(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz}{\int_0^H m(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz} \quad (11)$$

co podobnie jak wcześniej dla wzoru (9), w sposób uproszczony, dedykowany do zastosowań inżynierskich, zapisać można w postaci:

$$\delta_a = \frac{\rho}{2 \cdot n_1} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n [U_m(z_i) \cdot c_{f,i} \cdot \Sigma A_{ref,i} \cdot \Phi_1^2(z_i)]}{\sum_{i=1}^n [M_i \cdot \Phi_1^2(z_i) \cdot h_i]} \quad (12)$$

gdzie $\Sigma A_{ref,i}$ oznacza łączną powierzchnię referencyjną (nawietrzną) w i -tym segmencie wieży (z uwzględnieniem wyposażenia, jeśli występuje), a $c_{f,i}$ odpowiednio współczynnik łącznej siły oddziaływania wiatru wg [5] (współczynnik aerodynamiczny) odpowiadający powierzchni $\Sigma A_{ref,i}$. Pozostałe oznaczenia podano i opisano wcześniej. Podobne zależności podane zostały w pracach [4] i [10].

Należy tu jeszcze podkreślić, że do przeprowadzenia obliczeń, zarówno wg wzoru (6) z wykorzystaniem zależności (8), jak i wg wzoru (12), niezbędne jest wyznaczenie łącznych powierzchni referencyjnych i odpowiadających im współczynników aerodynamicznych w każdym z wydzielonych segmentów wieży. Tym samym wskazany jest odpowiednio gęsty podział konstrukcji, szczególnie w jej górnej części, w przypadku wież telekomunikacyjnych uwzględniający także rozdzielanie poszczególnych poziomów instalacji systemów antenowych. Praktykowane często w obliczeniach inżynierskich wyznaczenie współczynników dynamicznych jedynie na podstawie powierzchni rzutowej i współczynników oporu aerodynamicznego samej konstrukcji kratowej wieży, w świetle opisanych tu zależności,

zupełnie różni się z uwarunkowaniami fizycznymi zjawisk jakie mają one opisywać. Oczywiście, tematem odrębnym, wykraczającym poza tematykę niniejszej pracy, pozostaje kwestia miarodajnego wyznaczenia wartości współczynników oporu aerodynamicznego, z uwzględnieniem wpływu interferencji aerodynamicznej konstrukcji wieży i elementów wyposażenia.

4. Przykład obliczeniowy

Dla sprawdzenia i zobrazowania rozbieżności wyników obliczeń uzyskiwanych przy zastosowaniu różnych, opisanych wyżej procedur wyznaczenia wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań, przeprowadzono obliczenia sprawdzające. Do tego celu wybrano rzeczywistą, stosunkowo smukłą i dość podatną konstrukcję wieży kratowej $H = 40$ m, o podstawie trójkąta równobocznego, o szerokości boku w podstawie 3,5 m i 1,5 m na szczycie. Sylwetkę tej wieży prezentuje rysunek 1.a). Obliczenia wykonano zastępczą metodą statyczną wg [5], zakładając lokalizację obiektu w pierwszej strefie obciążenia wiatrem wg [3] (przy rzędnej terenu $A < 300$ m n.p.m.), w terenie kategorii II. Stosowano przy tym logarytmiczny profil prędkości wiatru wg [3], a współczynnik konstrukcyjny obliczono wg załącznika B [3]. Wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań przyjęto $\delta_s = 0,05$, natomiast częstotliwość drgań własnych w pierwszej postaci giętnej wyznaczono na podstawie analizy modalnej, w opisanych niżej, kolejnych dwóch schematach. Obliczenia wykonano dla następujących schematów konstrukcji i jej obciążenia:

- schemat A – konstrukcja kratowa wieży bez jakiegokolwiek wyposażenia dodatkowego,
- schemat B – przyjęte dodatkowe wyposażenie wieży o określonych parametrach zastępczych: w segmencie S-2 dodatkowa powierzchnia działania wiatru $A_A = 4,0$ m², dla której współczynnik aerodynamiczny wynosi $c_{f,A} = 1,2$ oraz masa $M_A = 300$ kg; w segmencie S-3 dodatkowa powierzchnia $A_A = 2,0$ m² przy współczynniku $c_{f,A} = 1,2$ oraz masa $M_A = 200$ kg.

W każdym z dwóch opisanych schematów rozważono trzy kolejne przypadki, odpowiednio dla różnych metod wyznaczenia wartości logarytmicznego dekrementu aerodynamicznego tłumienia drgań, a mianowicie:

- przypadek 1 – wzór (6) z zastosowaniem zależności (8); masa równoważna wyznaczona w sposób uproszczony wg [3], opisany w pkt. 2,
- przypadek 2 – wzór (6) z zastosowaniem zależności (8); masa równoważna wyznaczona ze wzoru (10),
- przypadek 3 – wzór (12).

Przyjęto przy tym podział konstrukcji na segmenty obliczeniowe determinowany kolejnymi polami krzyżowego układu „X” skratowań głównych (krzyżulców).

Zestawienie uzyskanych wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań w poszczególnych przypadkach i schematach obciążeń, jak również podstawowe wyniki obliczeń statycznych trzonu wieży, zestawiono w poniższej tabeli.

Można tu dodać, że dla schematu A wielkość masy równoważnej wyznaczonej w przypadku 1 wyniosła 100,7 kg/m, natomiast w przypadku 2 – 268,1 kg/m. Dla schematu B było to odpowiednio: 140,7 kg/m oraz 369,7 kg/m. Wynika stąd, że powodem największych rozbieżności wyników obliczeń (w przypadku 1) jest niedokładność wyznaczenia masy równoważnej konstrukcji. Dalsze niezgodności są już efektem opisanych wcześniej uproszczeń w założeniach do wyprowadzenia wzoru (6).

Tabela 1. Zestawienie wybranych wyników obliczeń

schemat przypadek	A			B		
	1	2	3	1	2	3
wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań δ_a	0,081	0,030	0,015	0,137	0,052	0,025
wartość współczynnika konstrukcyjnego c_{scd}	0,95	0,97	0,98	0,94	0,97	0,99
przemieszczenie poziome szczytu konstrukcji pod działaniem wiatru u [cm]	13,25	13,55	13,71	20,07	20,67	21,08
największa wartość charakterystyczna siły ściskającej w krawężniku od działania wiatru [kN]	211,1	215,9	218,4	289,5	298,1	304,0

Autorzy chcą tu także zasygnalizować, że w niektórych przypadkach zasadnym będzie posłużenie się obliczonymi, unormowanymi wartościami wektorów własnych dla pierwszej postaci drgań, w miejsce stosowania funkcji (3) z wartością wykładnika $k = 2,5$ wg [3]. Będzie to szczególnie istotne w przypadku konstrukcji o skokowo (wyraźnie) zmiennej sztywności trzonu. W przedstawionym przypadku obliczeniowym wartości wyznaczone na podstawie analizy modalnej nieznacznie odbiegają od przebiegu funkcji normowej. Korekta funkcji (wartości wykładnika k) nie wpływa tu na wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych, a wartość δ_a zmniejsza się co najwyżej o 0,001.

5. Podsumowanie

W referacie omówione zostało ogólnie zjawisko tłumienia aerodynamicznego drgań powodowanych porywami wiatru, lekkich i podatnych konstrukcji wspornikowych. Przedstawione zostały tu regulacje normowe w zakresie uwzględniania tego zjawiska w obliczeniach stalowych wież kratowych oraz ich krytyczna ocena – w świetle omawianych zastosowań. Zamieszczono także propozycję zmodyfikowanego wzoru do obliczania logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań w pierwszej postaci giętej. Różnice omówionych metod zobrazowano przykładem liczbowym.

Jak pokazują przedstawione wyniki przykładowych obliczeń, zastosowanie uproszczonego wzoru (6) wg normy [3] może powodować istotne przeszacowanie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego drgań. Jest to niezmiernie istotne w sytuacji, gdzie obliczona wartość δ_a stanowić ma podstawę do opracowania i interpretacji wyników pomiarów dynamicznych konstrukcji (w zakresie doświadczalnego wyznaczenia logarytmicznego dekrementu tłumienia konstrukcyjnego drgań – opisano w [9]). Natomiast w przełożeniu na wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych trzonów wież, rozbieżności te przekładają się już w znacznie mniejszym stopniu. Oczywiście będą one tym większe, im większy będzie udział elementów wyposażenia w łącznej powierzchni referencyjnej, szczególnie w górnych partiach konstrukcji – zależnie też od ich masy. Co jednak istotne, im bardziej uproszczona będzie metoda obliczania δ_a , tym mniejsza będzie wartość zastępczego obciążenia wiatrem, a zatem zmniejszony zostanie stopień bezpieczeństwa konstrukcji. W przytoczonym przykładzie obliczeniowym największe różnice wartości wyznaczonych sił wewnętrznych lub przemieszczeń sięgały około 5%. Taki poziom błędu będzie zapewne akceptowalny z punktu widzenia praktyki projektowej, może być jednak znaczący przy ocenie nośności istniejących konstrukcji.

Podsumowując, autorzy proponują uwzględnianie wpływu aerodynamicznego tłumienia drgań wież kratowych powodowanych porywami wiatru, poprzez stosowanie podanego tu wzoru (12) do obliczenia logarytmicznego dekrementu tłumienia aerodynamicznego

drgań (w pierwszej postaci giętej), zwracając przy tym uwagę na przedstawione w punkcie 3 uwagi dotyczące metodyki obliczeń. Zauważyć także należy, że wzór ten znajdzie zastosowanie również w obliczeniach wież pełnościennych o zmiennym przekroju lub ze skoncentrowanymi elementami wyposażenia o znaczącej powierzchni i/lub masie.

Literatura

- 1 Lewandowski R. Dynamika konstrukcji budowlanych. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 2006.
- 2 Żurański J. A. Aerodynamiczne tłumienie drgań komina stalowego spowodowanych porywami wiatru. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/96 (1996), s. 111-113.
- 3 PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- 4 Holmes J.D. Along-wind response of lattice towers – II. Aerodynamic damping and deflections. Engineering Structures, vol. 18, No. 7 (1996), s. 483-488.
- 5 PN-EN 1993-3-1:2008 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty.
- 6 PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- 7 PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie.
- 8 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) (2011), s. 299-306.
- 9 Skwarek M., Hulimka J. Pomiary charakterystyk dynamicznych jako element projektowania wspomaganego badaniami przy wyznaczaniu obciążenia wiatrem stalowych wież kratowych wg Eurokodu. Politechnika Lubelska, Budownictwo i Architektura Vol.12(2) (2013) s. 275-282.
- 10 Holmes J.D. Wind loading of structures. Taylor & Francis, 2007.

Aerodynamic damping in the structural analysis of steel lattice towers

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: Structural analysis of lightweight freestanding structures, such as steel lattice towers, mainly consists of determining the along-wind dynamic response of the vibrating structure. These vibrations are damped not only structurally but also by the aerodynamic forces. In the Polish design practice, aerodynamic damping concept was introduced together with the rules of Eurocode standards. With respect to the lattice towers, in many cases, these rules are inaccurate, therefore the paper contains some suggestions of authors.

Keywords: latticed towers, wind loads, aerodynamic damping

Odporność ramowych konstrukcji stalowych na zniszczenie postępujące w wyniku oddziaływań wyjątkowych

Radosław Szczerba

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Rzeszowska, e-mail: szczcerba@prz.edu.pl

Streszczenie: W pracy omówiono krótko podejście Eurokodu 1 do oddziaływań wyjątkowych, które mimo bardzo małego prawdopodobieństwa wystąpienia, mogą mieć bardzo dużą intensywność i w końcowym wyniku doprowadzić do katastrofalnych skutków. Opisując wymagania stawiane odporności konstrukcji, przedstawiono wyjątkowe sytuacje obliczeniowe według normy PN-EN 1991-1-7. W pracy zawarto także analizę budynku szkieletowego o konstrukcji stalowej, który poddano lokalnemu usunięciu słupa na najniższej kondygnacji. Do analizy wykorzystano program komputerowy Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013.

Słowa kluczowe: oddziaływania wyjątkowe, odporność konstrukcji, katastrofa postępująca, element kluczowy

1. Wprowadzenie

Zagadnienie odporności konstrukcji na uszkodzenia o charakterze postępującym w odniesieniu do obciążeń wyjątkowych (ang. *structural robustness*) po raz pierwszy zyskało znaczącą uwagę nieco ponad 40 lat temu, po częściowej katastrofie budynku *Ronan Point*, która miała miejsce w 1968 roku w Londynie. W ostatnich latach zainteresowanie odpornością konstrukcji wyraźnie wzrosło. Zostało ono spowodowane atakiem terrorystycznym na dwie bliźniacze wieże *World Trade Center*, który wydarzył się we wrześniu 2001 roku. Od tego czasu poświęcono wiele pracy celem lepszego zrozumienia aspektów odporności konstrukcji na oddziaływania wyjątkowe [m.in. 1, 2, 3].

Zgodnie z normą PN-EN 1991-1-7 [4], która jest rozwinięciem normy PN-EN 1990 [5] odnoszącej się do podstaw projektowania konstrukcji, odpornością konstrukcji nazywa się jej zdolność do stawiania oporu zdarzeniom takim jak pożar, eksplozje, uderzenia lub konsekwencje błędu ludzkiego, bez uszkodzenia w zakresie niewspółmiernym do pierwotnej przyczyny. Zasada ta jest nazywana integralnością konstrukcyjną [6].

Termin *robustness* (w odniesieniu do konstrukcji *structural robustness*) nie ma dobrego odpowiednika w języku polskim, nawet w języku angielskim nie ma jednoznacznej definicji. *Robustness* można tłumaczyć jako krzepkość, tęgość, odporność konstrukcji. Jest to zdolność układu do wytrzymania, przetrwania zniszczenia miejscowego, powstałego w wyniku zdarzenia losowego, do czasu potrzebnego do bezpiecznej ewakuacji ludzi z budynku i jego otoczenia (lub dłużej, jeśli jest to budynek o szczególnym znaczeniu). Nie dopuszcza się katastrof typu postępującego. Odporność konstrukcji szeroko opisano w [7], a możliwe definicje *robustness* podano w [8].

W niniejszej pracy skupiono się na przypadku szkieletowego układu nośnego budynku, który na ogół jest bardzo wrażliwy na sytuację, gdy wskutek oddziaływań wyjątkowych następuje utrata nośności słupa na jednej z kondygnacji.

2. Wyjątkowe sytuacje obliczeniowe

W normie PN-EN 1991-1-7 [4] zdefiniowano dwie podstawowe strategie (wg rys. 1):

- oparte na określonych oddziaływaniach wyjątkowych oraz
- oparte na ograniczeniu zasięgu zniszczenia miejscowego.

Konstrukcje budowlane należy projektować w przypadku odpowiednich wyjątkowych sytuacji obliczeniowych zgodnie z wytycznymi Eurokodu 1990 [5]. W przypadku oddziaływań wyjątkowych A_d możliwych do określenia (np. eksplozje, uderzenia), można stosować klasyczne metody analizy konstrukcji. Oddziaływania te są rozpatrywane tylko w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, według wzoru 6.11b normy [5]:

$$E_d = \sum G_k + "P" + "A_d" + "(\psi_{1,i} \text{ lub } \psi_{2,i}) \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1)$$



Rys. 1. Strategie dotyczące zapewnienia bezpieczeństwa obiektów budowlanych wg [4]

W przypadku strategii opartych na określonych oddziaływaniach wyjątkowych, problematycznym może wydawać się zdefiniowanie i określenie odporności minimalnej. Sposoby oceny ilościowej tej cechy podano m.in. w [9,10,11]. Kwestię bezpieczeństwa stalowych konstrukcji szkieletowych w aspekcie normalizacji projektowania w sytuacjach wyjątkowych opisano w [12].

W dalszej części artykułu odniesiono się do strategii opartej na ograniczeniu zasięgu zniszczenia miejscowego, która jest adekwatna do stosowania w warunkach lokalnego uszkodzenia elementu nośnego z nieokreślonej przyczyny.

3. Strategie oparte na ograniczeniu zasięgu zniszczenia miejscowego

W przypadku oddziaływań niemożliwych do określenia, np. ataków terrorystycznych, czy losowej lokalnej utraty komponentów nośnych, norma [4] zaleca zastosowanie strategii opartych na ograniczeniu zasięgu zniszczenia miejscowego, czyli:

- projektowanie elementów konstrukcyjnych oraz węzłów i połączeń by miały dostateczną ciągłość pozwalającą na przeniesienie sił ciągnięcia wzbudzonych w ustroju wtórnym,
- projektowanie elementów kluczowych, stanowiących o stateczności konstrukcji,
- nadanie konstrukcji wystarczającego przesztywnienia celem umożliwienia przekazywania oddziaływań na możliwe alternatywne ścieżki obciążenia.

Potencjalne zniszczenie konstrukcji wynikające z nieokreślonej przyczyny powinno być złagodzone poprzez zastosowanie w projektowaniu jednego lub kilku podejść zgodnie z tabelicą A.1 normy [4], w której określono przyporządkowanie rodzaju budynku i sposobu użytkowania do klas konsekwencji.

• Elementy kluczowe

Przy projektowaniu ze względu na konsekwencję zniszczenia miejscowego od nieokreślonej przyczyny dokonuje się sprawdzenia, czy zostanie zapewniona stateczność i nośność konstrukcji w przypadku umownego usunięcia poszczególnych komponentów

nośnych, np. słupa czy belki podtrzymującej strop. Jeżeli takie umowne usunięcie spowodowałoby powiększenie się uszkodzenia poza ustaloną granicę, to wówczas takie elementy projektuje się jako „elementy kluczowe”.

Zgodnie z normą [4], element kluczowy projektuje się na przeniesienie oddziaływania wyjątkowego A_d przyłożonego w kierunku poziomym i pionowym do elementu i do każdego elementu połączonego z nim z uwzględnieniem wytrzymałości tych części i ich połączeń. Obciążenie A_d przykłada się jednocześnie tylko w jednym kierunku. Obciążenie A_d może być obciążeniem skupionym lub powierzchniowym, jednak norma zaleca przyjęcie obciążenia równomiernego o intensywności $34 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ i uwzględnienie go w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej wg wzoru (6.11b) normy [5]. Szerokiego omówienia projektowania elementów kluczowych dokonano w [13].

• Odpowiednie stężenie konstrukcji

Do najskuteczniejszych metod usztywnienia budynków należy stosowanie stężeń jako układów prętowych poprzecznych i podłużnych, czy stężeń w postaci tarcz pionowych, tworzonych ze ścian zewnętrznych bądź obudowy klatki schodowej. W tym szczególnym przypadku, rolą stężeń jest zapobieganie nadmiernym zniszczeniom w przypadku oddziaływań wyjątkowych oraz umożliwienie przekazywania oddziaływań na możliwe ścieżki obciążenia.

Zgodnie z normą [4], stężenia poziome należy usytuować dookoła każdej kondygnacji, na poziomie stropu oraz wewnątrz w dwóch prostopadłych kierunkach, w celu zapewnienia bezpiecznego stężenia elementów słupowych i ściennych z konstrukcją budynku. Stężenia te stosuje się jako ciągłe, i należy je rozplanowywać jak najbliższej krawędzi stropów oraz słupów i ścian. Co najmniej 30% stężeń należy umieścić w bezpośrednim sąsiedztwie linii siatki słupów i ścian konstrukcyjnych.

Stężenia poziome mogą składać się z kształtowników stalowych walcowanych, zbrojenia prętami stalowymi lub zbrojenia siatkami stalowymi w płytach betonowych, lub ze stali profilowanej (blacha fałdowa) w stropach zespolonych stalowo-betonowych, lub z kombinacji tych elementów. Jako stężenie można wykorzystać elementy użyte w celu przenoszenia oddziaływań innych niż wyjątkowe. Stężenia poziome projektuje się na przeniesienie obliczeniowych sił rozciągających T_i dla połączeń wewnętrznych oraz T_p dla połączeń zewnętrznych według [4]:

$$T_i = 0,8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L \text{ lub } 75 \text{ kN}, \quad (2)$$

$$T_p = 0,4 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L \text{ lub } 75 \text{ kN}, \quad (3)$$

W przypadku budynków o konstrukcji ramowej, słupy przenoszące obciążenia pionowe, powinny być w stanie przenieść obliczeniowe wyjątkowe siły rozciągające. Siły te są równe największej obliczeniowej pionowej reakcji od obciążenia stałego i zmiennego, które jest przyłożone do słupa z każdej kondygnacji.

Użycie elementów układu grawitacyjnego do przeniesienia wyjątkowych sił rozciągających prowadzi do dwuetapowego obliczania węzłów rygiel-słup:

- na siły wynikające z kombinacji normowych dla stanu granicznego nośności oraz
- na wyjątkowe siły rozciągające $T_{i,p}$.

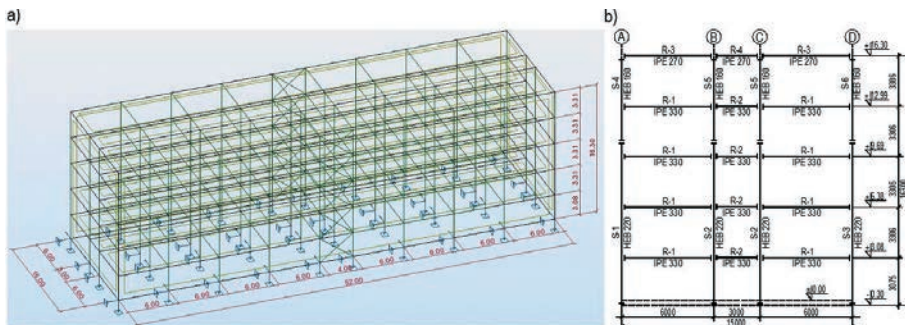
4. Analiza budynku o ramowej konstrukcji stalowej

4.1. Model obliczeniowy konstrukcji

Analizie poddano pięciokondygnacyjny budynek o konstrukcji szkieletowej stalowej i przeznaczeniu mieszkalnym [14]. Zgodnie z Tablicą A.1 normy [3] obiekt zalicza się do

klasy konsekwencji 2b (wyższego ryzyka). W rzucie poziomym, wymiary budynku w osiach słupów wynoszą 52,0 x 15,0 m, przy całkowitej wysokości obiektu równej 17,1 m. Elementem nośnym stropu jest płyta betonowa zespolona z blachą fałdową, która opiera się na belkach stropowych wykonanych z IPE 330 w przypadku stropów pośrednich oraz IPE 270 dla stropu nad najwyższą kondygnacją. Słupy wykonano z kształtownika HEB 220 w przypadku pierwszych trzech kondygnacji licząc od poziomu fundamentu oraz HEB 160 dla pozostałych kondygnacji górnej części budynku szkieletowego.

Budynek zamodelowano w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 jako ramę przestrzenną. Przeprowadzono statyczną analizę sprężystą I rzędu z uwzględnieniem odpowiednich imperfekcji globalnych w postaci równoważnych sił poziomych. Połączenia rygli ze słupami w płaszczyźnie głównych układów poprzecznych zaprojektowano w pierwszej fazie jako sztywne, a połączenia rygli ze słupami w kierunku podłużnym jako przegubowe. W drugiej fazie obliczeń statycznych węzły w płaszczyźnie ram zamodelowano jako podatne. Nieliniowe charakterystyki połączeń ustalono według modelu Chen'a dla nieuźbrowanych węzłów doczołowych jednostronnych oraz dwustronnych z blachą wystającą. Określając zależność momentu zginającego przyłożonego w węzle od jego obrotu (krzywa $M-\varphi$), przyjęto następujące wartości sztywności oraz nośności połączeń: $S_{j,ini}=43400\div 121900$ kNm/rad, $M_{j,Rd}=126\div 266$ kNm. Wprowadzając nieliniowe parametry połączeń do programu komputerowego skorzystano z opcji węzłów kompatybilnych. Model komputerowy ramy przestrzennej przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. a) Przestrzenny model komputerowy budynku szkieletowego oraz b) schemat układu poprzecznego

W tabeli 1 zestawiono kształtowniki poszczególnych komponentów nośnych w przypadku zastosowania połączeń sztywnych oraz podatnych w analizie konstrukcji. Tabelę uzupełniono o podanie wyężenia elementów. Wyniki odnoszą się do najbardziej niekorzystnych kombinacji normowych SGN i SGU.

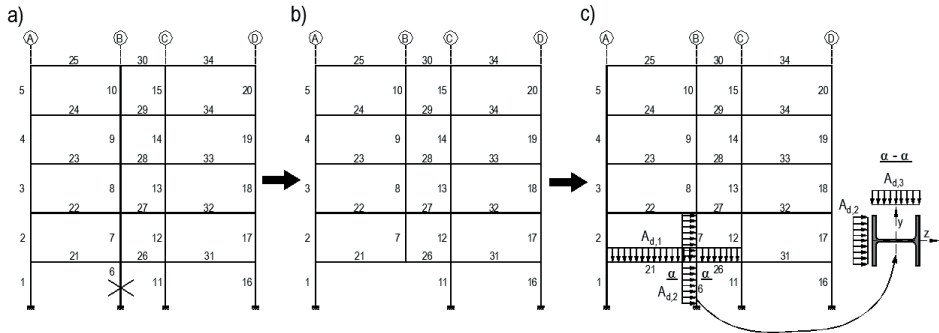
Tabela 1. Przekroje elementów konstrukcyjnych w zależności od zamodelowania węzłów

Grupa	Węzły sztywne		Węzły podatne	
	kształtownik	wyężenie	kształtownik	wyężenie
słup dolny	HEB 220	0,87	HEB 220	0,84
słup górny	HEB 160	0,68	HEB 160	0,67
rygiel pośredni	IPE 360	0,88	IPE 330	0,95
rygiel dachowy	IPE 300	0,69	IPE 270	0,77

4.2. Analiza układu zdegradowanego wskutek utraty nośności słupa

W zaprojektowanym budynku przeanalizowano wtórny ustrój nośny po wyeliminowaniu słupa na najniższej kondygnacji i przyjęciu wartości oddziaływania $A_d = 0$, co jest zgodne z wytycznymi podanymi w [12]. Myślowe usunięciu komponentu nośnego

przedstawiono na rys. 3. Analizę przeprowadzono w przypadku zastosowania węzłów podatnych.



Rys. 3. Analiza usunięcia słupa nośnego na najniższej kondygnacji: a) układ wyjściowy; b) wtórny układ nośny po wyeliminowaniu słupa; c) schemat do wymiarowania elementu kluczowego na siłę A_d

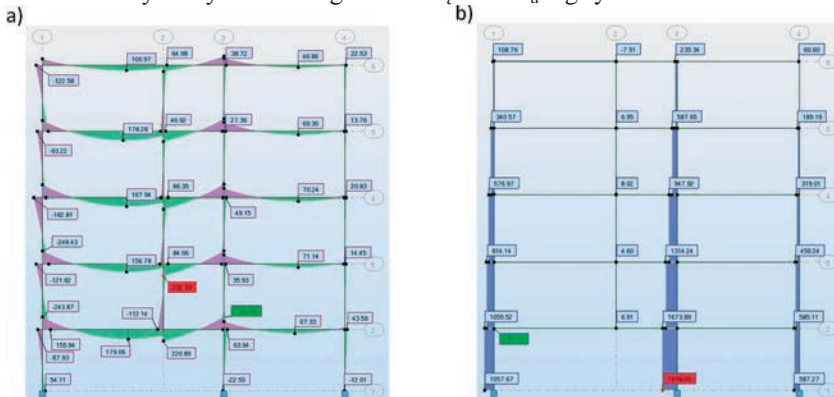
Przypadek utraty nośności jednego z komponentów nośnych rozpatruje się jako oddziaływanie wyjątkowe, które należy uwzględnić w wyjątkowej kombinacji obciążeń, wg wzoru 6.11b normy [5]. Za oddziaływanie wyjątkowe przyjęto całkowitą utratę nośności słupa. Wartości współczynników ψ dla pozostałych obciążeń przyjęto zgodnie z Tabelicą A 1.1 normy [5]. Jedną z kombinacji wyjątkowych przedstawia się następująco:

$$KOMB_{ACC} = G + 0,5Q + 0,2S.$$

Na rys. 4 zaprezentowano wykresy sił wewnętrznych uzyskanych w elementach nośnych w przypadku układu wtórnego z węzłami podatnymi po wyeliminowaniu słupa dla jednej z kombinacji wyjątkowych $KOMB_{ACC}$.

W tabeli 2 zestawiono kształtowniki poszczególnych komponentów nośnych konstrukcji w przypadku zastosowania połączeń sztywnych oraz podatnych. Tabelę uzupełniono o wyteżenia elementów. Wyniki odnoszą się do najbardziej niekorzystnych kombinacji wyjątkowych $KOMB_{ACC}$.

Usunięcie słupa wewnętrznego najniższej kondygnacji budynku powoduje konieczność zwiększenia przekrojów elementów konstrukcyjnych. Prowadzi to do niestateczności całego układu oraz braku możliwości przeniesienia obciążeń z poszczególnych elementów na fundamenty, a następnie na podłoże. W związku z tym, analizowany słupek należy uznać za element kluczowy i zwymiarować go na obciążenie A_d wg rys. 3c.



Rys. 4. Wartości sił przekrojowych w elementach nośnych układu wtórnego: a) wykres momentów zginających M_y [kN]; b) wykres sił osiowych N_c [kN]

Tabela 2. Przekroje elementów konstrukcyjnych w zależności od zamodelowania węzłów

Grupa	węzły sztywne układ zdegradowany		węzły podatne układ zdegradowany	
	kształtownik	wyężenie	kształtownik	wyężenie
słup dolny	HEB 240	0,84	HEB 220	0,96
słup górny	HEB 140	0,86	HEB 180	0,98
rygiel pośredni	IPE 450	0,90	IPE 360	0,94
rygiel dachowy	IPE 300	0,95	IPE 330	0,99

4.3. Wymiarowanie słupa jako elementu kluczowego na siłę A_d

W myśl Eurokodu, do analizowanego słupa wewnętrznego najniższej kondygnacji oraz do wszystkich elementów doń dochodzących z uwzględnieniem sposobu połączenia między nimi, należy przyłożyć obciążenie A_d o intensywności 34 kN/m^2 . Obciążenie przykłada się w kierunkach poziomym i pionowym, lecz tylko w jednym kierunku jednocześnie. Prowadzi to do rozważenia trzech przypadków obciążenia wyjątkowego $A_{d,i}$, wg rys. 3c.

Zgodnie z [13] obciążenie wyjątkowe $A_{d,1}$ powinno być przyłożone do stropu na powierzchni równej $7,5 \times 7,5 \text{ [m}^2\text{]}$, ponieważ $2,25 \cdot H = 2,25 \cdot 3,31 \approx 7,5 \text{ [m]}$.

Założono, że na kondygnacji najniższej jedynymi komponentami przymocowanymi do słupa będą lekkie gipsowo-kartonowe ściany działowe, które w wyniku oddziaływań wyjątkowych ulegną natychmiastowemu zniszczeniu i nie będą przekazywać obciążenia na element kluczowy. Zatem obciążenia $A_{d,2}$ oraz $A_{d,3}$ należy przyłożyć w kolejnych kombinacjach tylko na szerokości wynikającej z wymiarów przekroju słupa. Modyfikując normowe kombinacje SGN na kombinacje wyjątkowe, zgodnie ze wzorem (6.11b) normy [5], uzyskuje się następujące przypadki:

$$KOMB_ACC_i = G + A_{d,i} + 0,5Q + 0,2S,$$

gdzie indeks $i=1,2,3$ oznacza odpowiednie oddziaływanie wyjątkowe A_d .

Wykonane obliczenia wykazały konieczność zwiększenia przekroju słupa z HEB 220 na HEB 240. Otrzymany przekrój jest większy niż wynika to z analizy układu zdegradowanego w przypadku ramy z węzłami podatnymi.

4.4. Odpowiednie stężenie budynku

W przypadku budynków ramowych, zgodnie z normą [4], słupy konstrukcyjne powinny być zdolne do przeniesienia obliczeniowych sił rozciągających. Siły te są równe największej obliczeniowej pionowej reakcji od obciążenia stałego i zmiennego, które jest przyłożone do słupa z każdej kondygnacji. Zakłada się, że takie obliczeniowe obciążenie wyjątkowe nie działa równocześnie z oddziaływaniami stałymi i zmiennymi użytkowymi, gdyż obciążenia te znoszą się (mają przeciwne znaki). Nie rozpatruje się zatem szczególnych przypadków oddziaływań.

W odniesieniu do stężeń poziomych, należy usytuować je po obwodzie każdej kondygnacji, na poziomie stropu oraz wewnątrz konstrukcji w dwóch wzajemnie prostopadłych do siebie kierunkach. Jako stężenia wykorzystano rygle poprzecznych układów ramowych oraz belki stropowe łączące poszczególne układy.

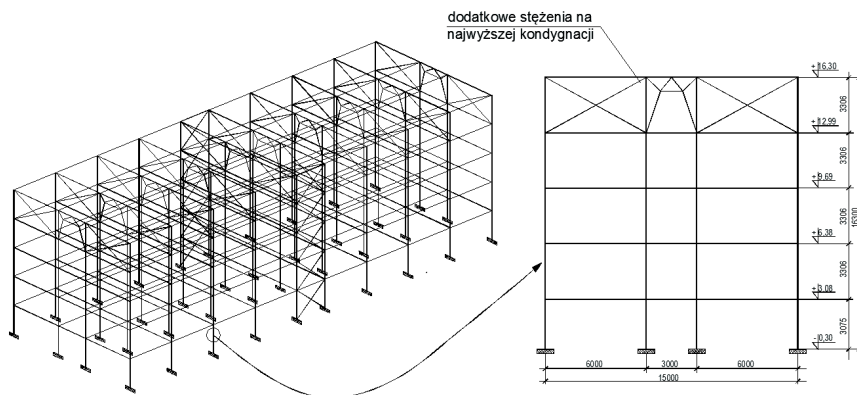
Dodatkowe siły T_i , które muszą być przeniesione zarówno przez elementy ramy, jak i połączenia wylicza się ze wzorów (2) i (3). Dla rygli będących częścią układów poprzecznych maksymalna siła rozciągająca T_5 wyniosła $221,2 \text{ kN}$, a dla belek stropowych największa okazała się siła rozciągająca T_6 , wynosząca $165,9 \text{ kN}$. W przypadku obliczeń programem komputerowym, dla kombinacji wyjątkowej uwzględniającej wyłączenie słupa

z pracy układu, maksymalna siła rozciągająca w ryglu wyniosła 40,7 kN, a w prostopadłej belce stropowej 82,4 kN.

4.5. Przesztynnienie układu

Największym problemem w przypadku odporności konstrukcji na zniszczenie postępujące jest oszacowanie ryzyka wystąpienia oddziaływania wyjątkowego oraz przyporządkowanie miejsca jego wystąpienia. Celowym więc wydaje się takie przesztynnienie konstrukcji za pomocą dodatkowych stężeń, aby umożliwić przekazywanie oddziaływań na możliwe ścieżki obciążenia.

W analizowanym budynku zaproponowano takie przesztynnienie konstrukcji, aby w przypadku utraty nośności jakiegokolwiek słupa wewnętrznego najniższej kondygnacji, nie nastąpiła utrata stateczności ogólnej całego układu. Stopniowa analiza doprowadziła do wprowadzenia dodatkowych stężeń na najwyższej kondygnacji każdego głównego układu poprzecznego.



Rys. 5. Przesztynniony układ budynku szkieletowego poprzez wprowadzenie dodatkowych stężeń

5. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie zamieszczonej w pracy analizy odporności budynku na oddziaływania wyjątkowe, można sformułować następujące wnioski:

- ramowe układy stalowe są bardzo wrażliwe na sytuację, gdy wskutek oddziaływań wyjątkowych następuje utrata nośności słupa na jednej z kondygnacji,
- zastosowanie węzłów podatnych w analizie prowadzi do lepszej redystrybucji sił wewnętrznych i w rezultacie umożliwia uzyskanie kształtowników o mniejszym przekroju,
- normowe metody wyznaczania efektów spowodowanych oddziaływaniami wyjątkowymi prowadzą do uzyskania większych przekrojów elementów konstrukcyjnych w stosunku do analizy układu wtórnego po wyeliminowaniu słupa najniższej kondygnacji,
- rozsądnym wydaje się przesztynnienie konstrukcji; zastosowanie dodatkowych stężeń zmniejsza wyężenie elementów nośnych i zapewnia stateczność budynku przy usunięciu dowolnego słupa wewnętrznego najniższej kondygnacji.

Powyższa analiza jest pierwszym krokiem, w którym zastosowano podejście statyczne. Dalsze prace powinny uwzględniać odpowiedź dynamiczną konstrukcji, która jest nieodzowna w przypadku nagłej utraty nośności elementów konstrukcyjnych, np. wskutek wybuchu instalacji gazowej. Zagadnienie to będzie przedmiotem dalszych badań autora.

Literatura

- 1 COST Action TU0601. Robustness of Structures: Final Report. Czech Technical University in Prague, Czech Republic. Prague 2011.
- 2 Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Offices Buildings and Major Modernization Projects. General Services Administration. June 2003.
- 3 Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Department of Defense USA. UFC 4-023-03. 25 January 2005.
- 4 PN-EN 1991-1-7:2008 Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe.
- 5 PN-EN 1990:2004 Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji.
- 6 Rawska-Skotniczy A. Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według Eurokodów. PWN. Warszawa 2013.
- 7 Woliński S. Defining of the structural robustness. Bulletin of The Polish Academy of Sciences. Technical Sciences, Vol. 61, No. 1, 2013.
- 8 Cywiński Z. Nowa właściwość konstrukcji- krzepkość (?). "Wiadomości Projektanta Budownictwa", nr 11/2006.
- 9 Fragopol D.M. and Curly J.P. Effects of damage and redundancy on structural reliability. J. Structural Eng., 113 (7), 1533-1549 (1987).
- 10 Lind N.C. A measures of vulnerability and damage tolerance. Reliability Eng. & System Safety 48 (1), 1-6 (1995).
- 11 ISO Standard 19902. Petroleum and Natural Gas Industries- Fixed Steel Offshore Structures. 2008.
- 12 Giżejowski M., Kwaśniewski L., Wierzbicki S., Juszczak W. Bezpieczeństwo stalowych konstrukcji szkieletowych w aspekcie normalizacji projektowania w sytuacjach wyjątkowych. Inżynieria i Budownictwo nr 3/2014.
- 13 MSB04 Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 4: Projekt Wykonawczy, Arcelor Mittal.
- 14 Zach T. Projekt budynku szkieletowego odpornego na oddziaływania wyjątkowe. Praca magisterska. Politechnika Rzeszowska. Rzeszów 2012.

Structural robustness of steel framed buildings subjected to accidental actions

Radosław Szerba

Department of Building Structures, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszów University of Technology, e-mail: szerba@prz.edu.pl

Abstract: The approach of Eurocode 1 to accidental actions was briefly presented in the paper. These specific actions occur very rarely but due to their high intensity may result in the total collapse of the building. Together with the description of structural robustness requirements, accidental design situations were discussed in accordance with the Standard PN-EN 1991-1-7. Furthermore, the analysis of steel framed building was carried out. The analysis concerns removal of a column on the lowest storey and was executed with the use of Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013.

Keywords: accidental actions, structural robustness, progressive collapse, key element

Wyboczenie sprężyste zamocowanej ścianki wspornikowej z usztywnieniem krawędzi swobodnej

Andrzej Szychowski

¹ *Katedra Mechaniki, Konstrukcji Metalowych i Metod Komputerowych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, e-mail: aszychow@tu.kielce.pl*

Streszczenie: Zagadnienie utraty stateczności ściskanej ścianki elementu cienkościennego o przekroju otwartym klasy 4. sprowadzono do analizy wyboczenia jednostronnie sprężyste zamocowanej przeciw obrotowi płyty wspornikowej z podatnym „na ugięcie” usztywnieniem krawędzi swobodnej. Zaproponowano funkcje ugięcia płyty i usztywnienia umożliwiające modelowanie warunków brzegowych na obu krawędziach podłużnych. Wyznaczono wykresy współczynników wyboczeniowych dla różnych wskaźników sprężystego utwierdzenia i różnych proporcji geometrycznych usztywnienia.

Słowa kluczowe: pręty cienkościenne, ścianki wspornikowe, wyboczenie dystorsyjne, sprężyste utwierdzenie krawędzi

1. Wprowadzenie

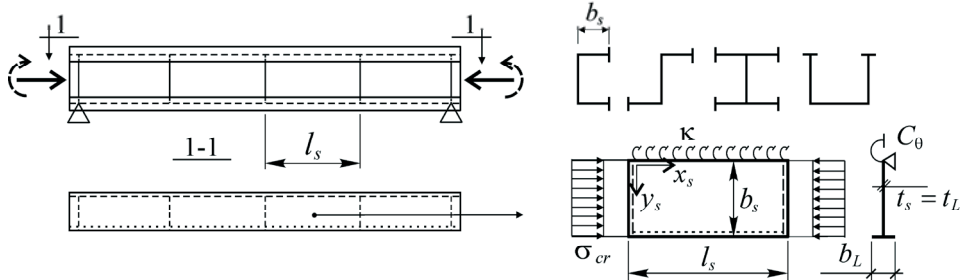
Ścianki wspornikowe stanowią części składowe prętowych elementów cienkościenych lub konstrukcji blachownicowych. Z punktu widzenia utraty stateczności, krawędź swobodną takiej ścianki często wzmacnia się usztywnieniem krawędziowym powodując wzrost naprężeń krytycznych wyboczenia. Zmienia się także jakościowo postać utraty stateczności z wyboczenia lokalnego krawędzi swobodnej na wyboczenie dystorsyjne ścianki wraz z usztywnieniem [1]. Ściankę taką można w praktyce analizować jako jednostronnie sprężyste zamocowaną „na obrót” płytę wspornikową z podatnym „na ugięcie” usztywnieniem drugiej krawędzi.

Zagadnienie wyboczenia dystorsyjnego sprężyste zamocowanej płyty (ścianki) wspornikowej na długości segmentu pręta cienkościennego występuje m.in. w ściskanych lub równomiernie zginanych elementach o przekrojach otwartych, w których wspornikowa ścianka półki ściskanej jest wzmocniona usztywnieniem krawędzi (rys.1). Segment pręta cienkościennego zdefiniowano tutaj jako odcinek pomiędzy usztywnieniami poprzecznymi (żebami, przeponami) lub podporami zapewniającymi sztywny kontur przekroju. Rolę usztywnienia krawędziowego może pełnić pojedyncze lub podwójne zagięcie krawędzi kształtownika giętego lub przyspawany element usztywniający (w postaci płaskownika o takiej samej lub większej grubości ścianki) przekroju blachownicowego.

W pracach [2, 3] rozwiązanie zagadnienia wyboczenia dystorsyjnego kształtownika giętego uzyskano dla modelu giętno – skrętej utraty stateczności „zastępczego pręta cienkościennego” o przekroju złożonym z płyty (półki ściskanej) i usztywnienia krawędziowego (odgięcia) w ośrodku obrotowo – sprężystym.

W pracy [1] podano rozwiązania stateczności płyt wspornikowych z usztywnieniem krawędzi swobodnej dla modelu obliczeniowego: płyta wspornikowa współpracująca z „belką” usztywnienia i granicznych przypadków podparcia (przegub, utwierdzenie) drugiej krawędzi. Rozwiązanie ściśle, wynikające z całkowania równań stateczności układu:

plyta – „belka” z uwzględnieniem warunków brzegowych i warunków współpracy otrzymano dla symetrycznego (względem linii środkowej płyty) usztywnienia krawędziowego. W pracy tej pokazano również wykresy płytowych współczynników wyboczeńowych (k) oraz wzory przybliżone (uzyskane metodą energetyczną).



Rys. 1. Wydzielona z segmentu pręta cienkościennego, jednostronnie sprężyste zamocowana przeciw obrotowi, płyta wspornikowa z podłużnym usztywnieniem drugiej krawędzi

Natomiast jednostronnie podatnie usztywniona „na ugięcie” płyta wspornikowa jest z reguły częścią konstrukcji cienkościenną lub blachownicową sprężyste zamocowaną przeciw obrotowi na krawędzi połączenia z płytą sąsiednią (np. środnikiem).

Europejska norma projektowania elementów cienkościennych [4] zaleca uwzględnienie warunków sprężystego zamocowania ścianki wspornikowej (np. półki przekroju) w ściance przęsłowej (np. w środniku), por. tab. 5.2. [4]. Sztywność sprężystego zamocowania „na obrót” zależy od sztywności zginania ścianki sąsiadującej (np. środnika) oraz jej stanu naprężenia i można ją przeliczyć na sprężyste podparcie zlokalizowane w środku ciężkości usztywnienia krawędziowego. W praktyce projektowej [4, 5], po wystąpieniu w przekroju naprężeń krytycznych wybożenia dystorsyjnego ($\sigma \geq \sigma_{cr}^D$), ściankę wspornikową z usztywnieniem krawędzi traktuje się jako „zastępczy pręt ściskany” na podłożu sprężystym o module K . Sztywność „podłoża” zależy także od sztywności zginania ścianki rozpatrywanej. Jeżeli ścianka jest również wrażliwa na lokalną utratę stateczności, to przekrój „zastępczego pręta” składa się z odpowiednich szerokości efektywnych zarówno ścianki jak również usztywnienia krawędziowego.

Analizując rozwiązania zamieszczone w pracy [1] można stwierdzić, że zamocowanie „na obrót” krawędzi podpartej wpływa istotnie na naprężenia krytyczne zarówno wybożenia lokalnego płyty wspornikowej, jak również na naprężenia krytyczne wybożenia dystorsyjnego układu: płyta – usztywnienie krawędzi. Analizę wybożenia lokalnego jednostronnie sprężyste zamocowanych „na obrót” i przegubowo podpartych na usztywnieniu krawędziowym płyt przęsłowych w zakresie $\sigma = \sigma_{cr}^L \leq \sigma_{cr}^D$ pokazano w pracy [6].

W niniejszej pracy rozszerzono wyniki zamieszczone w [1] dla modelu obliczeniowego: płyta wspornikowa – „belka” usztywnienia o długości segmentu, na przypadek jednostronnie sprężyste zamocowanej płyty wspornikowej z symetrycznym usztywnieniem drugiej krawędzi. Rozwiązanie uzyskano metodą energetyczną. Przyjęte w niniejszej pracy funkcje ugięć płyty i usztywnienia przetestowano na rozwiązaniu ścisłym uzyskanym w [1] dla skrajnych warunków brzegowych na krawędzi podpartej (przegub, utwierdzenie).

2. Warunki brzegowe płyty i usztywnienia

Założono, że: 1) ścianka ściskana otwartego elementu cienkościennego z usztywnieniem krawędziowym zachowuje się jak jednostronnie sprężyste zamocowana „na obrót” płyta wspornikowa z drugim brzegiem podpartym „na ugięcie” belką sprężystą

usztynienia, 2) poprzeczne krawędzie płyty (prostopadłe do kierunku obciążenia) oraz końce belki usztynienia na poprzecznych krawędziach segmentu są swobodnie podparte (por.rys.1), 3) występuje zgodność ugięć krawędzi płyty ($y_s = b_s$) z ugięciami „belkowymi” usztynienia, 4) naprężenia wyboczenia lokalnego usztynienia są większe od naprężeń wyboczenia dystorsyjnego.

Stopień sprężystego zamocowania „na obrót” podłużnej krawędzi płyty ($y_s = 0$) opisano za pomocą współczynnika ε wg [1] oraz wskaźnika κ wg [7] w następującej postaci:

$$\varepsilon = C_\theta \cdot b_s / D_s \quad (1)$$

$$\kappa = 1 / (1 + 2D_s / b_s C_\theta) \quad (2)$$

gdzie: C_θ - sztywność obrotowa krawędzi podparłej równa momentowi zginającemu powstałemu podczas obrotu o kąt jednostkowy, b_s - szerokość płyty (ścianki s), D_s - płytowa sztywność zginania.

Współczynnik ε wg wzoru (1) zmienia się od $\varepsilon = 0$ dla podparcia przegubowego do $\varepsilon = \infty$ dla pełnego utwierdzenia, natomiast wskaźnik κ wg wzoru (2), od $\kappa = 0$ (przegub) do $\kappa = 1$ (pełne utwierdzenie). Pomiedzy współczynnikiem ε , a wskaźnikiem κ zachodzą następujące zależności:

$$\kappa = \varepsilon / (2 + \varepsilon) \quad (3)$$

$$\varepsilon = 2\kappa / (1 - \kappa) \quad (4)$$

Przybliżone wzory do szacowania sztywności obrotowej C_θ krawędzi podłużnej półki ściskanej sprężyste zamocowanej „na obrót” w środku pręta cienkościennego o przekroju otwartym podano m.in. w pracach [2, 7, 8, 9]. W większości przypadków sztywność obrotową uzależniono od geometrii ścianki podpierającej (średnika) oraz jej stanu obciążenia (np. ściskanie lub tarczowe zginanie).

W technicznie ważnym przypadku półki ściskanej, zawierającej np. pojedyncze odgięcie krawędzi swobodnej (tzn. usztynienie o tej samej grubości co ścianka, $t_L = t_s$), wpływ sprężystego zamocowania „na obrót” na „swobodnej” krawędzi płyty jest nieznaczny [1] i z technicznego punktu widzenia może zostać pominięty. Wynika to z małej sztywności na skręcanie pojedynczego usztynienia krawędziowego, zredukowanej dodatkowo wpływem naprężeń ściskających.

W niniejszej pracy przyjęto (podobnie jak w [1]), że usztynienie krawędzi ma przekrój prostokątny i jest symetryczne względem płaszczyzny środkowej płyty, a jego grubość t_L jest równa grubości płyty t_s (por. rys.1.)

3. Funkcja ugięcia płyty wspornikowej i usztynienia krawędzi

W pracy [10] do aproksymacji postaci wyboczenia jednostronnie sprężyste zamocowanej „na obrót” płyty wspornikowej zaproponowano i przetestowano funkcję postaci skończonego szeregu sinusowo – wielomianowego. Dla wskaźnika utwierdzenia krawędzi podłużnej κ wg wzoru (2), funkcję ugięcia można zapisać w postaci:

$$w_s(x_s, y_s) = t_s \sum_{i=1}^{i_0} \left[f_{i2} \cdot \left((1 - \kappa) \frac{y_s}{b_s} + \kappa \left(\frac{y_s}{b_s} \right)^2 \right) + \sum_{p=3}^{p_0} f_{ip} \cdot \left(\frac{y_s}{b_s} \right)^p \right] \cdot \sin \left(\frac{i\pi x_s}{l_s} \right) \quad (5)$$

gdzie: t_s , l_s , b_s - grubość, długość, szerokość płyty (ścianki s), f_{ip} - bezwymiarowe, swobodne parametry funkcji ugięcia.

W niniejszej pracy funkcję ugięcia usztywnienia krawędziowego przyjęto z warunku równości przemieszczeń krawędzi swobodnej płyty i „belki” usztywnienia w postaci:

$$w_L(x_s) = w_s(x_s, y_s = b_s) = t_s \sum_{i=1}^{i_0} \left(f_{i2} + \sum_{p=3}^{p_0} f_{ip} \right) \sin \left(\frac{i\pi x_s}{l_s} \right) \quad (6)$$

Tak przyjęte funkcje ugięć umożliwiają w ogólnym przypadku aproksymację: 1) postaci wybożenia dystorsyjnego układu płyta – usztywnienie, 2) postaci wybożenia lokalnego płyty „prześłowej” podpartej na „niepodatnym” usztywnieniu krawędziowym, oraz 3) postaci interakcyjnej wybożenia lokalnego i dystorsyjnego na granicy przedziałów.

4. Energia sprężysta i praca sił zewnętrznych

W pracy [11] pokazano sposób wyznaczania całkowitej energii potencjalnej ($U_s = V_{s,1} - L_s$) ściskanej płyty wspornikowej bez usztywnienia krawędzi w takim przypadku, gdy funkcję ugięć zapisuje się szeregiem wielomianowo – sinusowym np. postaci (5). W tym przypadku energię sprężystą ($V_{s,1}$) można wyznaczyć w sposób zaproponowany w pracy [12], a funkcję pracy sił zewnętrznych (L_s) można wyznaczyć z sekwencji wzorów wprowadzonych w [11].

Energię sprężystego zamocowania przeciw obrotowi ($V_{s,2}$) podpartej krawędzi płyty ($y_s = 0$) wyznaczono wg [1] ze wzoru:

$$V_{s,2} = \frac{C_\theta}{2} \int_0^{l_s} \left[\left(\frac{\partial w_s}{\partial y_s} \right)_{y_s=0} \right]^2 dx_s \quad (7)$$

Z kolei energię zginania w usztywnieniu „belkowym” wyznaczono wg [1] ze wzoru:

$$V_L = \frac{EI_L}{2} \int_0^{l_s} \left(\frac{d^2 w_L}{dx_s^2} \right)^2 dx_s \quad (8)$$

gdzie: $I_L = t_L b_L^3 / 12$ – moment bezwładności przekroju usztywnienia.

Pracę krawędziowych sił zewnętrznych w usztywnieniu wyznaczono ze wzoru:

$$L_L = \frac{\sigma A_L}{2} \int_0^{l_s} \left(\frac{dw_L}{dx_s} \right)^2 dx_s \quad (9)$$

gdzie: $A_L = t_L b_L$ – pole przekroju usztywnienia.

5. Naprężenia krytyczne

Naprężenia krytyczne (σ_{cr}) wybożenia (lokalnego lub dystorsyjnego) osiowo ściskanej i jednostronnie sprężycie zamocowanej przeciw obrotowi płyty wspornikowej zsymetrycznym usztywnieniem krawędzi wyrażono w postaci wzoru:

$$\sigma_{cr} = k\sigma_E \quad (10)$$

gdzie: σ_E - naprężenia Eulera dla płyty wg wzoru:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_s}{b_s} \right)^2 \quad (11)$$

Płytkowe współczynniki wyboczeniowe (k) wyznaczono metodą energetyczną. Całkowitą energię potencjalną układu: płyta – usztywnienie wyznaczono ze wzoru:

$$U_s = V_{s,1} + V_{s,2} + V_L - L_s - L_L \quad (12)$$

gdzie: $V_{s,1}$ - energia sprężysta zginania płyty wg [12], $V_{s,2}$ - energia sprężystego zamocowania podłużnej krawędzi płyty ($y_s = 0$) ze wzoru (7), V_L - energia sprężysta zginania „belki” usztywnienia ze wzoru (8), L_s - praca sił zewnętrznych w płycie wg [11], L_L - praca sił wewnętrznych w usztywnieniu ze wzoru (9).

Płytkowe naprężenia krytyczne obliczono z układu równań:

$$\partial U_s / \partial f_{ip} = 0 \quad (13)$$

sprowadzając zagadnienie do problemu wyznaczania wartości i wektorów własnych.

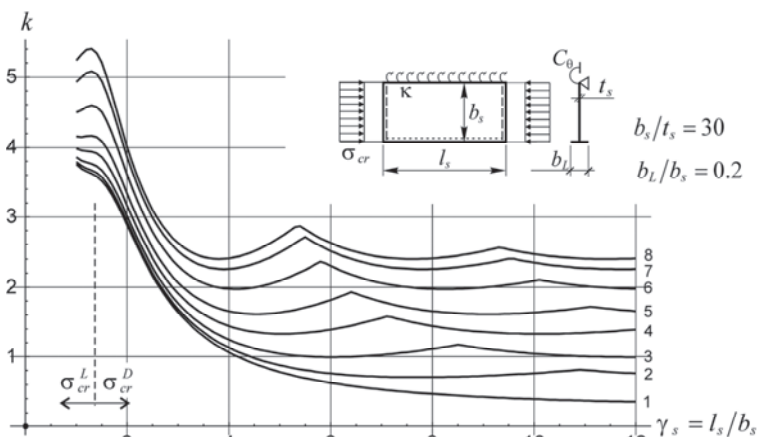
Do obliczenia współczynników k opracowano w środowisku pakietu *Mathematica*® program obliczeniowy „Ncr-płyta-wspornik-usztywnienie-sym.nb”. Program umożliwia tablicowanie współczynników oraz graficzną prezentację wyników obliczeń (wykresy, postacie wyboczenia). Funkcję ugięcia płyty aproksymowano szeregiem (5) dla $p_0 = 4$ i przy narzuceniu wartości początkowych wskaźnika utwierdzenia wg wzoru (2) od $\kappa = 0$ dla krawędzi swobodnie podpartej do $\kappa = 1$ dla krawędzi utwierdzonej. Funkcję ugięcia usztywnienia przyjęto wg wzoru (6). Parametr i_0 określający ilość „półfal” funkcji sinus w kierunku osi x_s szeregów (5, 6) dobierano w zależności od stosunku wymiarów płyty ($\gamma_s = l_s/b_s$) i miarodajnej postaci wyboczenia wg zasad podanych w [11].

Prezentowane w dalszej części pracy wykresy współczynników k wyznaczono dla wartości parametrów $E = 205$ GPa oraz $\nu = 0,3$. W tabeli 1 podano przyporządkowanie numeru krzywej na wykresach (rys.2 i rys.3) do współczynnika ε oraz wskaźnika κ .

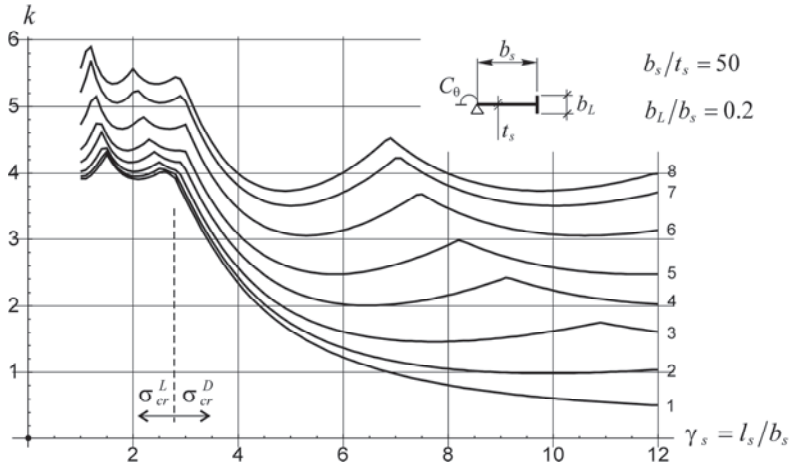
Tabela 1. Przyporządkowanie numeru krzywej na rys.2 i 3 do współczynnika ε oraz wskaźnika κ

Nr	1	2	3	4	5	6	7	8
ε	0	0,2	0,6	1,5	3	8	30	10^5
κ	0	0,091	0,231	0,429	0,6	0,8	0,938	1

Na rys.2 i rys.3 przedstawiono wykresy współczynników k jednostronnie sprężysto zamocowanych (tab.1) płyt wspornikowych z usztywnieniem krawędzi dla wartości parametrów $b_l/b_s = 0.2$ i smukłościach płyt odpowiednio: $b_s/t_s = 30$ (rys.2) i $b_s/t_s = 50$ (rys.3).



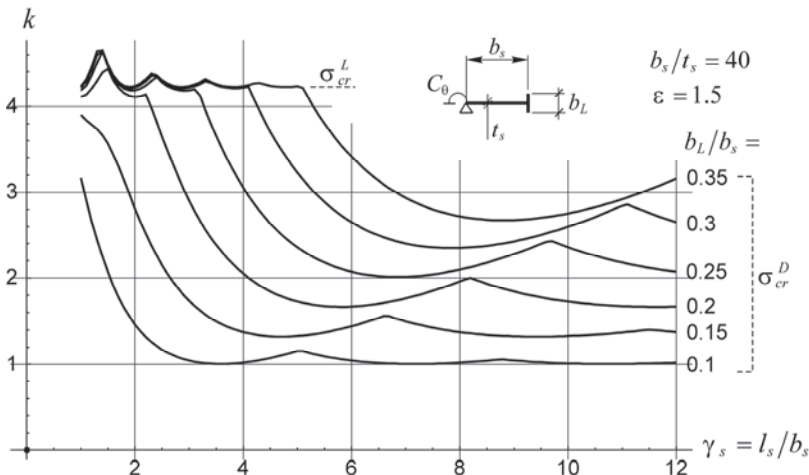
Rys. 2. Wykresy współczynników k dla sprężysto zamocowanej (tab.1) płyty wspornikowej z usztywnieniem dla: $b_s/t_s = 30$ oraz $b_l/b_s = 0.2$



Rys. 3. Wykresy współczynników k dla sprężystie zamocowanej (tab.1) płyty wspornikowej z usztywnieniem dla: $b_s/t_s = 50$ oraz $b_L/b_s = 0.2$

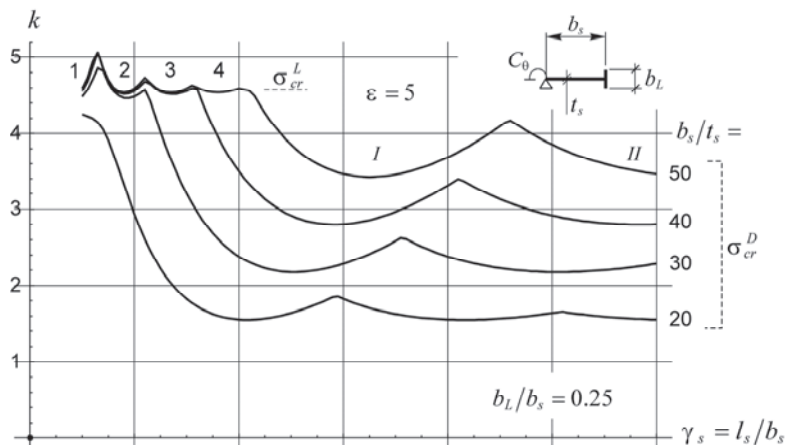
Na powyższych wykresach (rys.2 i 3), strzałkami oznaczono przedziały (γ_s) występowania miarodajnych naprężeń krytycznych: 1) wybočenja lokalnego (σ_{cr}^L) płyty „prześłowej”, oraz 2) wybočenja dystorsyjnego (σ_{cr}^D) układu: płyta wspornikowa - usztywnienie. Z porównania wykresów wynika, że ze wzrostem wskaźnika utwierdzenia krawędzi płyty κ wg wzoru (2) rosną współczynniki (k) naprężeń krytycznych zarówno wybočenja lokalnego jak i dystorsyjnego, przy czym wzrost tych drugich (σ_{cr}^D) jest znacznie większy.

Na rys.4 porównano wykresy współczynników k płyty wspornikowej z usztywnieniem dla $b_s/t_s = 40$ oraz $\varepsilon = 1.5$ ($\kappa = 0.429$) i różnych stosunków $b_L/b_s = 0.1 \div 0.35$. Z porównania współczynników w tym przypadku wynika, że ze wzrostem relacji b_L/b_s rosną naprężenia krytyczne wybočenja dystorsyjnego (σ_{cr}^D), natomiast naprężenia krytyczne wybočenja lokalnego (σ_{cr}^L) pozostają w zasadzie bez zmian. Uwaga: 1) w obliczeniach pominięto sztywność skrętną usztywnienia, która miałaby nieznaczny wpływ na σ_{cr}^L płyty „prześłowej” [13], 2) przy małych wartościach relacji b_L/b_s , na granicy przedziałów $\sigma_{cr}^L - \sigma_{cr}^D$ w wielu przypadkach ujawniła się interakcyjna postać wybočenja).



Rys. 4. Wykresy współczynników k płyty wspornikowej z usztywnieniem dla: $b_s/t_s = 40$, oraz $\varepsilon = 1.5$ ($\kappa = 0.429$) i różnych stosunków b_L/b_s

Na rys.5 porównano wykresy współczynników k płyty wspornikowej z usztywnieniem dla $b_L/b_s = 0.25$ oraz $\varepsilon = 5$ ($\kappa = 0.714$) i różnych smukłości płyty $b_s/t_s = 20 \div 50$.



Rys. 5. Wykresy współczynników k płyty wspornikowej z usztywnieniem dla: $b_L/b_s = 0.25$, $\varepsilon = 5$ ($\kappa = 0.714$) oraz różnych smukłości b_s/t_s

Z porównania współczynników k w tym przypadku wynika, że ze wzrostem smukłości płyty rośnie korzystny wpływ „podparcia na belce” usztywnienia i rosną współczynniki naprężeń krytycznych wyboczenia dystorsyjnego. Natomiast naprężenia krytyczne wyboczenia lokalnego „zachowują się” analogicznie do sytuacji przedstawionej na rys. 4.

Wszystkie prezentowane wykresy (rys. 2 do 5) mają charakter krzywych girlandowych wskazując jednocześnie ilość „półfal” miarodajnej postaci wyboczenia (lokalnego lub dystorsyjnego) powstających na długości segmentu pręta cienkościennego. Oznaczono to symbolicznie na rys.5, gdzie dla $b_s/t_s = 50$ cyframi arabskimi (1, 2, 3, 4) oznaczono kolejne „półfale” wyboczenia lokalnego, a cyframi rzymskimi (I, II) kolejne „półfale” wyboczenia dystorsyjnego.

6. Podsumowanie

Zastosowana w pracy funkcja ugięcia płyty wspornikowej (5) umożliwiła modelowanie warunków brzegowych na wzdłużnej krawędzi podpartej ($y_s = 0$) od swobodnego podparcia ($\kappa = 0$), przez sprężyste zamocowanie w segmencie pręta cienkościennego ($0 < \kappa < 1$), do pełnego utwierdzenia krawędzi ($\kappa = 1$). Na drugiej krawędzi ($y_s = b_s$) funkcja ta pozwala na „zbudowanie” takiej postaci ugięcia „belki” (6), która umożliwiła opis dystorsyjnych przemieszczeń układu płyta - usztywnienie.

Uwzględnienie sprężystego zamocowania krawędzi płyty (ścianki) w segmencie pręta cienkościennego prowadzi do dokładniejszego oszacowania naprężeń krytycznych wyboczenia dystorsyjnego. Dotyczy to zwłaszcza płyt wspornikowych z podłużnym usztywnieniem krawędzi, dla których zapasy dystorsyjnej nośności krytycznej, wynikające ze sprężystego zamocowania „na obrót” krawędzi podpartej, są większe niż dla obustronnie sprężysto zamocowanych płyt przeszłowych z usztywnieniem pośrednim [4, 5].

Ze wzrostem wskaźnika utwierdzenia krawędzi płyty κ oraz wzrostem stosunków: b_L/b_s oraz b_s/t_s , rosną naprężenia krytyczne wyboczenia dystorsyjnego płyt wspornikowych z usztywnieniem. W tym drugim przypadku zmieniają się również przedziały występowania miarodajnych postaci wyboczenia lokalnego i dystorsyjnego.

Literatura

- 1 Bulson P.S. The Stability of Flat Plates. Chatto and Windus. London 1970.
- 2 Hancock G.J. Design for Distortional Buckling of Flexural Members. Thin-Walled Structures 1997; 27 (1): 3-12.
- 3 Schafer B., Peköz T. Laterally braced cold-formed steel flexural members with edge stiffened flanges. Journal of Structural Engineering 1999, Vol 125, No 2, p. 118 – 126.
- 4 PN-EN 1993-1-3. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
- 5 Goczek J. Belki z kształtowników giętych stężone poszyciem z blach fałdowych. Monografia. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź 2013.
- 6 Szychowski A. Miejskowa utrata stateczności ściskanej półki cienkościennego kształtownika giętego. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 276, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, Zeszyt 58, Nr 3/2011/II, str. 307-314.
- 7 Rykaluk K. Pozostające naprężenia spawalnicze w wybranych stanach granicznych nośności. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, 29, seria: Monografie 11, Wrocław 1981.
- 8 Rogers C.A., Schuster R.M. Flange/Web Distortional Buckling of Cold-Formed Steel Sections in Bending. Thin-Walled Structures 1997; 27 (1): 13-29.
- 9 Kalyanaraman V., (1979), Local buckling of cold-formed steel members, Journal of the Structural Division 1979, Vol. 105, No.ST5, 813-828.
- 10 Szychowski A., (2014), Stability of Cantilever Walls of Steel Thin-Walled Bars with Open Cross-Section, Thin-Walled Structures (TWST-D-13-00453) w trakcie recenzji.
- 11 Szychowski A. The stability of eccentrically compressed thin plates with a longitudinal free edge and with stress variation in the longitudinal direction. Thin-Walled Structures 2008; 46 (5): 494-505.
- 12 Jakubowski S.: Macierzowa analiza stateczności i drgań własnych ścian dźwigarów cienkościennych. Archiwum Budowy Maszyn (1986), Tom XXXIII, Z.4, 357-375.
- 13 Szychowski A. Stateczność niesymetrycznie sprężyscie zamocowanych płyt przeszłowych przy wzdluznej zmienności naprężeń, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 283, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, Zeszyt 59, Nr 3/2012/II, str. 429-436,

Buckling of elastically restrained cantilever wall with free edge stiffening

Andrzej Szychowski

¹ *Department of Structure Mechanics, Metal Structures and Computer Methods, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: aszychow@tu.kielce.pl*

Abstract: The issue of the stability loss in a compressed wall of a thin-walled member with an open cross section was reduced to the buckling analysis of the cantilever wall. The wall was unilaterally elastically restrained against rotation. The stiffening of the free edge of the wall was susceptible to deflection. The plate deflection functions and stiffenings that allow the modelling of boundary conditions on both longitudinal edges were proposed. Graphs of buckling coefficients for different indexes of the elastic restraint of the supported edge and different geometries of the edge stiffening were determined.

Keywords: Thin-walled bars, cantilever walls, distortional buckling, elastic restraint.

Budynki wykonane w systemie OWT - 67 w układzie urbanistycznym osiedla „Maki” w Lublinie

Renata Janusz¹, Krzysztof Janus²

¹ *Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: r.janusz@pollub.pl*

² *Katedra Architektury Urbanistyki i Planowania Przestrzennego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: k.janus@pollub.pl*

Streszczenie: Osiedle Maki powstało w połowie lat 70-tych w kwartale zabudowy ograniczonym ulicami Droga Męczenników Majdanka, ul. Krańcową, ul. Lotniczą, ul. Głuską, jako kolejny etap rozbudowy zasobów mieszkaniowych miasta. Istotnym elementem było usytuowanie nowej zabudowy na obszarze wcześniej urbanizowanym – tzw. stary Kośminek. Powstał w ten sposób układ mieszany, gdzie prostym, długim, usytuowanym równolegle do siebie 5-kondygnacyjnym budynkom wielorodzinnymi i 11-kondygnacyjnym punktowcom o wyraźnie modernistycznej formie i sposobie sytuowania budynków towarzyszy zabudowa jednorodzinna lokowana wzdłuż ulic. Przedstawiono uwarunkowania urbanistyczne i funkcjonalne budynków 5-kondygnacyjnych wybudowanych w systemie OWT-67. Opisano przemiany urbanistyczne osiedla na przestrzeni blisko 40 lat (obsługa parkingowa, zieleni).

Przeprowadzono analizę potrzeb i możliwości w zakresie kolejnych działań mogących poprawić jakość życia mieszkańców osiedla w kontekście ograniczeń wynikających z uwarunkowań własnościowych, ekonomicznych i konstrukcyjnych. Zasadnymi działaniami wydaje się kontynuacja termomodernizacji budynków. Kompleksowego działania wymaga poprawa jakości przestrzeni między budynkami – dalsza wymiana nawierzchni utwardzonych, poprawa jakości zieleni, uwzględnienie w aranżacji terenów potrzeb zróżnicowanych wiekowo grup użytkowników osiedla ze szczególnym uwzględnieniem seniorów i rozwiązanie problemu parkowania samochodów ze wskazaniem na konieczność budowy garaży podziemnych.

Słowa kluczowe: OWT-67, wielka płyta, osiedle Maki, Kośminek, Spółdzielnia Mieszkaniowa Kolejorz

1. Wstęp

Proces rozrastania się miast jest zjawiskiem o niemal ciągłym charakterze. W konsekwencji decyzji politycznych i towarzyszących im zjawisk socjologicznych, a także przemian ekonomicznych, powstają dzielnice przemysłowe, mieszkaniowe, centra handlowe, biznesowe, lotniska. Wzrost ilości mieszkańców generuje potrzebę zapewnienia możliwości edukacji więc powstającym zespołom mieszkaniowym towarzyszą szkoły, przedszkola, żłobki. Rozwój kubaturowy oparty jest na rozrastającym się układzie drogowym i infrastrukturalnym stanowiącym szkielet miasta. Kierunek wschodni – dzielnica Kośminek, związany z trasą wylotową na Zamość, był jednym z podstawowych w rozwoju miasta. W procesy przemian ekonomicznych, politycznych i społecznych wpisuje się rozdział budownictwa kryjący się pod hasłem wielkiej płyty znajdujący zastosowanie głównie w budownictwie mieszkaniowym wielorodzinnym.

Analizując budownictwo powojenne w Lublinie możemy wyróżnić kilka faz technologii charakterystycznych dla danej dekady rozwoju miasta czytelnych także w rozwoju Kośminka. Okres tuż powojenny i lata 50-te to czas technologii tradycyjnych opartych na murach ceglanych. Jako przekrycia często stosowano stropy gęsto żebrowe (DMS). W tej technologii powstały ZOR-Bronowice[1]. Osiedle charakteryzuje się układem kwartałowym. Bryły budynków są proste, masywne z charakterystycznym dla socrealizmu detalem. Odmienny – bardziej modernistyczny układ posiada nieco późniejsze osiedle Pogodna wykonane w takiej samej dosyć tradycyjnej technologii.

W latach 60-tych, w oparciu o elementy wieloblokowe – płyty kanałowe (tzw. cegłę żerańską) opracowany został przez Miastoprojekt Lublin tzw. Zestaw Wojewódzki – katalog sekcji mieszkalnych i elementów prefabrykowanych, z których zestawiane były budynki – głównie wieżowce. Wieżowcom towarzyszyły zespoły budynków 5_kondygnacyjnych wykonywanych w systemie OW-T. Budynki w systemie OW-T zrealizowane są na osiedlu Maki były jednymi z pierwszych w Lublinie. Przyjęte technologie realizacji budynków miały istotny wpływ na układy urbanistyczne.

2. Rys historyczny

Obszar zajmowany przez osiedle Maki jest widoczny w opracowaniach ikonograficznych z okresu międzywojennego[2]. Wtedy to grunty wsi Bronowice zostały włączone do miasta. Rozwój dzielnicy zainicjowany został przez rozwijający się przemysł i potrzebę stworzenia zaplecza mieszkalnego dla robotników.



Plan 1. Wielki Lublin 1931r.-fragment



Plan 2. Wielki Lublin :planowana parcelacja działek

Na planie Wielkiego Miasta Lublina (1931r.) mamy zaznaczony układ drogowy tworzący zarys przyszłej zabudowy kwartałowej. Dzielnica wypełniała się zabudową od strony rzeki Czerniejówki. W rejonie dawnej ul. Fabrycznej (dzisiaj Droga Męczenników Majdanka) zabudowa była nieliczna. Dominująca funkcją było lotnisko którego reminiscencją są nazwy ulic „Lotnicza” i Startowa”.

Źródła pokazują także planowaną na tym obszarze parcelację. Parcelacja ta została dokonana w kwartałach przylegających do obszaru zajętego obecnie przez „Maki”. Na układ urbanistyczny osiedla miał wpływ stan własności widoczny na zdjęciu lotniczym Lubina z 1944r. Układ polnych dróg zbliżony do rysunku Wielkiego Miasta Lublina obsługiwał duże parcele siedliskowe o wyraźnym rolniczym charakterze. Ślady tych własności mają swoją kontynuację we współczesnym podziale gruntów.



Plan 3. Zdjęcie lotnicze Lublina z 1941(fragment) z naniesionym współczesnym układem działek .
Opracowanie własne autorów



Plan 4. Fragment Planu Wielki Lublin (1931r.) z naniesionym współczesnym układem własności.
Oprac. własne autorów

W okresie powojennym zabudowa była uzupełniana. Równoległe z powstaniem osiedla ZORY pojawiła się przy ul. Elektrycznej pod koniec lat 50-tych Szkoła Podstawowa nr 15. Decyzja o powstaniu osiedla i wymianie znacznej części zabudowy w tym kwartale podjęta została w początkach lat 70-tych. Planowano realizację kolejnych zespołów mieszkaniowych na obszarach intensywniej zabudowanych w rejonie ulic Wspólnej i Garbarskiej (Osiedle Chabry). Wprowadzony został zakaz działań inwestycyjnych na tym obszarze a nawet remontów. Ostatecznie zamierzenie nie zostało zrealizowane. Zakaz działań inwestycyjnych przyczynił się do procesu degradacji dzielnicy. Nowoczesne, jak na owe czasy, bloki wyposażone w łazienki i system centralnego ogrzewania stykały się z podupadającą, trudną społecznie zabudową o dużym zagęszczeniu ludności, którą pozbawiono na długie lata możliwości poprawy stanu technicznego.

Osiedle Maki zrealizowane zostało w latach 1975-1980 [3] w oparciu o dokumentację projektową przygotowaną przez Miastoprojekt – Lublin w 1973r. Głównym projektantem osiedla był mgr inż. arch. Janusz Gągała. Na archiwalnej dokumentacji projektowej znajdujemy także nazwiska architektów mgr inż. arch. Irena Załuska i mgr Jerzy Dybała oraz sprawdzający – mgr inż. arch. Czesław Gawdzik.

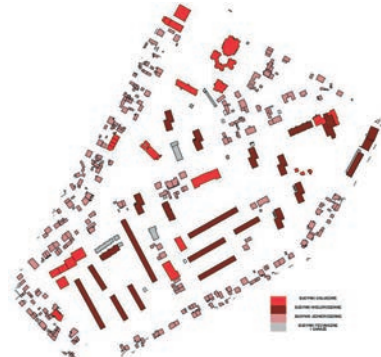
Dokumentacja budynków 5-kondygnacyjnych powstała w oparciu o rozwiązanie systemowe autorstwa mgr inż. arch. Aleksandra Kirow, który wraz z zespołem autorskim (Jadwiga Biedrzycka-Szymanowska, Henryk Biedrzycki, Jerzy Cyganecki, Janusz Regulski, Halina Rościszewska) w 1967r. otrzymał nagrodę zespołową Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych (1967) za wariantowe opracowanie optymalnego systemu budownictwa mieszkaniowego z prefabrykatów wielkowymiarowych.

3. Układ urbanistyczny osiedla „Maki”

Osiedle powstało w kwartale zabudowy ograniczonym ulicami Droga Męczenników Majdanka, ul. Krańcową, ul. Lotniczą, ul. Głuską. Istotnym elementem było usytuowanie nowej zabudowy na obszarze wcześniej urbanizowanym – tzw. stary Kośminek. Elementy zabudowy funkcjonującej wcześniej zostały zachowane i istnieją do dzisiaj. Budynki mieszkalne jednorodzinne wolno stojące i bliźniacze oraz niewielkie kamienice mają indywidualny charakter i „zaczepnięte” są jak gdyby z zabudowy funkcjonującej przy ul. Wspólnej czy też po przeciwległej stronie ul. Krańcowej. Na ogół są w dobrym stanie technicznym, poddawane przebudowom, termomodernizacjom i okresowym remontom. Są to pozostałości zabudowy przedwojennej lub wymienionej w ramach zachowanych parceli.



Plan 5. Układ zabudowy osiedla Maki
(lublin.geoportala.eu)



Plan 6. Układ funkcji w osiedlu.
Oprac. własne autorów

W skład osiedla Maki wchodzi dwa zespoły budynków 5-kondygnacyjnych – cztery budynki przy ul. Krańcowej i pięć budynków przy ul. Bukowej oraz dwa zespoły budynków 11-kondygnacyjnych – dwa budynki przy ul. Topolowej i cztery budynki przy ul. Elektrycznej. Uwagę zwraca pojedynczy budynek 11-kondygnacyjny przy ul. Olchowej - wybudowany poza „rytmem”. Prawdopodobnie o jego powstaniu zdecydowało uwarunkowanie powierzchni terenu dostępnego do zabudowy. Powstał układ mieszany zabudowy, gdzie prostym, długim, usytuowanym równolegle do siebie 5-kondygnacyjnym budynkom wielorodzinnymi i 11-kondygnacyjnym punktowcom towarzyszy zabudowa jednorodzinna lokowana wzdłuż ulic. Charakterystyczne dla systemu OW-T 67 są podłużne budynki z zaznaczonym podziałem na części po dwie lub 3 sekcje po dwie klatki w każdej sekcji. Na granicy sekcji dokonywano zmiany poziomu parteru części budynku dla dostosowania s do różnic terenowych. Najistotniejszym wyróżnikiem systemu jest pasmowy układ elewacji podłużnych.



Fot. 1. Alejka osiedlowa



Fot. 2. Ulica Olchowa (parkingowa)

Funkcje uzupełniające do zabudowy mieszkaniowej stanowiła szkoła (dawniej Szkoła Podstawowa nr 15 obecnie gimnazjum), przedszkole, klub osiedlowy oraz dwa zespoły pawilonów usługowych i przychodnia specjalistyczna. Dla zapewnienia dostawy ciepła powstały dwie wymiennikownie osiedlowe. Później zrealizowany został kolejny wieżowiec na rogu ulic Krańcowej i Męczenników Majdanka mieszczący w przyziemiu drugie przedszkole. Około roku 2000 zrealizowano dwa kolejne 5-kondygnacyjne budynki mieszkalne o odmiennej stylistyce. Program osiedla dopełnił w latach 80-tych kościół parafialny pod wezwaniem św. Maksymiliana Kostki.

3.1. Przesłanianie i nasłonecznienie

Przedmiotem uwagi jest zabudowa 5-kondygnacyjna wykonana w systemie OW-T 67. Budynki 5-kondygnacyjne (wysokości około 15m) usytuowane są w układzie równoległym w odległościach około 30m. W przekroju urbanistycznym uzyskujemy między budynkami przestrzeń o proporcji dwóch kwadratów w układzie horyzontalnym.



Rys. 1. Przekrój urbanistyczny. Oprac. własne

Biorąc pod uwagę obowiązujące obecnie standardy projektowe dla zabudowy mieszkaniowej w zakresie przesłaniania możemy taką dyspozycję przestrzenną uznać za komfortową. Dodatkowo zauważyć należy, że usytuowanie budynków w stosunku do kierunków świata daje bardzo dobre możliwości nasłonecznienia mieszkań. Dla elewacji pn-wsch. czas nasłonecznienia wynosi – 2,5h, dla elewacji pd-zach. – 5h, dla elewacji pn-zach. – 1h, dla elewacji pd-wsch. – 8,5h [8]. Elewacje południowo-zachodnie i południowo-wschodnie realizują program pokoi mieszkalnych (wymagane min. 3h) [4].

Mimo znacznych odległości problematyczne było wzajemne zaglądnienie do mieszkań w sąsiednich budynkach, zwłaszcza w okresie zimowym, kiedy z racji oświetlenia mieszkań możliwy był bardzo dobry wgląd do ich wnętrza. Sytuację nieco poprawia zielen wysoka między budynkami.



Fot. 3. Zielone wnętrza między usytuowanymi równolegle budynkami 5-kondygnacyjnymi



Fot. 4. Wprowadzenie miejsc postojowych wzdłuż alejki osiedlowej jako element kolizyjny z układem urbanistycznym

3.2. Obsługa komunikacyjna i parkingowa.

Obsługę komunikacyjną osiedla zapewniają ulice Olchowa, Elektryczna, Bukowa i Krańcowa. Pierwotnie zaprojektowane zostały zespoły parkingów osiedlowych dostępne z tych ulic na zasadzie sięgaczy. Dojścia do klatek schodowych zrealizowano w formie szerokich chodników (kiedyś asfaltowych). Chodnikami jest możliwy dojazd awaryjny i techniczny do budynku. Chodniki poprowadzono wzdłuż mniej nasłonecznionych elewacji „kuchennych”. Na rozległych trawnikach za budynkami zorganizowane zostały place zabaw dla dzieci. Przewagą mieszkańców osiedla stanowiły młode rodziny z dziećmi. Bezpośrednio przy każdym budynku dostępny był plac zabaw. Niektóre z placów zabaw posiadały nawierzchnię asfaltową (przy wieżowcach). Ze znacznej części budynków możliwe było

bezkolizyjne przejście dzieci z domu do szkoły podstawowej. Dla pozostałych budynków – występowała konieczność przejścia przez drogę o małym natężeniu ruchu.

Przez kilka lat funkcjonowała w pobliżu szkoły tzw. wioska indiańska – plac zabaw składający się z urządzeń zabawowych i domków i wigwamów w konstrukcji drewnianej. Obecnie place zabaw zostały ograniczone. Ich miejsce zajęły samochody. Można zaobserwować zjawisko „spychania” placów zabaw przez samochody.



Fot. 5. Dawny plac zabaw przekształcony na plac parkingowy



Fot. 6. Plac zabaw przesunięty na trawnik, w bezpośrednim sąsiedztwie miejsc postojowych

Zieleń była urządzona w formie trawników i klombów kwiatowych. Zieleń wysoka zlokalizowana była początkowo tylko przy budynku szkoły i przy starej zabudowie. Występowały grupy drzew owocowych – pozostałość po dawnych siedliskach, stopniowo usuwane. Zasadzone w pierwszych latach funkcjonowania osiedla drzewa i krzewy mają obecnie ponad 35 lat i, oprócz walorów ozdobnych, stanowią naturalną przegrodę widokową między budynkami. Realizacja dodatkowych budynków mieszkalnych około roku 2000 wpłynęła na ograniczenie terenów rekreacyjnych (zielonych). Zlikwidowany został teren zielony po wiosce indiańskiej oraz górka saneczkowa. Pielęgnacja zieleni polega głównie na koszeniu trawników. Widoczne są skutki przypadkowych nasadzeń. Istotnym problemem, który doskwiera mieszkańcom jest brak wystarczającego zaplecza parkingowego. Garaże wbudowane w budynki występują jedynie przy realizacjach z roku około 2000. Zaprojektowane pierwotnie miejsca postojowe nie przewidywały nawet współczynnika 1 samochód na 1 mieszkanie. Możemy zaobserwować nieustanny proces zajmowania kolejnych terenów zielonych i dawniej rekreacyjnych przez samochody. Likwidowane są klomby, ograniczane trawniki. Wzdłuż chodników pojawiają się nawierzchnie ażurowe betonowe. W kolejnym etapie następny pas trawnika jest umacniany kratami ażurowymi z tworzywa sztucznego. Nie są zachowane minimalne odległości miejsc postojowych od okien pomieszczeń mieszkalnych.

Przedłużenie ul. Krańcowej do ul. Kunickiego spowodowało wzmożenie ruchu kołowego na tej ulicy i podniesienie poziomu hałasu dziennego i nocnego czego skutki odczuwają szczególnie mieszkańcy z budynków położonych bezpośrednio przy ulicy. Wzdłuż ulicy występują przekroczenia LDWN na granicy 5 dB [9].

Prawa rynku wpłynęły na funkcjonowanie obiektów uzupełniających program osiedla. Pawilon handlowy uległ pewnym przekształceniom ale nadal spełnia swoje funkcje. Dom kultury został przekształcony dla potrzeb szkoły prywatnej. Dobrze funkcjonują przedszkola i przychodnia zdrowia. Niepokój budzi natomiast stan przyszłokolnych terenów sportowych. Ważnym aspektem jest stosunkowo bliskie sąsiedztwo obozu zagłady na Majdanku. Na osi ulicy Olchowej widoczne jest mauzoleum z prochami osób zamordowanych na Majdanku.



Fot. 7. Wprowadzanie miejsc postojowych przed budynku w zbliżeniu do okien mieszkań.



Fot. 8. Mauzoleum na Majdanku widoczne na osi ul. Olchowej.

3.3. Dostępność dla niepełnosprawnych

Prawo budowlane nakazuje zapewnić dostęp dla osób niepełnosprawnych do mieszkań położonych na parterze budynku w budynku mieszkalnym wielorodzinnym[7].

W przypadku budynków typu OWT organizacja pochylni do drzwi wejściowych budynku mija się z celem ze względu na występujący na klatce schodowej w budynkach bieg wyrównawczy. Zauważyć należy, że motywowani indywidualną potrzebą mieszkańcy osiedla rozwiązali ten problem budując indywidualne pochylnie dla osób niepełnosprawnych przy elewacji balkonowej.



Fot. 9. Pochylnia dla niepełnosprawnych doprowadzona bezpośrednio do mieszkania.



Fot. 10. Skutki przypadkowych nasadzeń przy budynku przy ul. Bukowej.

4. Podsumowanie

Osiedla wielopłytowe, inspirowane Corbusierowską ideą „maszyny do mieszkania” w wielu krajach Europy przeznaczane są do wyburzenia. Polskie uwarunkowania ekonomiczne i społeczne wskazują na drogę, którą zastosowali Niemcy dla tego typu zabudowy w Berlinie wschodnim – opracowanie i wdrożenie programu rewitalizacji osiedli. Analizując materiał zgromadzony i przedstawiony w artykule należy zwrócić szczególną uwagę na czynniki stanowiące o wyjątkowości osiedla Maki jako zespołu urbanistycznego. Widoczna jest wyraźna różnica w kształtowaniu układu urbanistycznego osiedla ZORY czy Pogodna, które powstawały na obszarach wolnych od zabudowy, a osiedla Maki. Podstawą tej niezwykłości jest przemieszanie się typów zabudowy 1-2 kondygnacyjnej, powstałej w okresie międzywojennym i tuż po wojnie, kształtowanej wzdłuż ulic, z zabudową

konstruowaną z wielkiej płyty z charakterystyczną dla tej formy prostotą układów. Zróżnicowane wysokości zabudowy zbliżają ją do skali człowieka. Organizowane w parterach budynków indywidualnych drobne usługi skutecznie wzbogacają program użytkowy osiedla i generują możliwość kontaktów sąsiedzkich. Istnieje potrzeba opracowania koncepcji rewitalizacji osiedla uwzględniającej zmieniające się potrzeby mieszkańców. Pomysłu na rozwiązanie wymaga problem rosnącej ilości samochodów i braku miejsca na ich parkowanie. Inicjatywy tworzenia kolejnych placów parkingowych w miejsce terenów zielonych, w zbliżeniu do okien, spotykają się z protestami mieszkańców nie zainteresowanych bezpośrednio parkowaniem swojego samochodu. Alternatywą może być budowa garaży ukrytych pod ziemią z dachami rozwiązanymi jako nawierzchnie zielone wykorzystywane do celów rekreacyjnych. Niepokojący jest fakt usunięcia z terenu osiedla publicznej szkoły podstawowej. Istotnym czynnikiem jest proces starzenia się osiedla i potrzeba dostosowania do wieku i potrzeb coraz starszych mieszkańców. Ogromny potencjał dla poniesienia jakości życia w osiedlu stanowią duże przestrzenie zielone między budynkami. Powinny się stać one nie tylko miejscem zabaw dzieci ale także spotkań emerytów. Organizacja przestrzeni półpublicznych w osiedlu w formie zacienionych placów z ławeczkami i stolikami do gry w szachy nie wymaga dużych nakładów finansowych i może być łatwo zrealizowana.

Literatura

- 1 E. Przesmycka, M. Sosnowska. Stan zachowania przestrzeni publicznych osiedli mieszkaniowych z lat 50. XX w. Na przykładzie Lublina :teka kom. Arch. Urb. Stud. Krajobr. – OL PAN, 2010, 47-55
- 2 Plan Wielkiego Miasta Lublina (1931 r.) - Biuro Regulacji Magistratu Miasta Lublina – Archiwum Miejskie Lublin
- 3 J. Gągała, I. Załuska, J. Dybała. Dokumentacja techniczna budynków osiedla Maki. Archiwum Spółdzielni Mieszkaniowej Kolejarsz w Lublinie
- 4 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690) (z późniejszymi zmianami).§ 13, 65.
- 5 Dzierżewicz Z., Starosolski W. (2010). Systemy budownictwa wielkopłytowego w Polsce w latach 1970-1985. Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych: Wolters Kluwer Polska sp. z oo
- 6 Ostańska A., Podstawy metodologii tworzenia programów rewitalizacji dużych osiedli mieszkaniowych wzniesionych w technologii uprzemysłowionej na przykładzie osiedla im. St. Moniuszki w Lublinie, Politechnika Lubelska, Monografie Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Vol.1, Wydawnictwa Uczelniane, Lublin 2009,
- 7 Ustawa z dn. 7 lipca 1994 r. Prawo Budowlane (tekst jednolity Dz. U. nr 156 z 2006 r. poz. 1118 z późniejszymi zmianami).
- 8 M. Twarowski. Słońce w architekturze. Wydawnictwo Arkady. Wydanie 4, 1996r.
- 9 [www. geoport.lublin.eu](http://www.geoport.lublin.eu)10 pkt

Buildings constructed in the system OWT- 67 in urban layout of residential settlement "Maki" in Lublin

Renata Janusz¹, Krzysztof Janus²

¹ *Independent Laboratory of Architecture, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: renata-janusz@o2.pl, r.janusz@pollub.pl*

² *Lublin Department of Architecture, Urbanism and Spatial Planning, Lublin University of Technology, e-mail: k.janus@pollub.pl*

Abstract: "Maki" residential settlement was established in the mid-70s, in the quarter of construction it was limited by Droga Męczenników majdanka, Krańcowa, Lotnicza and Gluska Streets, as the subsequent stage of development of municipal housing stock. A crucial issue concerned the location of a new building in a previous urbanized area – the so called Kosminek. As a result, a mixed system was created, where simple, tall and parallelly situated to each other 5-story multifamily buildings and an 11-storey point tower of an evident modernistic form and the way of their location are accompanied by a simple-family housing placed along the streets. The urban and functional conditions in 5-storey buildings constructed in OWT-67 system were presented. The urban changes of settlement over nearly 40 years (parking service, greenery) were discussed.

The analysis of the needs and possibilities in terms of next steps which can improve the living quality of residents in aspect of restrictions consequent upon ownership, economic and construction determinants was completed. Justified steps refer to the continuation of building termomodernization. The improvement of space quality between building is the highest priority. Not to mention, further exchange of paved surface, the enhancement of greenery quality concerning the needs of diverse age groups of residents in the arrangement of problem indicating the necessity to build underground garages.

Keywords: OWT-67, concrete slab, Maki District, Kośminek District, Kolejarsz Housing

Koncepcja osiedla A, B i C dzielnicy "Felin" w Lublinie, a jego realizacja. Problemy budownictwa wielkopłytkowego

Aleksandra Jarocka-Mikrut¹, Piotr Gień²

^{1,2} Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: ¹a.jarocka@pollub.pl, ²p.glen@pollub.pl

Streszczenie: Na przykładzie zrealizowanego w latach 90 osiedla w lubelskiej dzielnicy Felin w niniejszym artykule przedstawiona została problematyka architektoniczna i budowlana osiedli wykonanych w technologii wielkopłytkowej. Przedstawione zostały przykłady rewitalizacji podobnych obiektów gdzie przy zastosowaniu stosunkowo prostych rozwiązań można osiągnąć efekt wizualny przypominający współczesne realizacje. Ma to na celu wskazanie możliwości jakimi dysponuje obecna technika oraz jakie korzyści mogą płynąć z realizacji kreatywnych pomysłów architektów, tak estetycznych jak i funkcjonalnych. Celem jest zwrócenie uwagi na rozwiązania, które miałyby szansę zostać wykorzystane na terenie osiedla Felin w Lublinie tym samym poprawiając standard mieszkań. Na przykładzie zabudowań Spółdzielni Mieszkaniowej Felin autorzy pragną również wyszczególnić przeprowadzone dotychczas działania oraz zestawzić je z podobnymi realizowanymi na innych obszarach. Poprzez wyszczególnienie najbardziej uciążliwych usterek i braków chcą oni ukazać realia mieszkalnictwa na osiedlu wybudowanym w tej właśnie technologii. Artykuł wskazuje na potrzebę dalszych działań modernizacyjnych zarówno w zakresie termomodernizacji, wymiany izolacji, stolarki okiennej oraz przekształceń terenów zielonych.

Słowa kluczowe: wielka płyta, rewitalizacja, modernizacja, przemierzanie, degradacja

1. Wprowadzenie

Po tragicznych wydarzeniach II Wojny Światowej zarówno Polska jak i inne kraje bloku socjalistycznego borykały się z problemem niedoboru mieszkań. Polskie władze komunistyczne miały nadzieję szybko zażegnać ten problem wprowadzając w roku 1959 normatyw regulujący warunki mieszkaniowe [1]. Państwo nastawione na tworzenie jak największe ilości mieszkań nie zajmowało się już istniejącymi. Doprowadzało to do szybkiej ich degradacji.

Osiedle Felin na którego problemach pragną skupić się autorzy niniejszego artykułu zaprojektowane zostało już według normatywu z 1974 roku korygującego wcześniejszy, ze względu na to iż poprzedni narzucał zbyt małe powierzchnie mieszkań przypadające na jedną osobę. Tym samym polskie mieszkania sytuowane do tej pory na samym końcu w stosunku do ówczesnych standardów mieszkaniowych panujących w Europie poprawiły swoją pozycję. Po zmianie ustroju w Polsce w lata 90 państwo przestało mieć tak znaczący wpływ na budownictwo mieszkaniowe [2]. Mieszkania przestawały pełnić rolę dobra ogółu a zaczynały stawać się towarem. Szereg czynników składających się na koszt produkcji takiego mieszkania sprawił, że koszt jego zakupu znacznie przekraczał możliwości przeciętnego obywatela.

Na przykładzie zrealizowanego w latach 90 lubelskiego osiedla w dzielnicy Felin w obrębie ulic Drogi Męczenników Majdanka, Alei Tysiąclecia oraz ul. Doświadczalnej

przedstawiono problematykę natury estetycznej oraz użytkowej obiektów w technologii wielkopłytowej [3]. Pierwotne plany zakładały realizację większej części osiedla, archiwalne plany wskazują zakres założenia A-F, aż do planowanej ulicy Kasprowicza (miała ona graniczyć z cmentarzem komunalnym). Zrealizowana została jedynie część A. „Opinia do założeń techniczno-ekonomicznych osiedla mieszkaniowego „Felin” jednostka „A” zadanie II-VIII w Lublinie” wskazuje, iż teren pod założenie był głównie rolniczy, a program obejmował budowę 20 budynków mieszkalnych z założeniem ok. 15,3 m² na jednego mieszkańca. Równie ciekawym aspektem jest struktura mieszkań, największy procent stanowią M4 najmniejszy zaś M6. Zadania II-VII zakładały budowę 714 mieszkań przy 586 miejscach postojowych (w tym garaży). Ukazuje to problem parkingów z jakim obecnie muszą borykać się mieszkańcy[4].

2. Problemy budowlane

Problemy budowlane architektury osiedlowej w Polsce nie zakończyły się na etapie wykonawczym ale miały swoją kontynuację również na etapie eksploataowania przez późniejszych użytkowników. Według ustawy obowiązek dbania o budynki spadał na ich właścicieli [5]. Fakt użytkowania własności państwowej lub własności której właściciel pozostawał anonimowy sprawił, iż odpowiedzialność pozostawała jedynie teorią. Do powolnej degradacji nowopowstałych wówczas obiektów mieszkaniowych przyczyniał się fakt, iż na ich modernizację przeznaczano bardzo niewielkie fundusze. Liczono głównie na wkład i zaangażowanie mieszkańców [6]. Nasuwa się więc wniosek, iż ówczesna władza większą uwagę kierowała na budowanie nowych zasobów mieszkaniowych niż na utrzymanie już istniejących.

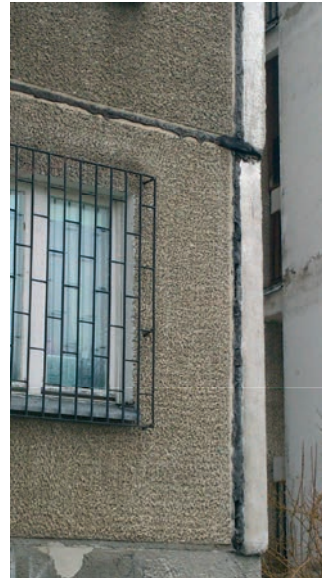
W rozmowie z członkiem Spółdzielni Mieszkaniowej „Felin” dowiadujemy się informacji na temat etapu wykonawczego oraz użytkowego lubelskiego osiedla (doniesienie ustne, Lucjan Koper, luty 2014). Osiedle to powstawało w technologii W-70, której głównym założeniem była siatka modułarna 60 X 60 cm oraz poprzeczny układ ścian nośnych. Ściany wykonywane w tej technologii są jednak za cienkie i nie spełniają współczynnika przenikania ciepła co powoduje wyziębienie się pomieszczeń mieszkalnych. W związku z wpływem warunków atmosferycznych oraz brakiem izolacji pomieszczenia ulegają zawilgoceniu, a w konsekwencji pojawia się grzyb. Woda zacieka, również w obrębie balkonów (rys. 1) czego skutkiem są ubytki tynku. Ściany w opisywanej technologii łączone były za pomocą olkitu, który to pod wpływem wysokich temperatur wpływa z łączeń pomiędzy prefabrykowanymi płytami (rys. 2).

Część obiektów wchodzących w skład osiedla poddano termomodernizacji głównie za pomocą styropianu. Wymieniono również część stolarki okiennej w skutek czego pojawiły się problemy z wentylacją.

Usterki zaobserwować można również w budynkach garażowych należących do osiedla. Garaże przykryte stropami z płyty żerańskiej zaprojektowane zostały jako część kubatury podziemnej z zielonymi dachami (rys. 3). Tego typu rozwiązanie w połączeniu z bezpośrednim kontaktem z gruntem oraz warunkami atmosferycznymi sprawiło, iż woda w otworach kanałowych zaczęła zamarzać. Pojawił się wówczas punkt rosy. Skutkuje to zawilgoceniem oraz odpadaniem warstw tynku zarówno wewnątrz pomieszczeń garażowych jak i na zewnątrz (Rys. 4). Budynki są systematycznie odnawiane i odmalowywane. Jest to jednak działanie krótkotrwałe eliminujące jedynie skutek, nie rozwiązujące zaś samego problemu.



Rys. 1. Degradacja balkonów



Rys. 2. Łączenie płyt W-70



Rys. 3. Garaż z zielonymi dachami



Rys. 4. Garaż – zawilgocenie

3. Stosowane metody rewitalizacji

By móc mówić o możliwościach jakie niesie za sobą rewitalizacja tego typu osiedli należy zrozumieć jakie elementy wymagają poprawy oraz zwrócić uwagę na problemy z którymi borykają się mieszkańcy. Większość negatywnych aspektów dotyczy w podobnym stopniu wszystkich osiedli z „wielkiej płyty”. Należy wręcz przytoczyć, opracowany przez M. Kłopotowskiego, podział na czynniki „za” i „przeciw”, które decydują o dokonaniu zakupu mieszkania na takim właśnie osiedlu. Autor opierając się na ankietach mieszkańców białostockich respondentów wskazał negatywy zabudowań wykonanych w technologii OW-T, które w zdecydowanym stopniu można odnieść również do osiedla Felin w Lublinie m.in. *zły stan dróg i parkingów (zbyt mała liczba stanowisk postojowych), niska jakość przestrzeni wspólnych (niski standard techniczny i estetyczny wyposażenia placów zabaw, obiektów sportowych i rekreacyjnych), problemy społeczne pojawiające się na terenie osiedli mieszkaniowych: problemy wynikające z aktualnej struktury zasiedlenia* [7]. Ważnym elementem jest również estetyka, a w znacznej mierze kolorystyka zastosowana na elewacjach poszczególnych bloków jakże daleka od oryginalnych założeń wielkopłytkowych budynków. Analizując postawy architektów, których

działania zawodowe w pewnym stopniu koncentrowały się na rewitalizacji budynków wykonywanych w opisywanej technologii autorzy niniejszej publikacji pragną dowieść, iż przy zastosowaniu prostych rozwiązań można osiągnąć poprawę stanu technicznego budynków, a tym samym estetykę oraz funkcjonalność.

Poruszając tematykę rewitalizacji zabudowań w technologii wielkopłytywowej nie sposób nie wspomnieć o praktykach stosowanych głównie w miastach niemieckich. A. Cieśla w swej publikacji traktującej o programie Stadtumbau Ost, wprowadzającym subwencje na rozbiórki obiektów mieszkalnych, których to stan techniczny nadal jest zadowalający, zwraca uwagę na fakt, iż obecnie Polska nie potrzebuje tak drastycznych rozwiązań, co jednak nie znaczy, że w przyszłości problem zbyt dużej ilości mieszkań nie okaże się aktualny [8]. Proces rewitalizacji osiedla z elementów prefabrykowanych, należy przeprowadzić w szerokim aspekcie. Poprzez wybór najtrafniejszych rozwiązań należy doprowadzić do ustalenia wytycznych do rewitalizacji, a w następnej kolejności do programu rewitalizacji i ustalenia kolejności działań. Należy również zwrócić uwagę na założenia, które miałyby szansę zostać wykorzystane na terenie osiedla Felin w Lublinie, analizując przy tym potrzeby wynikające dla tego konkretnego osiedla.

Realizacje, które wzbudzą niemałe uznanie w zakresie estetyki i kreatywnego podejścia do budynków wielkopłytywych, a na które to niewątpliwie zasługują, to projekty przygotowane przez Stefana Fostera. Architekt w swych propozycjach zmienia zastane zabudowania na tyle, iż w części przypadków przypominają one wręcz nowoczesne realizacje. Poprzez wyburzenia pięt lub też całych fragmentów bloków, dzielenie ich na mniejsze obiekty, dodawanie elementów takich jak ogrody zimowe czy balkony lub też wydzielanie prywatnych ogrodów dla mieszkań na parterze sprawił, iż komfort mieszkania w dawnych surowych blokach z wielkiej płyty uległ znacznej poprawie [9]. Kwestia kolorystyki zastosowanej na elewacjach większości z projektów, może zostać odebrana jako kontrowersyjna w kontekście komentarzy jakie pojawiają się w związku z odcieniami stosowanymi podczas dociepleń lubelskich zabudowań. Foster w swych projektach proponuje odważne połączenia takie jak w przypadku chociażby bloku znajdującego się w miejscowości Leinefelde (Goetherstrasse 25-31) gdzie elewacja pomalowana została na niebiesko, zaś balkony wyróżniają się na jej tle odcieniem czerwieni [10]. Równie interesujący efekt otrzymany został w przypadku innego bloku znajdującego się w tej samej miejscowości (Leinefelde, Lessingstrasse 10-32), gdzie dodano część balkonów, ogrody w parterach, podniesiono standard mieszkań również poprzez wyburzenia ścian czy poszerzenia okien jak i poprzez zmianę kolorystyki elewacji (w tym przypadku na bardziej stonowana - białą z niebieskimi elementami) [11]. Ostatecznie budynek swoją estetyką przypomina nowoczesne zabudowania. Na potrzeby oraz możliwości rewitalizacji uwagę zwraca w swej publikacji B. Gronostajska pisząc, iż „w *modernizowanych blokach należy umieszczać mieszkania, których dotychczas brakowało w osiedlu. Warto zwrócić uwagę, aby mieszkania na parterach były projektowane jako większe, rodzinne, powiązane z sąsiadującym terenem, gdzie znajdować się mogą tarasy i przydomowe ogródki*”, co w znacznym stopniu dowodzi, iż tego typu rozwiązania są nie tylko pożądane przez mieszkańców ale i możliwe do wykonania [12].

Znaczącym jest, iż na większości osiedli z wielkiej płyty skala problemów jest podobna, a w związku z tym i potrzeby modernizacji również są zbliżone (P. Łodziński wysnuwa tezę, iż „*nie ma znaczenia, czy budynki mieszkalne z wielkiej płyty zbudowane zostały w Berlinie czy Białymstoku – problemy z ich modernizacją są podobne*”) [13]. Fakt niskiego poziomu estetycznego, problemy natury technicznej i funkcjonalnej, a nierzadko i dotyczące materii społecznej nie różnią się bez względu na to czy mowa o zabudowaniach,

których modernizacji dokonał Foster czy o osiedlu na lubelskim Felinie. Przykłady projektów polskiej pracowni Ultra Architects z powodzeniem dowodzą, iż budynek z wielkiej płyty przy poprawnym doborze rozwiązań natury estetycznej może być odbierany jako dobra architektura. Projektanci, w przypadku termomodernizacji poznańskiego bloku przygotowali propozycję nawiązującą do prawdopodobnego wystroju elewacji w pierwotnym projekcie zakładającą m. in. wyczyszczenie cegieł na widocznych zamiast ukrywania ich pod warstwą tynku [14]. Ostateczny efekt daleki jest od, spotykanej na elewacjach lubelskich zabudowań, pastelowej kolorystyki. Projekty Ultra Architects niejednokrotnie zostały docenione jako pozytywny przykład modernizacji [15]. Techniczne defekty zabudowań wielkopłytkowych jako wpływające na komfort mieszkańców zajmują szczególnie miejsce w procesie modernizacji jednakże należy mieć również na uwadze wizualny aspekt osiedli wykonanych w technologii wielkopłytkowej. Stylistyką znacząco odbiegają one od współcześnie projektowanych zabudowań co również stanowi problem również w kontekście tożsamości miast.

Różnica geograficznego położenia danego osiedla nie zmienia w znacznym stopniu potrzeb jego lokatorów. W związku z tym możliwości czerpania inspiracji z już przeprowadzonych rewitalizacji tak polskich jak i zagranicznych są nieograniczone.

Potrzeby komunikacyjne, w tym brak parkingów, utrudniają funkcjonowanie w równym stopniu co mankamenty natury technicznej i estetycznej. Rozwój firm budowlanych specjalizujących się w systemach dociepleń, odwróconych dachów zielonych, izolacji czy konstrukcji balkonów dostawnych ułatwia wybór odpowiednich rozwiązań. Fakt potrzeby przeprowadzenia diagnostyki stanu konstrukcji czy analizy rozkładu temperatury na powierzchni muru celem określenia miejsc problematycznych są znaczącymi elementami procesu rewitalizacji zabudowań z wielkiej płyty. Wspomniany rozwój firm specjalizujących się w tego typu projektach czy produktach znaczy, iż proces poprawy stanu technicznego opisywanych zabudowań jest coraz bardziej popularny.

4. Proponowane rozwiązania

Utrudnieniem wiążącym się z rozwojem motoryzacji jest na opisywanym terenie brak parkingów, ów fakt zmusza kierowców do parkowania w miejscach niedozwolonych, na fragmentach chodników powodując tym samym trudności dla poruszających się pieszo. Utopijnym, poprzez koszty związane z wykupem terenów pod inwestycję, rozwiązaniem byłoby uzupełnienie osiedla o dodatkową przestawną o funkcji otwartego parkingu znajdującego się poza terenem zabudowań jednakże do niego przylegającym. Ważnym elementem rewitalizacji takich osiedli jest wykonanie profesjonalnej oceny stanu technicznego obiektów. Tylko dzięki temu byłaby możliwość określenia jaki jest obecny stan konstrukcji omawianych obiektów [16].

Wilgoć występująca w głównej mierze, choć nie tylko, w piwnicach poprzez osuszenie, odkopanie fundamentów oraz wykonanie nowych izolacji jest w stanie zostać usunięta. Ów problem jest szczególnie ważny gdyż „z ekspertyz technicznych wynika, że co piąty budynek z Wielkiej Płyty musi zostać odkopany na poziome fundamentów i uszczelniony od zewnątrz, gdyż w przeciwnym wypadku nie da się wyeliminować wilgoci z piwnic i degradacji konstrukcji” [17]. Podobne zabiegi powinny zostać wykonane również w przypadku budynków garażowych, które to poprzez kontakt z gruntem narażone są na ciągłe działanie wilgoci. Nie mniej ważna wydaje się tutaj kwestia balkonów, widać na nich degradujący wpływ wilgoci, wniosek potrzeby wykonania na nich odpowiedniej izolacji jest wręcz oczywisty. Należałoby również wykonać pomiary termograficzne budynków. Dzięki

takiemu rozwiązaniu znane byłyby miejsca występowania mostków termicznych oraz szczególnie dużych strat ciepła. Doprowadziłyby to do bardziej efektywnych termomodernizacji, których konieczność kontynuowania na osiedlu Felin jest zauważalna.

Szczególne ważne w kontekście omawianych zabudowań jest usprawnienie istniejącej wentylacji, która to jak wspomniano poprzez już wykonane termomodernizacje oraz wymianę stolarki okiennej, przestała spełniać swoją rolę. Kolejnym zabiegiem, który mógłby wpłynąć na komfort mieszkańców jest likwidacja zspów oraz zastąpienie ich wolnostojącymi zbiornikami na odpady, eliminując tym samym nieprzyjemne zapachy na klatkach schodowych. Warto byłoby również wyposażać osiedle w nowe ławki, place zabaw i inne obiekty małej architektury przez co ogólny odbiór osiedla uległby znaczącej poprawie. Koniecznym wydaje się tutaj prowadzenie cyklicznych dyskusji z mieszkańcami odnośnie ich potrzeb dotyczących rewitalizacji przestrzeni miejskich [18].

5. Zakończenie

Na przykładzie zabudowań Spółdzielni Mieszkaniowej Felin została przedstawiona problematyka, stan zachowania oraz możliwości modernizacji zabudowań z wielkiej płyty. Poprzez wyszczególnienie najbardziej uciążliwych usterek i brak zarówno natury społecznej, technicznej jak i estetycznej autorzy chcą ukazać realia mieszkalnictwa na osiedlu wybudowanych w technologii budownictwa prefabrykowanego. Estetyka, wygląd elewacji obiektów, a w głównej mierze, dobór kolorystyki na ocieplonych już budynkach również jest kwestią dyskusyjną. Profil społeczny mieszkańców osiedlających się na obszarze opisywanych zabudowań również mógłby stanowić oddzielny punkt opracowania.

Mimo problemów, całe założenie ma również pozytywne aspekty. Wyposażenie terenu w usługi jest wystarczające i jest w stanie zaspokoić bieżące potrzeby mieszkańców. Zarówno do kościoła, szkoły podstawowej jak i sklepu bez większych przeszkód można dojść pieszo. Jak pisze w publikacji pt. *„Rewitalizacja przestrzeni publicznej drogą do integracji lokalnej”* jej autor J. Wrana obecnie na terenie miasta Lublina podejmowane są coraz częściej udane próby poprawienia jakości życia ludzi poprzez rewitalizację przestrzeni publicznych. Zdaniem autora *„jako alternatywę dla dotychczasowych działań w celu ochrony przestrzeni zabudowanej proponuje się uaktywnienie czynnika społecznego...”* co stanowi bardzo trafne spostrzeżenie, biorąc pod uwagę fakt, iż głównym czynnikiem prowadzącym do rewitalizacji osiedla jest stworzenie przestrzeni sprzyjającej integracji mieszkańców [18].

Niezaprzeczalnie można jednak stwierdzić, iż porównując standard zabudowań ówczesnie wykonanych w technologii wielkopłytovej znacznie odbiega on od oczekiwanego przez dzisiejszych użytkowników. W związku z tym w pracy przytoczone zostały przykłady modernizacji przeprowadzonych, bądź planowanych zarówno na terenie Polski jak i poza jej granicami. Ma to na celu wskazanie możliwości jakimi dysponuje obecna technika oraz jakie korzyści mogą płynąć z realizacji kreatywnych pomysłów architektów. Wspomniane realizacje, doceniane wielokrotnie w różnego rodzaju publikacjach, stanowią mogą inspirację nie tylko dla prezesów spółdzielni, ale i dla samych mieszkańców podobnych zabudowań. Stanowią one swoiste potwierdzenie potencjału tkwiącego w osiedlach z wielkiej płyty.

Opisane problemy zauważalne na obszarze osiedla Felin, jak również pozytywne przykłady projektów modernizacji podobnych budynków, doprowadziły autorów do przedstawienia propozycji rozwiązań. Realizacja ich miałaby szansę poprawić standard założenia zarówno w kwestiach komunikacyjnych, technicznych jak i estetycznych.

W kontekście niniejszej publikacji należy również wspomnieć o działaniach przeprowadzonych do tej pory na terenie osiedla, a poczynionych przez Spółdzielnię, w tym np. wymiany pokryć dachowych czy wspomnianego ocieplenia elewacji. Osiedle Felin w Lublinie mimo problemów nań występujących dzięki dobrym pomysłom oraz poprawnym rozwiązaniom technologicznym może stanowić przyjazną i atrakcyjną pod względem estetycznym przystań.

Literatura

- 1 Kijek Ł. Mieszkanie w PRL – normatyw mieszkaniowy. <http://teatrnn.pl/leksykon/print/4351> (24.02.2014).
- 2 Marszał T. Zróżnicowanie i kierunki rozwoju budownictwa mieszkaniowego w Polsce. Budownictwo mieszkaniowe w latach 90. – zróżnicowanie przestrzenne i kierunki rozwoju, Biuletyn KPZK PAN z.190, Warszawa 1999.
- 3 www.felin.pl/historia.htm (dostęp: 01.03.2014 r.).
- 4 Opinia do założenia techniczno – ekonomicznych osiedla mieszkaniowego „Felin” jednostka „A” zadanie II – VII w Lublinie, Lublin 1990
- 5 Ustawa z dnia 21 czerwca 2001 r. o ochronie praw lokatorów, mieszkaniowym zasobie gminy i o zmianie Kodeksu cywilnego (Dz. U. 2001 nr 71 poz. 733).
- 6 Basista A. Betonowe dziedzictwo – Architektura w Polsce czasów komunizmu, Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa – Kraków 2001.
- 7 .Kłopotowski M. OW-T. Betonowy potencjał. *Architecturae et Artibus* – Vol. 1 No. 2 (2009) 31-38.
- 8 Cieśla A. Program Stadtumbau Ost – narzędzie rewitalizacji kurczących się miast we Wschodnich Niemczech. http://drc.com.pl/upload/163_program_stadtumbau.pdf (dostęp 10.03.2014).
- 9 <http://www.stefan-forster-architekten.de/> (dostęp: 11.03.2014).
- 10 <http://www.stefan-forster-architekten.de/de/stadtumbau/haus-4-goethestrasse/> (dostęp: 11.03.2014).
- 11 <http://www.stefan-forster-architekten.de/de/stadtumbau/haus-1-lessingstrasse/> (dostęp: 11.03.2014).
- 12 Gronostajska B. Oszczędność w kształtowaniu środowiska mieszkaniowego – modernizacja osiedli z wielkiej płyty. *Czasopismo techniczne. Architektura R.* 107, z. 6-A/1 (2010) 127-135.
- 13 Łodziński P. Wybrane problemy modernizacji budynków mieszkalnych z wielkiej płyty na przykładzie osiedla Hellersdorf w Berlinie. *Architecturae et Artibus* – Vol. 1 No. 2 (2009) 39-43.
- 14 <http://ultra-architects.pl/2008/termomodernizacja-modernizmu/> (dostęp: 14.03.2014).
- 15 Ręk – Lipczyńska A. Odcienie modernizacji polskich osiedli mieszkaniowych. Problem identyfikacji społecznej miejsca – kolor jako wartość przestrzeni miasta. http://www.depot.ceon.pl/bitstream/handle/123456789/3028/REK-LIPCZYNSKA1_ZUT.Szczecin_poprawiony.pdf?sequence=1 (dostęp: 14.03.2014).
- 16 Sobczak –Piąstka J., Podhorecki A. Problemy diagnozowania stanu technicznego i modernizacji budynków z wielkiej płyty. *Inżynier budownictwa. Miesięcznik Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa*, 2 (2014), 78-86.
- 17 Selen S.A., Wielka Płyta- reanimacja kompleksowo i systemowo. *Builder: Budownictwo. Ludzie. Opinie.*7 (2013) 70-72.
- 18 Wrana J. Rewitalizacja przestrzeni publicznej droga do integracji lokalnej http://suw.biblos.pk.edu.pl/resources/i2/i5/i3/i2/r2532/WranaJ_RewitalizacjaPrzestrzeni.pdf (14.03.2014).

The concept of housing estate A, B, and C in the borough of Felin District in Lublin and its implementation. Panel buildings and problems they pose

Aleksandra Jarocka-Mikrut¹, Piotr Glen²

*^{1,2}Independent Laboratory of Architecture, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: ¹a.jarocka@pollub.pl, ²p.glen@pollub.pl*

Abstract: This article presents construction-related problems faced in 1990s by a housing estate in Felin District. By presenting various architects whose professional activities focused to some extent on revitalizing panel buildings, the authors of this paper would like to prove that by applying low-budget solutions it is possible to produce such effects that would meet modern society's expectations and demands. The authors focus both on architectural aspects and modern building technologies that can improve the abovementioned problems. Moreover, they pay particular attention to solutions that could be applied in the case of the estate in Felin. By providing examples of premises located in this district, the authors of this article focus not only on modernization opportunities for panel buildings but also on their current condition and problems occurring in such premises. By emphasizing the most serious defect and the lack of social, technical, and aesthetic nature of the structures in question, this paper presents the reality of living in panel buildings. Hence, the authors provide examples of modernization projects that have already been carried out and that are planned to be launched both in Poland and abroad. This aims at presenting both the potential of modern technology and benefits that may accrue from implementing ideas put forward by creative architects.

Keywords: panel building, revitalization, modernization, freezing, social deterioration, context of place, Felin

Badania społeczne przyczynkiem do oceny jakości energetycznej budynków wielkopłytowych w osiedlach mieszkaniowych

Anna Ostańska

*Katedra Architektury, Urbanistyki i Planowania Przestrzennego,
Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: a.ostanska@pollub.pl*

Streszczenie: Artykuł przedstawia wyniki badań społecznych przeprowadzonych w jednym z siedmiu osiedli w Lubelskiej Spółdzielni Mieszkaniowej. Badania, zrealizowane na podstawie autorskiego narzędzia, mają na celu rozpoznanie opinii mieszkańców na temat: dotychczasowej termomodernizacji, zakresu możliwych jeszcze działań energetycznych w samych budynkach i na terenie analizowanego osiedla, oraz pobudzenie zainteresowania wpływem na oszczędzanie energii i decyzje inwestycyjne. Badania, prowadzone cyklicznie od 2004 roku w różnych regionach kraju, stanowią część większego projektu badawczego, którego celem jest ocena potencjału możliwego oszczędzania energii i jako jeden z aspektów rewitalizacji wielkich osiedli mieszkaniowych z wielkiej płyty.

Słowa kluczowe: wielka płyta, badania społeczne, ocena energetyczna, partycypacja finansowa, rewitalizacja osiedli mieszkaniowych

1. Wprowadzenie

Istnieje wiele metod i kryteriów oceny stanu obiektów budowlanych. Rosnąca świadomość skali wpływu człowieka na środowisko i zagrożenia kryzysem energetycznym znajdują odbicie w wymaganiach stawianych budynkom. Przepisy określają, jakie działania muszą być podejmowane i definiują minimalne wymagania [1], natomiast o tym, czego jeszcze można dokonać w celu poprawy stanu energetycznego budynków, decydują właściciele i użytkownicy nieruchomości [2]. Akceptują wybór rozwiązań proponowanych przez zarządcę przez pryzmat możliwości finansowych i na podstawie własnej wiedzy o tym, co jest możliwe do zrobienia i jakich korzyści można się spodziewać. Uświadomienie mieszkańcom rodzajów działań służących oszczędzaniu energii w budynkach mieszkalnych, wpływu sposobu użytkowania na straty energii i skali wpływu użytkownika na działanie administratora nie musi odbywać się w formie akcji edukacyjnych, wykładów czy szkoleń. Może wystarczyć przeprowadzenie bezpośrednich badań społecznych w formie pytań, aby pobudzić chęć partycypacji w działaniach mających na celu ochronę zasobów środowiska i redukcję kosztów utrzymania budynków [3]. Badanie opinii użytkowników może stanowić narzędzie do oszacowania potrzeb, oczekiwań i skali efektywnego popytu – również na przedsięwzięcia modernizacyjne i produkty zrównoważonego budownictwa [4].

Osiedla z wielkiej płyty stanowią istotną część zasobów mieszkaniowych w Polsce. Mimo wieku – i postępującego zużycia technicznego – mieszkania w tych zasobach mają często dużą wartość rynkową, co potwierdzają między innymi najnowsze badania J. Zygi [5]. Ich utrzymanie w dobrym stanie, a także dostosowanie do zmieniających się potrzeb, stanowi problem zarówno technicznej, jak gospodarczej i społecznej natury.

Powyższe założenia i obserwacje stanowiły podstawę przedsięwzięcia badawczego, które jest realizowane przez autorkę od 2004 roku. Wówczas po raz pierwszy, za pomocą wywiadu bezpośredniego, przeprowadzono wieloaspektowe badania społeczne na jednym z lubelskich osiedli. Opracowana ankieta umożliwiła zebranie informacji (o ludziach, zdarzeniach i procesach, a także zauważonych przez mieszkańców problemach technicznych budynków i osiedla) za pomocą pytań zadawanych określonej grupie ludzi [6]. W ankietach używano trzech rodzajów pytań, tzn.: zamkniętych, półotwartych i otwartych [7]. Wyniki i analiza badań opublikowane zostały w dysertacji i monografii autorki oraz szeregu artykułów literatury fachowej, między innymi [2, 4, 12, 14].

2. Badania społeczne

2.1. Obiekt badań

Do badań wybrano mieszkańców jednego z osiedli Lubelskiej Spółdzielni Mieszkaniowej (LSM). Osiedle to uznano za reprezentatywne z powodu rodzaju zabudowy mieszkalnej – charakterystycznej dla większości polskich miast.

Osiedle im. Henryka Sienkiewicza jest piątym spośród siedmiu wzniesionych przez spółdzielnię LSM, a wybudowano je w latach 1973-1976. Jak wiele osiedli mieszkaniowych z tego okresu, powstało na terenie nieurbanizowanym położonym na dalekich przedmieściach, i projektowano je stosunkowo rozrzutnie pod kątem wykorzystania terenu: zajmuje obszar 12,5 ha, przy czym ponad 8,5 ha to tereny zielone. Zespół projektowy dołożył starań by zapewnić mieszkańcom nowoczesną infrastrukturę i udogodnienia w postaci obiektów użyteczności publicznej. W skład osiedla wchodzi 17 budynków mieszkalnych, z czego 10 zrealizowano w systemie wielkopłytyowym OWT-67 (który stanowi w Polsce aż około 1/3 zasobów wielkopłytyowych), pozostałe wzniesiono w technologii wielkoblokowej. W zasobach osiedla znajdują się 1392 mieszkania, które zamieszkuje około 3900 mieszkańców. Powierzchnia użytkowa budynków mieszkalnych to około 80 000 m² [8]. Na skutek rozwoju miasta w pobliżu rozwinęły się handel i usługi, a mieszkania utrzymują dużą wartość rynkową ze względu na korzystną lokalizację [5, 8]. Wszystkie budynki mieszkalne LSM od 2000 roku objęto procesem termomodernizacji polegającej na dociepleniu ścian zewnętrznych i wymianie stolarki w częściach wspólnych (bez piwnic i pomieszczeń technicznych). Dotychczas nie zrealizowano jeszcze dociepleń stropodachów, stropów piwnic ani cokołów. Osiedle zaopatrywane jest w ciepło z miejskiej elektrociepłowni. Miejskie przedsiębiorstwo energetyki ciepłej w 2013 roku dokonało termomodernizacji sieci i przyłączy na terenie osiedla.

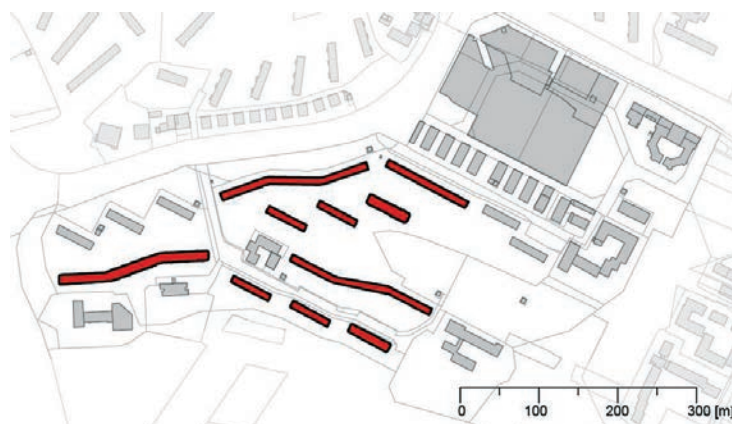
2.2. Cel i sposób przeprowadzenia badań

Badania miały na celu określenie poziomu wiedzy i sposobu myślenia mieszkańców LSM o problemach środowiska zamieszkania oraz dostrzeganych przez nich możliwościach obrania kierunków działań służących oszczędzaniu energii. Badanie miało z jednej strony posłużyć rozpoznaniu stopnia zainteresowania działaniami energetycznymi w budynkach i na terenie osiedla, jak również uświadomić możliwość wpływania na decyzje dotyczące oszczędzania energii. Z założenia badania miały mieć formę bezpośrednich konsultacji, dlatego przeprowadzono je w wywiadzie bezpośrednim. Opracowany formularz zawierał 22 pytania, które dotyczyły w szczególności: opinii o problemach osiedla i oczekiwaniach mieszkańców, struktury społecznej osiedla i ewentualnej partycypacji mieszkańców w przedsięwzięciach służących oszczędności energii.

Wytypowano mieszkańców osiedla Sienkiewicza, podzielono ich na cztery grupy wiekowe: 18–25 lat, 26–45 lat, 46–65 lat i powyżej 65 lat. W każdym mieszkaniu badaniom poddano jedną osobę. Zachowano wszystkie reguły badań ankietowych. Badania oparto na wzorcach ankiet socjologicznych podanych przez Gruszczyńskiego [9], które wzbogacono o metody i techniki wynikające z doświadczeń społecznych omówionych przez Sztumskiego [10].

Opracowany formularz ankietowy zawierał 22 pytania, w tym: trzynaście zamkniętych, osiem półotwartych i jedno otwarte [6, 7, 9, 10]. Dzięki pytaniom uzyskano:

- a) wiedzę o strukturze społecznej osiedla i ewentualnej deklaracji chęci partycypacji mieszkańców w planowanych działaniach. Wiedzę tę uzyskano za pomocą pytań zamkniętych zarówno logicznie, jak i technicznie. Pytania dawały możliwość wyboru tylko jednej z kilku odpowiedzi. Celem ich było uaktualnienie danych struktury społecznej mieszkańców (płeć, wiek, wykształcenie, migracja) i wykazanie chęci partycypacji mieszkańców w działaniach;
- b) opinię mieszkańców o problemach osiedla i ich oczekiwaniach. Posłużyły do tego pytania półotwarte, tj. otwarte logicznie i zamknięte technicznie, w których wykorzystano listę wariantów. W pytaniach postawiono wiele wariantów logicznie zamkniętych rozwiązań technicznych, wybór odpowiedzi był otwarty (mieszkaniec mógł wybrać każdą z odpowiedzi lub żadnej). Zastosowana *kafeteria pytań* pozwoliła, m.in. wyspecyfikować dalsze priorytety działań. Pytania obejmowały możliwe do realizacji, wynikające z analizy technicznej i termicznej, prace remontowe i termomodernizacyjne;
- c) informację o pracach wykonanych w mieszkaniach uzyskano za pomocą pytania otwartego zarówno logicznie jak i technicznie. W pytaniu tym trudne było wyspecyfikowanie gotowych odpowiedzi. Celem pytania otwartego było określenie prac remontowych i modernizacyjnych podejmowanych z inicjatywy lokatorów w ich mieszkaniach pokazujących, w jaki sposób lokatorzy podnoszą standard swojego mieszkania oraz jakiego typu działania są już przez nich zrealizowane. W formularzu postawiono jedno zapytanie, na które mieszkańcy udzielali swobodnej odpowiedzi.



Rys. 1. Lublin 2014. Budynki na LSM, osiedle im. Henryka Sienkiewicza

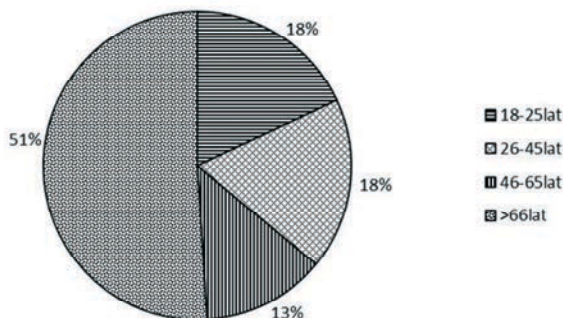
Ankiety przeprowadzono 20 maja 2013 roku, obejmując nimi mieszkańców ośmiu spośród dziesięciu budynków wielorodzinnych, znajdujących się na osiedlu, zrealizowanych w systemie OWT (wyróżnione na rys. 1). By dotrzeć do możliwie dużej liczby mieszkań-

ców i uniknąć błędów braku reprezentatywności próby, proces ankietowania prowadzono w różnych porach w tym samym dniu roboczym (w godzinach od 9:00 do 14:00 oraz od 14:00 do 19:00). Ostatecznie badaniem objęto 144 osób spośród 776 mieszkań dziesięciu budynkach OWT w osiedlu Sienkiewicza (19%).

3. Wyniki badań

3.1. Charakterystyka respondentów

Analiza wyników badań uzyskanych wśród mieszkańców w budynkach Lubelskiej Spółdzielni Mieszkaniowej, w osiedlu im. H. Sienkiewicza, oparta została na kryterium wieku mieszkańców (rys. 2).

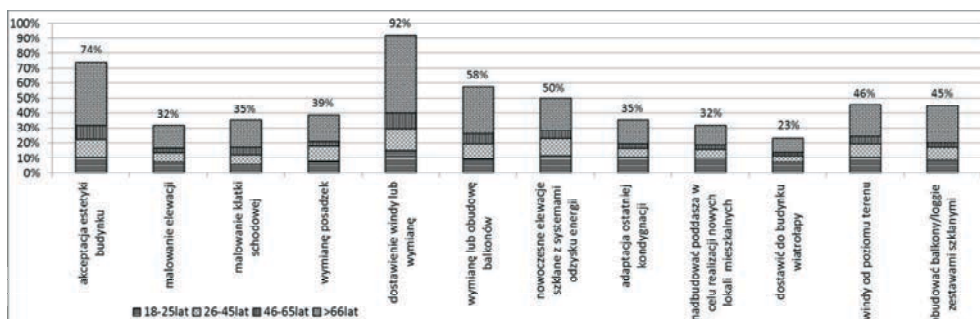


Rys. 2. Wiek mieszkańców, osiedle im. H. Sienkiewicza, maj 2013

Dzięki temu uzyskano informację, z jaką grupą wiekową osób mamy do czynienia w przypadku podejmowania rozmów w sprawie poprawy jakości energetycznej budynku. Z analizy wynika, że największą grupę stanowią mieszkańcy w wieku od > 65 lat (51%), a następnie grupy 18÷25 lat i 46-65 lat – po 18%. W poddanej badaniom grupie mieszkańców, kobiety stanowiły 65%, a mężczyźni tylko 35%.

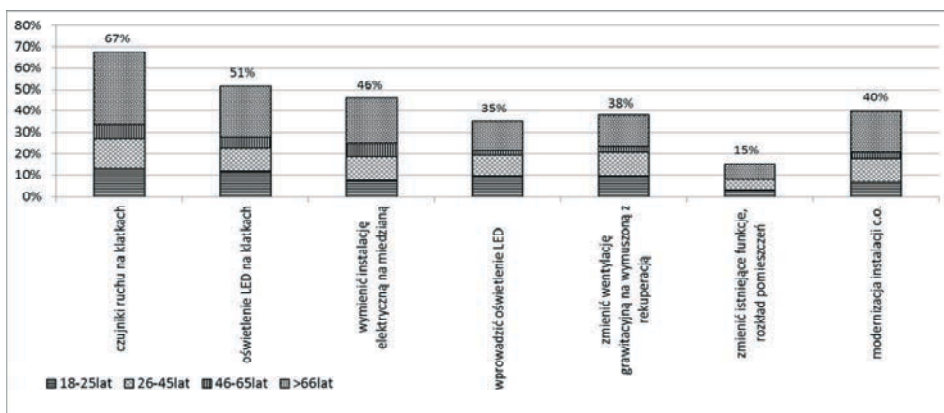
3.2. Opinie dotyczące możliwości podjęcia działań energooszczędnych

Na podstawie analizy wyników ankietowania stwierdzono, że 74% mieszkańców akceptuje estetykę budynku. Występuje duże zainteresowanie wprowadzeniem bardziej nowoczesnych rozwiązań technicznych, na przykład wymianą i obudową balkonów, jak również nowoczesnym wyposażeniem budynków w instalacje i urządzenia czerpiące energię z natury (głównie słońca).



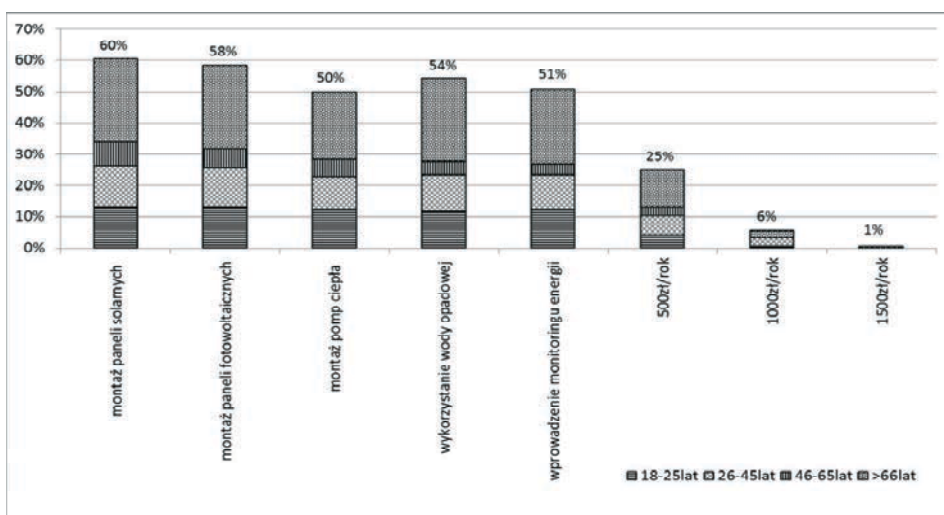
Rys. 3. Akceptacja działań energooszczędnych w budynkach prefabrykowanych OWT-67, wg kryterium wieku, osiedle im. H. Sienkiewicza, maj 2013

Możliwość poprawy, akceptowanej przez mieszkańców, jakości funkcjonalnej, technicznej i energetycznej w budynkach wielorodzinnych OWT-67 lokatorzy dostrzegają (rys. 3) w dostawieniu lub wymianie wind (92%), przy czym połowa z nich uważa, że windy powinny zabierać pasażerów od poziomu terenu. Mieszkańcy są też w dużym stopniu zainteresowani wymianą małych wspornikowych balkonów żelbetonowych lub dobudową balkonów dostawnych (58%) wraz z obudową zestawami szklanymi (45%) i nowoczesną obudową elewacji z systemem odzysku energii (50%), co pozwoliłoby na zmniejszenie emisji ciepła z budynku przez okna i odzysk energii cieplnej ze słońca.



Rys. 4. Zmniejszenie kosztu za użytą energię elektryczną w lokalach w opinii mieszkańców, wg kryterium wieku, osiedle im. H. Sienkiewicza, maj 2013

Szans na zmniejszenie zużycia energii elektrycznej w lokalach mieszkańcy upatrują głównie (rys. 4) w założeniu czujników ruchu (67%) i oświetlenia LED (51%) na klatkach schodowych, oraz w wymianie instalacji elektrycznej na miedzianą w mieszkaniach (46%). Dużo uwagi mieszkańcy przywiązują do sprawności instalacji wodno-kanalizacyjnej (40%) i poprawy jakości powietrza (38%), dlatego wskazywano zmianę wentylacji grawitacyjnej na mechaniczną z rekuperacją.



Rys. 5. Opinia mieszkańców na temat akceptowanych prac służących oszczędzaniu energii wraz z deklaracją chęci partycypacji w kosztach, wg kryterium wieku LSM osiedle im. H. Sienkiewicza, maj 2013

Efektym badań było wytypowanie priorytetów prac służących oszczędzaniu energii, które, zdaniem mieszkańców, mogą przynieść największe oszczędności energii w budynku (Rys. 5) i w związku, z którymi byliby gotowi ponosić dodatkowe koszty. Na podstawie analizy badań stwierdzono, że mieszkańcy zaakceptowali do realizacji montaż paneli solarnych (60%). Niewiele mniej osób wybrało montaż paneli fotowoltaicznych (58%). Oprócz działań spośród nowoczesnych rozwiązań energooszczędnych mieszkańcy są zainteresowani również wykorzystaniem wody opadowej (54%) i wprowadzeniem monitoringu zużycia energii w mieszkaniu (51%).

Badania społeczne, przeprowadzone za pomocą ankiet, potwierdziły pobudzenie w mieszkańcach chęci partycypacji. Oznacza to, że poza comiesięcznymi opłatami na rzecz spółdzielni i dostawców energii, lokatorzy deklarują (25%) udział w finansowaniu wybranych przez siebie prac oszczędzających energię (rys. 5) w formie dopłaty kwoty 500 zł w skali roku, 6% deklaruje kwotę 1000zł, a 1% kwotę nawet 1500 zł.

4. Podsumowanie i wnioski

Można zaryzykować stwierdzenie, że wykonana do tej pory termomodernizacja prefabrykowanych budynków wielorodzinnych jest już niewystarczająca – rosną wymagania dotyczące parametrów energetycznych, a nie sposób ciągle ograniczać się do zwiększania grubości docieplenia elewacji. Przyjmując założenie, że mieszkańcy istniejących zasobów mogą chcieć dalszego zbliżania się do nowych standardów, należałoby im proponować rozwiązania poprawiające nie tylko warunki funkcjonalne, ale też wprowadzać działania oszczędzające lub wręcz pozyskujące energię w takich budynkach. Z przedstawionych badań wprowadzić można następujące wnioski:

- ankietowani mieszkańcy wykazują zainteresowanie energooszczędnymi rozwiązaniami i dobrowolnie potwierdzają deklarację partycypacji w działaniach;
- cykliczne badania autorki [4, 14] potwierdzają, że prowadzone w wywiadzie bezpośrednim pełnią również rolę edukacyjną wśród mieszkańców, co jest niezbędne w celu uświadamiania im problemów, potrzeb i zakresu niezbędnych działań oraz możliwych rozwiązań wynikających z aktualnego stanu budynku czy osiedla i rozwoju technicznego szczególnie w zakresie działań energetycznych;
- stosowanie systemów odnawialnych źródeł energii winno być sukcesywnie wprowadzane w budynkach prefabrykowanych, póki mieszkańcy wykazują zainteresowanie takimi rozwiązaniami i związaną z tym partycypacją finansową [4, 14];
- reakcje mieszkańców na sam fakt prowadzenia wywiadu są ogólnie pozytywne i potwierdzają, że jest to pośrednia forma edukacji społecznej [4, 14], a to z kolei przekłada się głównie na pobudzenie zainteresowania i osvajania mieszkańców z planami dotyczącymi oszczędzania energii;
- badania ankietowe dostarczają konkretnej wiedzy o preferencjach mieszkańców w planowanych działaniach, pozwalają też uzyskać ich akceptację do planowanych zadań, zatem formularz ankietowy można stosować nie tylko do opracowania wytycznych energetycznych dla osiedli, ale również do planowania procesu rewitalizacji energetycznej na wybranym obszarze, o czym pisała już autorka w [4, 14];
- analiza preferencji planowanych działań mieszkańców w osiedlu Sienkiewicza potwierdziła tendencje postulatów zaobserwowanych na innych analizowanych wcześniej osiedlach Lublina. Proces realizacyjny trwa od kilku do kilkunastu lat, dlatego zachodzi konieczność prowadzenia cyklicznych badań ankietowych za pomocą formularza wypełnianego w wywiadzie bezpośrednim. Badania winny być

kontynuowane cyklicznie w celu uaktualnienia potrzeb, nie tylko technicznych, ale i społecznych w osiedlach z budynkami prefabrykowanymi, które są adaptowane do nowych wymagań stawianych przez mieszkańców.

- w analizowanym osiedlu połowa (50%), spośród zbadanych mieszkańców, to osoby w wieku powyżej 65 lat.
- zarządcy powinni podjąć współpracę z mieszkańcami, póki są jeszcze w osiedlu aktywni lokatorzy; jest nawet nieliczna grupa emerytów deklarująca partycypację w wysokości 1500zł w skali roku. Efektem współpracy powinno być wyodrębnienie takiego obszaru działań naprawczych, który przyczyni się w porozumieniu z mieszkańcami do zwiększenia trwałości rozwiązań technicznych, oszczędności energetycznych i finansowych służących zarządcom, mieszkańcom i ochronie środowiska.

Efektem proponowanych rozwiązań naprawczych jest utrzymanie w należytym stanie technicznym i poprawa jakości życia w budynkach prefabrykowanych, co może być przyczynkiem do przekształcenia istniejących zasobów mieszkaniowych w budynki na niskim poziomie kosztu utrzymania w porównaniu do tradycyjnych [5] i konkurencyjnych na rynku nieruchomości. Efektem wybranych przez mieszkańców działań energooszczędnych jest również zmniejszenie kosztów eksploatacyjnych – leżące w bezpośrednim obszarze ich zainteresowań [3, 11, 13].

Zaproponowany sposób badań społecznych, dotyczących stanu i zakresu prac prowadzących do oszczędzania energii w skali mieszkania, budynku i otoczenia zrealizowany w poszczególnych osiedlach może służyć analizie potencjalnych możliwości poprawy energetycznej w skali miasta i kraju. W dobie kryzysu jest to najtańsze narzędzie do edukowania i uzyskania informacji od mieszkańców, a także pobudzenia w nich chęci wspólnego działania i partycypacji.

W cyklu dziesięcioletnich badań, prowadzonych przez autorkę, na podstawie analizy badań w osiedlu Sienkiewicza po raz pierwszy stwierdzono, że wśród badanych mieszkańców – połowa respondentów to osoby w wieku powyżej 65 lat – oznaczać to może, że aktualnie aktywne zasoby ludzkie w osiedlu w wieku nieprodukcyjnym z czasem mogą zanikać, a ponieważ aktywność pozostałych mieszkańców jest niepewna (bezrobocie na tym osiedlu utrzymuje się na poziomie ok. 30% osób poniżej 65 roku życia). Podobne obserwacje podawane są też przez innych autorów w odniesieniu do innych obszarów badawczych [13, 15]. W analizowanym osiedlu problemu tego mogą nie rozwiązać również nabywcy mieszkań na rynku wtórnym, ponieważ na początku mogą oni nie być związani emocjonalnie z osiedlem tak, jak byli pierwsi mieszkańcy i prawdopodobnie nie będą orientować się w potrzebach naprawczych czy energooszczędnych – tym bardziej, że po zakupie mieszkania często spłacają wysokie raty, co ogranicza ich zainteresowanie dodatkowymi wydatkami na modernizację.

Literatura

- 1 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz. U. 2002 nr 75, poz. 690, z późniejszymi zmianami.
- 2 Ostańska A. Ocena możliwości poprawy jakości życia w budynkach prefabrykowanych w opinii ich mieszkańców. Budownictwo i Inżynieria Środowiska Nr 2 Vol. 3 (2011) 361-368
- 3 Belniak S., Głuszak M., Zięba M. Budownictwo ekologiczne. Aspekty ekonomiczne. Warszawa, PWN, 2013.

- 4 Ostańska A. Badania społeczne przyczynkiem do oceny potencjału energetycznego budynków na przykładzie polskiego osiedla. *Przegląd Budowlany* 3 (2013)113-115.
- 5 Zyg J. Ocena budownictwa wielkopłytkowego przez pryzmat rynku nieruchomości, artykuł przygotowany na 60 Konferencja naukowa – Krynica 2014, maszynopis.
- 6 Góralski A. Metody badań pedagogicznych w zarysie, Wydanie 2 zmienione, Warszawa, Wydawnictwo Wyższej Szkoły Pedagogiki Specjalnej, 1994.
- 7 Łobocki M.: Metody badań pedagogicznych. Warszawa, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, 1978.
- 8 Denys M., Ochalska H., Dylewski R. (red.) 50 lat Lubelskiej Spółdzielni Mieszkaniowej. Lublin, Lubelska Spółdzielnia Mieszkaniowa, 2007.
- 9 Gruszczyński L.A. Kwestionariusze w socjologii. Budowa narzędzi do badań surveyowych. Katowice, Wydawnictwo Uniwersytetu Śląskiego, 2001.
- 10 Sztumski J. Wstęp do metod i technik badań społecznych. Katowice, Uniwersytet Śląski, 1976.
- 11 Galvin R. Making the “rebound effect” more useful for performance evaluation of thermal retrofits of existing homes: Defining the “energy savings deficit” and the “energy performance gap”. *Energy and Buildings*, 69 (2014), 515-524
- 12 Ostańska A. Podstawy metodologii tworzenia programów rewitalizacji dużych osiedli mieszkaniowych wzniesionych w technologii uprzemysłowionej na przykładzie osiedla im. St. Moniuszki w Lublinie. Monografie Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Vol. 1, Lublin, Wydawnictwa Uczelniane, 2009.
- 13 Paiho S., Hedman A., Abdurafikov R., Hoang H., Sepponen M., Kouhia I., Meinander M. Energy saving potentials of Moscow apartment buildings in residential districts. *Energy and Buildings*, 66 (2013) 706-713
- 14 Taczanowska T., Ostańska A. Dokładność realizacji a potrzeba modernizacji budynków wielkopłytkowych. Warszawa, MEDIUM, 2012.
- 15 Stachura E. Środowisko mieszkaniowe w Polsce. Ocena, oczekiwania, aspiracje. Kraków, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej 2013.

End-user survey results as contribution to energy performance assessment of precast panel housing stock

Anna Ostańska

Department of Architecture, Land Use and Urban Planning, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: a.ostanska@pollub.pl

Abstract: The paper presents an analysis of a survey among residents of a housing district in Lublin, Poland. The survey, conducted by means of a bespoke questionnaire, was aimed not only at collecting the end-user input on the effects of maintenance and retrofitting actions completed so far and preferences on future actions, but also to arouse interest in participating in the decision-making process related with improving energy performance of the housing stock. The investigations, being a part of a larger research project started in 2004, are focused on assessing the potential for improvement of the precast panel housing stock which is a typical feature of Poland’s building environment.

Keywords: precast panel housing, resident survey, energy performance assessment, participation

Walory kulturowe formy architektonicznej w aspekcie uwarunkowań współczesnych Technologii budowlanych, w tym budownictwa wielkopłytkowego

Zbigniew Radziewanowski

Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, e-mail: z.radziewanowski@gmail.com

Streszczenie: W przedmiotowym artykule przedstawiono problem sprzeczności pomiędzy dążeniem do zachowania w projektowanych i realizowanych na obszarach polskiego Podtatrzta obiektach o dużych kubaturach uzasadniających zastosowanie aktualnych technologii budowlanych – w tym metod budownictwa wielkopłytkowego – a potrzebą kontynuacji charakterystycznych form architektury regionalnej podhalańskiej.

Zaprezentowane przykłady uformowania architektonicznego budynków wzniesionych w okresie międzywojnia – wykonane dla potrzeb Międzynarodowych Igrzysk Zimowych FIS wykorzystywały wzorce formy charakterystyczne dla obszaru alpejskiego.

Przykład ten stanowi dowód presji kulturowej nowej funkcji, to jest sportu narciarskiego. Presji tej trudno jest przeciwstawić równie konsekwentne w aspekcie logiki wykonawstwa współczesne przykłady w stylu podhalańskim.

Słowa kluczowe: architektura regionalna, tożsamość miejsca, współczesne technologie budowlane

1. Wprowadzenie

W stosunku do problemów architektury, za ich interdyscyplinarnym ujmowaniem przemawia już sam charakter tej dziedziny, łączącej e swym kręgu zarówno zagadnienia społeczne (np. dotyczące różnorodnych potrzeb ludzkich i społecznych), jak i estetyczno-plastyczne (np. kompozycji bryłowej lub kolorystycznej), lub architektoniczno-funkcjonalne oraz techniczne (np. budowlane lub technologiczne). Natomiast zwolennicy nurtu preferującego specjalizację, powołują się na swój praktycyzm, konkretną wiedzę lub też umiejętność manipulacyjną.

O ile w odczuciu społecznym ci drudzy uznawani są za racjonalistów, rzeczowo podchodzących do współczesnych potrzeb i zjawisk, o tyle postawa zmierzająca do kompleksowych ujęć problemów architektury, a zwłaszcza ujęć interdyscyplinarnych, uwzględniających tezy wywodzące się z nauk humanistycznych, jest kojarzona powszechnie, a także i przez określone środowiska twórcze, za przejaw: intelektualnego ryzykanctwa albo też za skłonność do pseudonaukowych dywagacji.

Wracając do rzeczy, czyli architektury regionalnej, podejmę tu próbę obiektywizacji jej obrazu na bazie kryteriów wyłonionych z prakseologii tj. nauki o normach i zasadach skutecznego i sprawnego działania.

Faktu, że wszystkie dzieła architektury, są, były i chyba będą efektem celowych działań ludzkich podejmowanych po to, by zaspokoić ściśle określone potrzeby, nie można kwestionować, a zatem, działalność w sferze architektury, może być poddana analizie sprawnościowej.

Jako jedno z najbardziej charakterystycznych zjawisk towarzyszących działalności ludzkiej uznaje, Tadeusz Kotarbiński – nestor prakseologii polskiej, w swym dziele pt. „Traktat o dobrej robocie” [1] – rozrost – postęp. Pojęcie postępu interdyscyplinarnego w kategoriach architektury i sztuki, zaprowadziło te dziedziny do stanu, który ogólnie określamy dziś, mianem impasu, dlatego też celowym wydaje się pójść szlakiem „dociekań ojca” Espinasa: śledzić koleje postępu poszczególnych arts et metiera, różnych kunsztów wyodrębnionych i tą drogą dochodzić uniwersalnych prakseologicznych uogólnień” [1].

Czym jest postęp w takim uniwersalnym rozumieniu. Wydaje się, że jest stałym rozrostem zaś jednym z efektów rozrostu jest prawidłowość, że ... „coraz natarczywiej, każdy nowy krok na drodze usprawnień domaga się uprzedniego przejęcia coraz obfitszych osiągnięć dotychczasowych [1]. Obraz współczesnej architektury w zespołach zabudowy regionalnej nie upoważnia jednak do uznania, że ich rozwój przebiega – „na drodze” kolejnych „usprawnień” – nasuwa się raczej opinia przeciwna, a zatem występuje jakaś dewiacja od ogólnej prawidłowości rozrostu.

Przyczyną tej dewiacji może okazać się np. brak „przejęcia osiągnięć dotychczasowych”, a więc tego co w tradycyjnej, historycznej architekturze i budownictwie, przeszło długotrwałą fazę eksperymentu, a co zostało obecnie pospiesznie i pochopnie zagubione.

Przyczyną może także, okazać się fakt, że przyjęto nie wartości, które są niezbędne w postępie, ale te, które stanowią bezużyteczny balast. Sytuację architektury w ogóle, a więc także i architektury regionalnej określają różnorodne uwarunkowania, spośród których wymienię dla przykładu niektóre, jak np. – potrzeby społeczne, wzorce kulturowe, mody i prądy światopoglądowe, obyczaje i tradycje, poziom umiejętności oraz dalej – dostępne środki materiałowe i techniczne, technologiczne, zasoby materiałowe itd., itp.

Wszystkie powyższe uwarunkowania, mają wspólną cechę, tę mianowicie, że należą do określonego systemu kultury, że są jego integralnymi elementami, kształtują, tego systemu sferę duchową i materialną.

Tak więc sfera architektury, znajduje się w polu oddziaływania różnego rodzaju czynników kulturowych, emitowanych i limitowanych przez system kultury. Czynniki te programują niejako to, co się dzieje w sferze architektury, pełnią rolę informacji wejściowych z punktu widzenia cybernetyki. W ujęciu graficznym przedstawiono to na rys. 1. W świetle tego stwierdzenia, to co powstaje w ramach samej architektury, tj. „na wyjściu” jest wynikiem kodu informacyjnego (niekiedy także „szumów” informacyjnych).

Rozpatrując tą sytuację w perspektywie czasowej, możemy zauważyć, że każdy kolejny etap rozrostu danej dziedziny działalności człowieka, a w tym przypadku architektury jest stymulowany coraz to nowymi czynnikami, względnie czynnikami istniejącymi już uprzednio, ale posiadającymi już inny charakter, inne znaczenie i w związku z tym wchodzącymi w innego rodzaju relacje z pozostałymi elementami systemu kultury (wciąż aktualne zdaje się być stara „panta rhei”).

2. Walory kulturowe formy architektonicznej

Ogólny kierunek tych przekształceń, jak świadczą o tym tezy prakseologii, zmierza ku coraz to większej złożoności, zarówno sfery działań architektonicznych, które w tym ujęciu jawią się jako transfiguracja sił działających w systemie kultury; jak też i samych w/w sił – czynników, które występują w coraz to bardziej skomplikowanych formach, często zwielokrotnionych względem okresów minionych. Oczywiście, także i cały system kultury rozrasta się i wzbogaca o nowe elementy – chociażby w postaci nowych odkryć, nowych kierunków badawczych, czasem nawet nowych dziedzin wiedzy, które są źródłem istotnych,

niekiedy, diametralnych przewartościowań w dotychczasowych systemach hierarchii ważności. Tego rodzaju obraz rozwoju, postępu, pozwala sądzić, że model rozwoju, zarówno architektury będącej funkcją kultury jak i samej kultury jest tożsamy z modelem spirali [2] rys.2. Rozwój ten ma charakter okresowych nawrotów do tych samych idei, jednak idee te posiadają za każdym razem inne uwarunkowania, a co za tym idzie częstokroć inne jest ich znaczenie; wręcz inną posiadają one istotę.

Przyjrzyjmy się idei architektury regionalnej, jej ewolucji:

- w czasach rozbiorów regionalizm, którego najbardziej znanym przejawem był „styl zakopiański” popularnie zwany stylem Witkiewicza, był przejawem patriotyzmu [3],
- w Polsce powojennej, odrodzonej – w okresie socrealizmu poszukującego, nowego narodowego stylu, mimo że niektórzy propagatorzy architektury, jak np. Józef Rurawski krytykowali styl Witkiewicza jako – „utopijną mrzonkę służącą utrwaleniu istniejącego porządku społecznego” [4], to jednak znalazł on swoją kontynuację, w postaci przykładów architektury regionalnej podhalańskiej zrealizowanych na obszarach wiejskich południowej Polski a zwłaszcza województwa nowosądeckiego [1]. Była to architektura, na ogół obiektów użyteczności publicznej, jak np. szkół, budynków straży pożarnej, domów wczasowych, siedzib władz lokalnych itp. – a więc obiektów os stosunkowo dużej skali, nie mniej, ich uformowania bryłowe, proporcje i osadzenie w układzie zabudowy oraz krajobrazie posiada wyraźnie reminiscencje do stylu Witkiewiczowskiego, a obecnie są one dobrym świadectwem kultury ówczesnych projektantów,
- lata siedemdziesiąte w architekturze, to polski szczyt idei uniwersalistycznego modernizmu, to projekty typowych miejskich pawilonów handlowych, gastronomicznych i bloków mieszkalnych, lokowane w strukturach wiejskich. Towarzyszy temu publicystyka takich autorów jak Bogdan Rogatko [3], który określał koncepcje Witkiewicza jako „...solidarystyczne i ludomańskie, a w ostateczności po prostu nacjonalistyczne – oraz popularyzacja „nowoczesnych form architektonicznych w krajobrazie przez środki masowego przekazu. Obecnie w kilkadziesiąt lat od raportu U Thanta i klubu rzymskiego oraz początków działalności ONZ-tu w zakresie ochrony przyrodniczego i kulturowego środowiska człowieka, w bez mała stulecie od postulatów ochrony przyrody głoszonych przez W. Szafera a idei ochrony kultury i przyrody Podhala i Tatr popularyzowanej przez J. G. Pawlikowskiego, W. E. Radzikowskiego, W. Goetla i innych – znów regionalizm jest w modzie i podobnie jak dawniej – najchętniej są przyjmowane i największy posłuch mają te o nim świadczące argumenty, że „na świecie” tak się teraz robi”.

Niemniej współczesny regionalizm ma już inną wymowę społeczną, inny sens i inne bardziej wszechstronne uzasadnienie, jest on głębiej osadzony w aferze kultury, głębiej o cały skok spirali rozwoju (rys. 2), ale też niesie ze sobą większy balas przeżytych elementów, bowiem jak argumentuje Kotarbiński... „rozrost kultury, stwarza specjalne sytuacje przymusowe. Pewne elementy kultury stają się ciężarem, z którym trzeba się uporać. Jednym z najpospolitszych zjawisk na tym terenie jest już to, że dany element kultury ma swoją bezwładność”... - ... Postępowe osiągnięcia przez swą bezwładność stają się zawalidrogami postępu...”. Właśnie, jak to jest z tą architekturą regionalną, czy przypadkiem nie jest ona taką „zawalidrogą postępu” jak pragnąłby to widzieć zapewne wspomniany Bogdan Rogatko [3]. Zarysowuje się dylemat jak odróżnić te wartości architektury regionalnej, które są niezbędne dla dalszych usprawiedliwień, od tych, które są przeżytkiem.

I znów teoria sprawności może okazać się pomocną, wróćmy więc do prakseologicznej definicji [1] postępu usprawnień w procesie którego „rośnie zwłaszcza doniosłość względna wiedzy”. Ta właśnie wiedza o pozytywnych i negatywnych zjawiskach winna stanowić nadrzędne kryterium, wiedza w aferze, której w ciągu ostatnich dziesięcioleci nastąpił największy w historii myśli ludzkiej rozrost.

Współczesna wiedza pozwala nam na nowy punkt widzenia roli architektury w kształtowaniu warunków środowiskowych człowieka, ukazuje nam nowe, inne, nieznanne dotąd lub pomijane aspekty architektury, ukazuje nam mianowicie architekturę w nowych relacjach w człowiekiem i światem zewnętrznym, z przyrodą i jej siłami, w relacjach, które determinują jakość środowiska człowieka. Środowisko rozumianego bardziej wszechstronnie, a więc także i prawdziwiej niż dotąd. Środowiska, na którego pełną humanistyczną wartość składają się zarówno czynniki materialne jak i niematerialne.

Idea architektury regionalnej XXI wieku to idea świadoma zarówno wszystkich poprzednich jej motywacji, jak i współczesnych zagrożeń i współczesnych możliwości. Idea regionalizmu dziś, to świadomość istnienia (czasem nieuświadomionej powszechnie) społecznej potrzeby tożsamości miejsca w przestrzeni i kulturze.

Architektura regionalna w takiej interpretacji nie jest już tylko kontynuacją form tradycyjnego budownictwa, nie jest tylko ich twórczym rozwinięciem lub eklektycznym powtórzeniem, lub też postmodernistyczną kompilacją – lecz jest świadomością istoty odrębności, jedyności, niepowtarzalności miejsca – siedliska ludzkiego w czasoprzestrzeni. W tym aspekcie działania w sferze architektury regionalnej winny opierać się na dogłębnym zrozumieniu istoty – ducha miejsca i obejmować swym zakresem środki, które byłyby zgodne z pozytywnymi cechami tego miejsca a zarazem niwelowałyby wpływ cech negatywnych (o ile takie istnieją).

Ogromnej złożoności współcześnie występujących relacji sfery architektury z innymi dziedzinami działalności ludzkiej należącymi do systemu kultury z innymi dziedzinami działalności ludzkiej należącymi do systemu kultury, towarzyszy multiplikacja pojęć – zmusza ona do precyzyjniejszego określenia zarówno w/w tezy dotyczącej „regionalizmu świadomego” jak też i tego, co oznacza sformułowanie taki jak „cechy pozytywne” lub „negatywne” danego miejsca lub też jego istota”-„duch”.

Otóż po pierwsze. Za cechy pozytywne danej przestrzeni antropogennej uznano tutaj takie cechy, które wpływają na humanizację warunków środowiskowych tej przestrzeni.

Humanizację, interpretowaną kompleksowo, tj. obejmującą zarówno wartości użytkowe w rodzaju odpowiednio wysokich standardów przestrzeni: życia, mieszkania, pracy i wypoczynku, jak i walory decydujące o tzw. komforcie psychicznym, na który składają się: poczucie więzi emocjonalnych z miejscem zasiedlenia i grupą współmieszkańców, satysfakcji z walorów estetycznych tej przestrzeni a także świadomość jej wartości kulturowych. Po drugie: za cechy negatywne jakiejś przestrzeni przyjmuje się takie cechy, które są przeciwstawne względem w/w pozytywów, a więc wpływają w sposób obiektywnie sprawdzalny na dehumanizację, warunków środowiskowych, która w sferze architektury i urbanistyki charakteryzuje się takimi zjawiskami jak: brak kontaktu z elementami przyrody lub ograniczenie takowych, pogorszenie warunków bioklimatycznych, zagęszczenie ruchu, hałasu, unifikacja form architektonicznych i likwidacja lub deprecjacja elementów o wartościach kulturowych, uciążliwość użytkowa struktury przestrzenno-funkcjonalnej, brak pełnego programu urządzeń infrastruktury technicznej lub też wadliwa ich eksploatacja itd., itp. Po trzecie: pod pojęciem istoty – ducha przestrzeni, rozumie się zespół cech determinujących o fakcie akceptacji tej przestrzeni przez ogół ludzi w niej przebywających; jednak poddany weryfikacji, w świetle obiektywnej, naukowej oceny,

społecznej efektywności tego zespołu cech gdyż może się zdarzyć, że ogół społeczności akceptuje jakąś przestrzeń mimo jej wyraźnie niekorzystnego społecznie oddziaływania; /np. ogół mieszkańców danego zespołu budynków zafascynowana zjawiskiem motoryzacji, akceptuje zastąpienie istniejącej zieleni, parkingami, i innymi uciążliwymi urządzeniami, co ze względu na pogorszenie warunków zdrowotności i ostatecznych kosztów społecznych, takiej zamiany nie może być aprobowane w racjonalnej ocenie całościowej.

3. Wnioski

W krajach alpejskich, w których gospodarkę w znaczący sposób zdominował rozwój turystyki, rekreacji i sportu; historyczne formy architektoniczne, obiektów lokalizowanych na obszarach górskich posiadały cechy umożliwiające niemal wierną ich replikę dla celów zwielokrotnionego ruchu turystycznego.

Natomiast w naszym kraju; zarówno skala jak i forma tradycyjnych obiektów, po większej części związanych z osadnictwem wiejskim, a także pasterstwem utrudniały ich bezpośrednią adaptację do potrzeb lawinowo narastającej turystyki i wypoczynku. Stąd zwrócenie się ku wzorcom określanych mianem „tyrolszczyzny”, o cechach bardzo zbliżonych (w zakresie ukształtowania dachów) do budownictwa alpejskiego. W okresie tzw. „sorealizmu” powstały obiekty stanowiące próby kreacji wielkokubaturowych budynków o cechach architektury Podhalańskiej. Jako przykład przytoczę tu; sławny Dom Turystyczny w Zakopanem projektu Z. Kupca (dziś zagrożony koncepcjami przeznaczenia do rozbiórki).

Z kolei przedstawiciele młodszego pokolenia próbowali „regionalizować” architekturę projektowanych przez siebie obiektów poprzez dekorowanie prostopadłościennych brył; wynikających z logiki konstrukcji; w tym także prefabrykowanych płyt żelbetowych; przyrastające elewacje różnymi pseudo regionalnymi dostawkami, „dziobami”, „śpicami” itd. itp. ; przykład hotel w Bukowinie Tatrzańskiej.

W samym Zakopanem przy ul. Jagiellońskiej powstało osiedle punktowców zwieńczonych pochyłymi stropodachami, do których doczepione „ozdobne” formy „pseudo regionalne” akcentujące górne partie tych budynków (fot. 1).

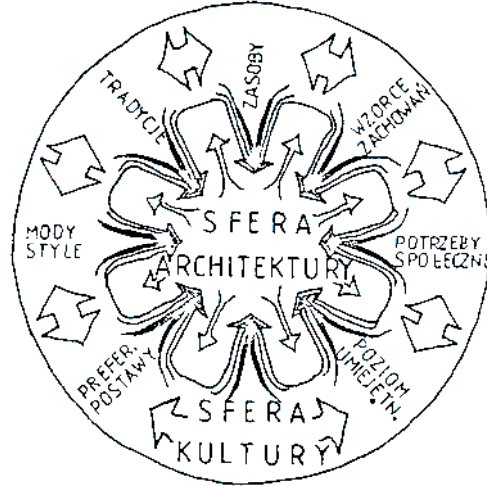
W konkluzji powyższych rozwiązań wyrażam pogląd; iż logika kształtowania architektonicznego budynku; w tym także zbudowanego przy zastosowaniu technologii wielkiej płyty, zlokalizowanego w krajobrazie kulturowym objętym ochroną; której celem jest zachowanie i ekspozycja walorów świadczących o tożsamości tego środowiska człowieka; wymaga uszanowania i kontynuacji tradycji budownictwa lokalnego.

Tradycja budownictwa Podhalańskiego było wznoszenie obiektów o konstrukcji i kształtach podkreślających ich zintegrowanie z miejscem; wrośnięcie w ziemię; stok wzgórza; skałę, do której przylegały. W tradycji tej nie było żadnego dynamizmu.

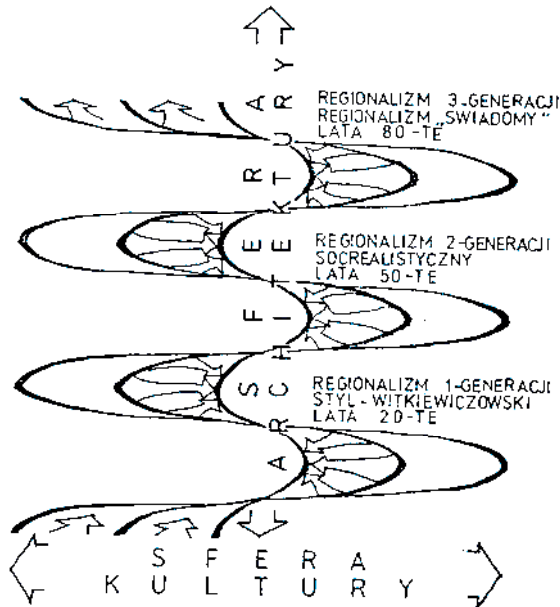
Drapieżne dynamiczne formy zostały wykreowane przez ludzi zafascynowanych pięknem i grozą gór; jak prof. W. Gruszyński; którego niezwykle akwarelowe szkice górskich pejzaży zapisały się w świadomości jego studentów (łącznie z autorem niniejszego tekstu). To te abstrakcyjne wizje stały się na wiele dziesięcioleci kanwą kreacji form architektonicznych nacechowanych dynamiką; asymetrią oraz wielką skalą. W sferze budownictwa mieszkaniowego wielokondygnacyjnego na obszarach ziem górskich pole działań twórczych zostało ograniczone do detali okapów, narożników, balustrad, attyk, itd. itp. I tu wzorzec dachu w konwencji tyrolskiej bądź alpejskiej mógł okazać się bliższy pragmatycznym uwarunkowaniom dziedziny budownictwa i architektury.

Niestety dziś sylwety tych osiedli w większości; prezentują się jako chaotyczna płątka wszelkiego rodzaju instalacji usytuowanych na płaskich (w przybliżeniu) przykryciach.

Tego rodzaju rozwiązania architektoniczne oszpecają panoramę krajobrazu o najwyższych w naszym kraju walorach i są przykładem zasadniczej rozbieżności pomiędzy pożądanymi efektami estetycznymi a praktyką procesu budowlanego.



Rys. 1. Schemat Relacji



Rys. 2. Model rozwoju



Fot. 1. Budynki mieszkalne przy ul. Jagiellońskiej w Zakopanem



Fot. 2. Hotel przy ul. Piłsudskiego w Zakopanem



Fot. 3. Hotel w Kalatówkach



Fot. 4. San Martino Hotel

Literatura

- 1 Kotarbiński T. Traktat o dobrej robocie. Ossolineum 1982 s. 488,498, 292
- 2 Demiański M. Myślenie niezależne. Kultura nr 42/74, s. 1,6 rozmowa z D. Watsonem laureatem nagrody Nobla za odkrycie modelu struktury „DNA”, notabene Watson był fizykiem zajmującym się biologią.
- 3 Kadłuczka A. Regionalizm szansą współczesnej architektury. Zdanie 1-83, s. 48 autor przytacza opinie Józefa Rurawskiego i Bogdana Rogatko /dotyczące stylu Zakopiańskiego/
- 4 Opracowanie dotyczące typologii współczesnych form wykonane w Zakładzie Architektury Regionalnej pod kierunkiem prof. A. Skoczka – archiwum zakładu IPA WA PK.

The cultural values of architectural form in terms of current conditions of building technologies including prefabricated buildings

Zbigniew Radziewanowski¹

¹ *Independent Laboratory of Architecture, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: j.wrana@pollub.pl*

Abstract: The present article concerns the problem of the contradiction between striving to maintain in the designed and implemented buildings of large volume in Polish area

around the Tatras, in which it is justified to use current building technologies, including prefabricated buildings construction methods, and the need to continue the characteristic architectural forms of Tatra region. The demonstrated examples of architectural formation of buildings constructed during the interwar period-made for the needs of International Winter Olympics FIS, they used of the typical patterns of farms for the Alpine region.

Such an example provides the evidence for the cultural pressure of a new function, i.e. skiing. Such an influence cannot be easily and consistently opposed in terms of logic performance of Tatra style current examples.

Keywords: regional architecture, place identity, contemporary building technologies

Przekształcać, ale jak?

Olga Skoczylas

*Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: o.skoczylas@pollub.pl*

Streszczenie: Artykuł jest próbą wypunktowania, na konkretnych przykładach, najważniejszych aspektów, które występują przy prawie każdej udanej rewitalizacji osiedli wykonanych w technologii uprzemysłowionej. „Wielkiej płyta” jest obecna w prawie każdym polskim mieście. Zachód już, przynajmniej częściowo, zmierzył się z problemami, które wiążą się z „blokowiskami”. W bardzo niedalekim czasie w Polsce nie będziemy mogli udawać, że nie widzimy tego, że w osiedlach prefabrykowanych ludziom źle się żyje, że są większe patologie społeczne, czy, że osiedla wyludniają się. Sama termomodernizacja nie wystarczy, by przywrócić zdrowe, pełne energii życie do umierających bloków.

Słowa kluczowe: wielka płyta, rewitalizacja, blokowiska, wielkopłytowe osiedla mieszkaniowe,

1. Wstęp

Zaledwie po 20 latach od rozpoczęcia budowy, 15 lipca 1972 roku zostało wysadzone osiedle Pruitt-Igoe autorstwa Minoru Yamasakiego.

Wg szacunków w 1998 w blokach z wielkiej płyty żyło ok. 140 milionów ludzi. [1] Zniszczenie tak wielkiej ilości mieszkań w bardzo krótkim czasie niesie za sobą ogromną ilość problemów. Dzisiaj, po ponad pół wieku istnienia bloków z wielkiej płyty, nie trzeba nikomu uświadamiać, że osiedla wykonane w tej technologii powinno się modernizować i rewitalizować, a nie zrównywać z ziemią. Świadczy o tym wiele artykułów i publikacji, a przede wszystkim udane przykłady ucłowieczania blokowisk. W związku z tym rodzi się pytanie o kierunek, w jakim powinny podążać procesy przekształceń osiedli z wielkiej płyty. Artykuł jest próbą odpowiedzi na zadane wyżej pytanie poprzez przegląd przeprowadzonych modernizacji osiedli wykonanych w technologii uprzemysłowionej.

2. Współpraca wielu środowisk

Osiedle Quai de Rohan w Lorient powstało na początku lat sześćdziesiątych w bezpośrednim sąsiedztwie przystani żeglarskiej i centrum miasta. Składało się ono z długich, 80 i 160-metrowych, jedenastopiętrowych bloków. Bardzo szybko osiedle przekształciło się w komunalne osiedle dla najuboższych rodzin.

Na przełomie lat 70 i 80 bloki poddano termomodernizacji. Ocieplone elewacje zyskały beżowo-brązowe wzory. Jednak przestrzenie wspólne w budynkach (klatki schodowe, wejścia, windy) i przestrzenie między budynkami cały czas niszczały, bo już wtedy nie spełniały potrzeb mieszkańców. Społeczny upadek osiedla najlepiej przedstawia poziom bezrobocia przed rewitalizacją – dochodził do nawet 40%. [2]

Pomimo pomysłów wyburzenia osiedla, w 1990 zdecydowano o jego rewitalizacji. W proces włączyły się władze miasta, organizacja Habitation a Loyer Modere (właściciel i zarządca osiedla), architekci, przedsiębiorstwa budowlane, zespół zajmujący się

rehabilitacją społeczną i przede wszystkim mieszkańcy osiedla. Przekształcenia dotyczyły całego osiedla, wewnątrz urbanistycznych oraz poszczególnych bloków. Wysokości budynków w niektórych segmentach zmniejszono o 2 lub 4 kondygnacje, a z najdłuższego bloku usunięto środkowy segment, by otworzyć osiedle na morze. Wniesione zostały nowe, czteropiętrowe bloki, które oddzielają przestrzenie publiczne od grupowych, pomagając zintegrować się mieszkańcom. Do bloków dobudowano wykusze, loggie i tarasy, a także zmieniono kolorystykę ścian zmieniając wcześniejszy, ponury i monotony odbiór osiedla [3]. Wzbogacony został program socjalny osiedla – powstały żłobek, przychodnia lekarska, budynek klubowy i lokale stowarzyszeń mieszkańców. Liczba mieszkań w osiedlu pozostała prawie niezmienną (z 480 wzrosła do 489), ale zwiększyła się ich różnorodność. Powstały mieszkania o 48 różnych rozkładach, zarówno kawalerki, pracownie dla artystów, a także mieszkania dostosowane do potrzeb osób niepełnosprawnych.

Wszystkie zmiany w mieszkaniach były konsultowane z użytkownikami. Pozwoliło to podnieść poziom czynszu do akceptowalnego przez nich poziomu. Mediatorem władz z mieszkańcami w sprawach dotyczących zagospodarowania osiedla i zewnętrznego wyglądu bloków (które były finansowane niezależnie) był *Developpement Social des Quartiers*. We współpracy z dziećmi i młodzieżą zorganizowano tereny zabaw. Miasto ufundowało szkolną bibliotekę, ośrodek pomocy wychowawczej i szkolnej dla dzieci, ośrodek kształcenia dla dorosłych i punkt porad prawnych. Proces rewitalizacji trwał 12 lat i pochłonął 143 miliony franków. Efekty są widoczne nie tylko w wyglądzie osiedla, ale także w sferze ekonomicznej i społecznej (bezrobocie spadło do 17%).

3. Włączenie mieszkańców do procesów decyzyjnych

W latach 1963-74 powstało w Berlinie, mimo wielu głosów sprzeciwu, osiedle *Markisches Viertel*. Osiedle zajmowało obszar 280 ha i znajdowało się w nim około 17000 mieszkań dla około 50000 osób. Zlokalizowane było na obrzeżu miasta i nie posiadało szybkiego połączenia ze śródmieściem. Budynki były w większości wysokie, nawet 30 kondygnacyjne, a całe osiedle było bardzo intensywnie zabudowane i o zbyt dużej powierzchni utwardzonej. Liczba mieszkańców rosła szybciej, niż budowano infrastrukturę. Już na początku lat osiemdziesiątych zaczęły nagminnie powstawać problemy społeczne związane między innymi z brakiem więzi międzyludzkich, antypatią mieszkańców do uczestniczenia w życiu społecznym, brakiem przedstawicielstwa w Radzie Miejskiej. Dodatkowo rosły koszty zamieszkania ze względu na szybsze zużywanie się techniczne budynków i ciągłą konieczność ich remontowania. [4]

Przed rehabilitacją dzielnicy podjęto szereg działań społecznych i politycznych. Między innymi powołano przedstawicielstwo osiedla we władzach miejskich, poczyniono zmiany w czynszu mające odciążyć mieszkańców, rozpoczęto akcję informacyjną a także program aktywizacji mieszkańców.

Połączono osiedle z miastem przez budowę podziemnej linii kolei, przebudowano sieć ulic, usunięto parkingi z przestrzeni sąsiedzkich. Zagospodarowano place zabaw i zwiększono wskaźnik powierzchni biologicznie czynnej przez zorganizowanie parku i terenów rekreacyjnych.

4. Przestrzeń wspólna/ podział przestrzeni

Osiedle *Grotte-Rolland* w Marsylii powstało na początku lat 60. Składa się z 6 około 100 metrowych, pięciokondygnacyjnych budynków usytuowanych w liniach i jednego krótszego, poprzecznego w stosunku do pozostałych. Taki układ przestrzenny spowodował,



Fot. 1. Osiedle Grotte-Rolland (źródło: www.maps.google.com, Zdjęcia @2014 Google, Dane mapy @2014 Google, data dost. 15.03.2014)

że nie było podziału na przestrzenie publiczne, grupowe i prywatne, wnętrza urbanistyczne były zbyt rozległe i źle wyposażone w infrastrukturę.

Aby klarownie wydzielić różne rodzaje przestrzeni wprowadzono nową zabudowę. Podwórza dostosowane wielkością do potrzeb mieszkańców otaczających je budynków zostały różnorodnie zagospodarowane. Zorganizowano placówki zabaw dla dzieci, zadbano o różnorodność roślin, a także wprowadzono meble urbanistyczne takie jak pergole, ławki, bramki. [2] Wytyczono poprzeczny w stosunku do pierwotnej zabudowy publiczny ciąg pieszy. Zadbano również o przekształcenie stref wejściowych do budynków i przełamanie płaskich elewacji poprzez dodanie balkonów i loggi.

Paradoksalnie problemem tej rewitalizacji było niezbędne dogęszczenie osiedla. Wraz ze wzrostem gęstości zaludnienia pojawiła się potrzeba przewidzenia miejsca dla większej ilości samochodów, a już wcześniej ich ilość nie odpowiadała potrzebom mieszkańców. Problem zagarniania terenów zieleni i rekreacji przez parkingi częściowo rozwiązano budując garaż podziemny.

5. Uzupełnienie funkcji

Osiedle Hellersdorf w Berlinie powstawało w latach 1985-92. Było ono zlokalizowane na peryferiach Berlina, na dawnych polach uprawnych. Zostało zaprojektowane dla ok. 111000 ludzi [5]. Budynki są tu głównie 5- i 6-kondygnacyjne, zaplanowane tak, by tworzyły podwórza dla kilku bloków. Osiedle to jest jednym z obszarów objętych kompleksowym programem modernizacji urbanistycznej.

Projekt rewitalizacji kontynuował pierwotne założenia podziału przestrzeni na kwartały. Zostały one symbolicznie podzielone na grupy – np. miasto, sztuka, ogród, natura, wieś, które mają pomóc w identyfikacji. Rozbudowany został wachlarz usług publicznych, które ulokowano w nowo wybudowanych budynkach, a także w parterach niektórych już istniejących. W przestrzeniach otwartych znalazły się elementy sztuki. Urozmaicono zieleń przez nowe nasadzenia, także roślinność pnącą. W podwórzach zaprojektowano nowe place zabaw i miejsca spotkań. Każdą część osiedla projektował inny zespół przy współudziale mieszkańców, dzięki temu powstały różnorodne przestrzenie z indywidualnymi cechami. [6]



Fot. 2. Plac zabaw (źródło: [www.upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/3d/Zerbster_Str_Weierpark_Hellersdorf_2011-11-28_AMA_fec_\(66\).jpg](http://www.upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/3d/Zerbster_Str_Weierpark_Hellersdorf_2011-11-28_AMA_fec_(66).jpg), data dost.: 21.03.2013)



Fot. 3. Rzeźba na dachu budynku (źródło: <http://www.panoramio.com/photo/1692625>, data dost.: 15.03.2014 r, fot. karl-georg)

6. Poprawienie jakości zamieszkania

Projekt osiedla Kirchdorf-Sud w Hamburgu powstał w 1966, a został zrealizowany dopiero w latach 1974-76. W trakcie realizacji zwiększono liczbę kondygnacji budynków z 12 do 14, zwiększając poziom intensywności zabudowy do 1,2, czyli najwyższego w tym czasie w Hamburgu [2].

Położenie przy autostradzie nie przyczyniło się do powiązania osiedla z centrum miasta, a dodatkowo spowodowało przecięcie osiedla ruchliwymi miejskimi ulicami. Dominacja ruchu samochodowego objawiała się także bardzo dużą liczbą parkingów o nawierzchni betonowej i dróg dojazdowych. Dodatkowo wrażenie przebywania w betonowej klatce potęgowały źle, a w zasadzie w ogóle nie zagospodarowane przestrzenie wspólne i mała ilość zieleni. Pomimo tego, że osiedle poprzecinane było siecią kanałów, nie poprawiało

to komfortu życia, ponieważ były one zaniedbane i zanieczyszczone oraz stanowiły barierę utrudniającą swobodne poruszanie się po osiedlu. Brak było funkcji niezbędnych do prawidłowego działania osiedla takich jak handel, kultura, rozrywka, które też umożliwiają pracę mieszkańcom.

Kompleksowy program modernizacji osiedla został opracowany już w 1985 roku (czyli 9 lat po zakończeniu budowy). Mieszkańcy mieli w nim aktywny udział, także na etapie projektowania. W budynkach skupiono się przede wszystkim na częściach wspólnych – klatkach schodowych, windach, korytarzach i galeriach. Przebudowano strefy wejściowe, udostępniono piwnice, zwiększono liczbę wind i przeszklono galerie. Wymieniono okna na dźwiękoszczelne (od strony autostrady), dobudowano do mieszkań ogrody zimowe i loggie. Aby uchronić mieszkańców przed hałasem postawiono ekrany akustyczne. Zadbano także o poprawę jakości przestrzeni wspólnych przez wprowadzenie różnorodnej roślinności, oczyszczenie i uporządkowanie kanałów i ich obrzeży, zastosowanie osłon wiatrowych i zmniejszenie powierzchni pokrytych betonem. Duże przestrzenie między blokami podzielono na zróżnicowane strefy użytkowe dla każdej grupy wiekowej, dodatkowo uatrakcyjniając je przez zaprojektowanie indywidualnego detalu dla każdego podwórka. Zorganizowano rynek osiedlowy przy rozbudowanym istniejącym ośrodku, który stał się najważniejszą przestrzenią publiczną w osiedlu. Kluby, miejsca spotkań i zainteresowań zlokalizowano w parterach budynków, dodatkowo wybudowano klub dla młodzieży. Zmniejszono problem dużej ilości samochodów przez wybudowanie wielopoziomowych parkingów pokrytych roślinnością.

Dzięki tym zmianom uzyskano lepszy mikroklimat w przestrzeniach otwartych, mieszkańcy mają dostęp do różnorodnych funkcji, a w budynkach lepsze warunki mieszkaniowe.

7. Remodeling osiedla

Osiedle w Halle Neustadt powstało na początku lat 60. XX wieku przy ul. Oleanderweg według projektu Richarda Paulicka. Miało być odpowiedzią na ideę osiedla społecznego. W wyniku realizacji powstały bloki z wielkiej płyty z niskimi i małymi mieszkaniami.

Omawiane przekształcenia dotyczą bloku przy Oleanderweg 21-45 (patrz Fot. 4). Pierwotnie w 5-cio kondygnacyjnym budynku znajdowało się 11 klatek schodowych z dwoma lub trzema mieszkaniami na każdym piętrze. W trakcie przebudowy została wyburzona część budynku (fragmenty ostatniej kondygnacji). Dostawiono murki, zupełnie przekształcając strefę wejścia. Również przemaalowano elewacje na żywe kolory i zadbane o istniejącą zielenią, uzupełniając ją w miarę potrzeby. Architekt zmienił także układ mieszkań wyburzając część ścian i zabudowując klatki schodowe (ich ilość została zredukowana do 6). Część dawnych balkonów została zabudowana, a do mieszkań dobudowano nowe, większe. W ten sposób zostały stworzone większe mieszkania, niektóre z nich nawet dwupoziomowe. Liczba mieszkań w bloku spadła ze 125 do 81 o osiemnastu różnych układach przestrzennych. Mieszkańcy parteru zyskali przestrzeń zieloną dostępną z ich mieszkań – przedogródki. Także mieszkania zlokalizowane na ostatnim piętrze, dzięki wyburzeniu części segmentów, zyskały prywatne tarasy o powierzchni 135 m² [7].

Ten sam architekt, Stefan Forster, podjął się modernizacji bloków w miejscowości Leinefelde. Jest to typowe miasto przemysłowe, w którym aż 90% zasobów mieszkaniowych przewidziane było w prefabrykowanych osiedlach. Od 1999 do 2007 roku zostało tam przebudowanych siedem bloków.

Po konsultacjach z mieszkańcami i analizie stanu i wyglądu bloków stworzono listę głównych wad. Mieszkańcy narzekali przede wszystkim na zbyt małe i ciemne z powodu braku okien kuchnie, małą powierzchnię pokoi i brak balkonów. Architekt postanowił poprawić braki wymieniane przez mieszkańców, a ponadto odwołać się do idei "miastogrodu" i połączyć bloki z zielenią. Dobudowano duże balkony, przy każdym budynku założono ogródki, niektóre bloki obniżono, w większości wykuto dodatkowe okna i wszystkie otynkowano w żywych kolorach.

Najdłuższy blok przy ulicy Einsteinstrasse został w części wyburzony (patrz Fotografia 5). W ten sposób stworzono osiem niezależnych, mniejszych budynków. Przebudowany budynek tworzy bramę do osiedla, jednocześnie pozwalając na zachowanie prywatności przez mieszkańców poprzez przedogródki i duże balkony. [7]



Fot. 4. Blok przy Oleanderweg przed (lewe zdjęcie) i po (prawe zdjęcie) przekształceniach (źródło: www.stefan-forster-architekten.de, data dost. 15.03.2014, fot.: Jean-Luc Valentine)



Fot. 5. Blok przy Einsteinstrasse przed (lewe zdjęcie) i po (prawe zdjęcie) przekształceniach (źródło: www.stefan-forster-architekten.de, data dost. 15.03.2014, fot.: Jean-Luc Valentine)



Fot. 6. Blok przy Goethestrasse przed (lewe zdjęcie) i po (prawe zdjęcie) przekształceniach (źródło: www.stefan-forster-architekten.de, data dost. 15.03.2014, fot.: Jean-Luc Valentine)

Blok przy Goethestrasse 25-31 został obniżony o jedną kondygnację (z pierwotnie 5 do 4), a na ostatnim piętro dodatkowo usunięto niektóre fragmenty, tworząc niejednorodny rysunek elewacji (patrz Fotografia 6). Dzięki temu zabiegowi mieszkania na wyższych piętrach zyskały duże tarasy na dachu. Liczba klatek schodowych w budynku została zredukowana o połowę (z czterech do dwóch). Po przekształceniach w bloku zostało 20 mieszkań.

8. Podsumowanie

Powyższe przykłady pokazują, że aby skutecznie przeprowadzić proces rewitalizacji w osiedlach prefabrykowanych, należy działać na wielu płaszczyznach.

Ważne jest, by mieszkańcy od początku włączali się w procesy przekształceń już nawet na etapie ich planowania. Nad projektem powinien pracować interdyscyplinarny zespół, a nie pojedyncze branże. Każda część procesu rewitalizacji powinna być konsultowana z mieszkańcami. Projektanci powinni wsłuchać się w problemy i oczekiwania użytkowników i spróbować na nie odpowiedzieć.

Należy zadbać o jakość przestrzeni publicznych, ale także jasno i klarownie wydzielić przestrzenie półprywatne i sąsiedzkie, stworzyć miejsca spotkań pozwalające na zawiązywanie i umacnianie więzi międzyludzkich. Należy też zadbać o istniejącą zieleń i w razie potrzeby dosadzić nowe rośliny, by urozmaicić florę oraz poprawić mikroklimat.

Powinno się dostosować mieszkania w taki sposób, by spełniały aktualne potrzeby ich użytkowników. Również ważne jest, aby zadbać o aspekt techniczny budynków, jednocześnie nadając im nowy wygląd. Działania plastyczne, takie jak ustawianie rzeźb, stosowanie różnych kolorów, czy dodawanie dużych balkonów podnosi estetykę osiedla i pomaga mieszkańcom się z nim utożsamiać.

Należy pamiętać, że rewitalizacja jest procesem długofalowym i często kosztowym, a jej efekty powinny być widocznie nie tylko w warstwie wizualnej. Również w społecznej, ekonomicznej i kulturalnej.

Literatura

- 1 Zaniewska H., Berlińskie doświadczenia w modernizacji zabudowy mieszkaniowej z wielkiej płyty, *Problemy Rozwoju Budownictwa* nr 4 (1998) 62-66
- 2 Chmielewski J. M., Mirecka M., *Modernizacja osiedli mieszkaniowych*, wydanie II zmienione, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2007
- 3 Tokajuk A., *Zespoły mieszkaniowe z lat 1945-70 Architektoniczne i urbanistyczne aspekty modernizacji w miastach Białostockich na tle doświadczeń europejskich*, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2007
- 4 MV - Geschichte Märkisches-Viertel-Community, Witryna Internetowa, <http://www.maerkisches-viertel.de/info/geschichte.php>, data dostępu: 18.03.2014 r.
- 5 Kalleja H., Doświadczenia w dziedzinie konserwacji i modernizacji budynków mieszkalnych z wielkiej płyty, *Modernizacja osiedli mieszkaniowych z wielkiej płyty w Berlinie*, Oddział Warszawski Stowarzyszenia Architektów Polskich, Warszawa (1999) 16-26
- 6 Szczerek E., Rewitalizacja wielkopłytowych osiedli mieszkaniowych szansą na podniesienie jakości przestrzeni miasta. Dobry przykład osiedla Hellersdorf w Berlinie, *Czasopismo Techniczne z. 1. Architektura z. 1-A2* (2012) 233-241
- 7 Forster S., *Oleanderweg Halle-Neustadt*, *ARCH+* 203 (2011) 78-81
- 8 Forster S., *Metamorphosen 2*, *ARCH+* 184 (2007) 77

Transform, but how?

Olga Skoczylas

*Independent Laboratory of Architecture, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: o.skoczylas@pollub.pl*

Abstract: This article is an attempt to point, on concrete examples, the most important aspects which occur at almost every successful revitalization of settlements made in industrialized technology. "Concrete slabs" is present in almost every Polish city. Western countries, at least partially faced problems that are associated with apartment blocks. In the very foreseeable future, in Poland, we cannot pretend not to see that in the prefabricated housing people live in bad conditions, that there are more social pathologies, or that the settlements are depopulated. Thermomodernization itself is not enough to restore a healthy and full of energy life to the dying blocks.

Keywords: concrete slabs technology, revitalization, big panel housing estates, apartment blocks

Rewitalizacja osiedli z wielkiej płyty. Implementacja rozwiązań europejskich do warunków polskich

Magdalena Szpytma

*Zakład Urbanistyki i Architektury, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Rzeszowska, e-mail: mszpytma@prz.edu.pl*

Streszczenie: Problem rewitalizacji osiedli z wielkiej płyty jest w Polsce niezmiennie aktualnym zagadnieniem; ze względu na niedobór lokalowy, popyt na mieszkania w budownictwie z wielkiej płyty jest nadal wysoki. Europa zachodnia zaczęła zmagać się z tym problemem znacznie wcześniej i ma już duże doświadczenia w działaniach z zakresu rewitalizacji. Jednak odmienny od zachodnioeuropejskiego kontekst społeczno – gospodarczy w kraju uniemożliwia przeniesienie gotowych rozwiązań rewitalizacyjnych. Prezentowane przykłady prezentują zróżnicowane strategie stosowane w przeszłości i obecnie w Europie (rewitalizacja osiedla Bijlmer w Amsterdamie i zabudowy w Halle-Neustadt). W mniejszym lub większym stopniu oparte zostały one na wyburzeniach. Trudna sytuacja mieszkaniowa w Polsce związana z brakiem wystarczającej ilości mieszkań (według danych z 2013 r. w Polsce brakuje 1,5 – 1,8 mln mieszkań), słaba infrastruktura budownictwa socjalnego (mieszkania spółdzielcze, komunalne i socjalne stanowiły zaledwie 5% wszystkich mieszkań oddanych do użytku w 2013 r.), oraz zróżnicowana struktura własnościowa mieszkań w poszczególnych budynkach najczęściej wyklucza wyburzenia. Jakość zamieszkiwania osiedli z wielkiej płyty można jednak w znaczący sposób poprawić, bez konieczności burzenia, czego dowodzi spektakularny przykład rewitalizacji paryskiego wieżowca Tour Bois le Prêtre.

Słowa kluczowe: rewitalizacja, wielka płyta, metody, implementacja

1. Wprowadzenie

Po kilku dziesięcioleciach istnienia osiedli mieszkaniowych wzniesionych w technologii wielkiej płyty wiemy już, że nie spełniają one oczekiwań mieszkańców. Podstawową przyczyną braku akceptacji mieszkańców dla tego typu systemowej zabudowy mieszkalnej jest jej odhumanizowanie poprzez ogromną skalę założeń osiedlowych oraz monotonię rozwiązań przestrzennych.[1]

Na negatywny obraz osiedli z wielkiej płyty mają wpływ czasami pozorne zagrożenia, ale często również realne problemy społeczne występujące na ich obszarze. Problemy te są pochodną kwestii ekonomicznych, przekładających się na kierunki migracyjne ludności; w ich wyniku osiedla z wielkiej płyty stają się enklawami najuboższych grup społecznych. Stan zamożności polskiego społeczeństwa dobrze obrazują dane z 2013 roku: Raport Organizacji Współpracy i Rozwoju (OECD) wskazuje na duży niedostatek mieszkań – w Polsce nadal brakuje od 1,5 mln do 1,8 mln lokali mieszkalnych.[2] Względny estetyczny i niski komfort zamieszkiwania zdają się przy wyborze miejsca zamieszkania odgrywać w takich przypadkach rolę całkowicie drugorzędną. Tańsze mieszkanie na osiedlu z wielkiej płyty okazuje się dla wielu jedyną opcją.

Według Ministerstwa Transportu i Budownictwa w 2013 roku w budynkach z wielkiej płyty mieszkało w Polsce 12 milionów osób, czyli w przybliżeniu 30% społeczeństwa. Izba Inżynierów Budownictwa szacuje, że rewitalizacja wszystkich wielkopłytowych osiedli w Polsce kosztowałaby 200 mld zł, co stanowi około 2/3 rocznego budżetu państwa polskiego.[4] Ogromne liczby unaoczniają skalę problemu; skłaniają do rewizji potrzeb rewitalizacji osiedli wielkopłytowych, rzetelnej oceny możliwości jej przeprowadzenia oraz określenia zakresu takich działań w polskich realiach. Realia te są szczególne, sprawiają że proste przełożenie rozwiązań zachodnioeuropejskich jest często niemożliwe. Mając na względzie lokalną specyfikę, wciąż warto jednak analizować często spektakularne europejskie przykłady rewitalizacji osiedli z wielkiej płyty. Służyć mogą one nie tylko jako źródło inspiracji; wyselekcjonowane rozwiązania mogą stać się podstawą do stworzenia bazy wzorców możliwych do adaptowania. Zarysem tak pojmowanej metody implementacji jest niniejszy artykuł.

2. Rewitalizacja blokowisk – przykłady zachodnioeuropejskie.

2.1. Bijlmer – holenderski przykład rewitalizacji radykalnej

Jedna z bardziej spektakularnych realizacji wielkopłyтового budownictwa miała miejsce w południowo – wschodniej części Amsterdamu – dzielnicy Bijlmer (1966 r. – rozpoczęcie budowy). Osiedle zaprojektowane zostało jako modelowa forma zamieszkania dla ‘nowoczesnego’ człowieka. Unikalny charakter założenia, oparty o koncepcje Le Corbusiera, osiągnięto poprzez oddzielne strefowanie funkcji mieszkalnej, komunikacyjnej i rekreacyjnej. Oparte na heksagonalnej siatce 11- kondygnacyjne wieżowce (31 galeriowców, mieszczących 13 tys. mieszkań), połączone kładkami z wielopiętrowymi garażami, w otoczeniu dużych, wolnych od ruchu kołowego zielonych przestrzeni, uosabiały futurystyczny model zamieszkiwania. Eksperyment urbanistyczny nie powiódł się. Krótco po ukończeniu budowy, rynek nieruchomości bardzo szybko zrewidował błędne założenia projektu.[5]



Rys. 1. Bijlmer, lata 60–te XX w., widok z lotu ptaka [5]

Dzielnica szybko przekształcała się w getto najniższych warstw społecznych. Holenderska klasa średnia, przewidywana jako docelowa grupa mieszkańców, nie zaakceptowała takiego modelu zamieszkiwania. Wybrała satelitarne ośrodki miejskie wokół Amsterdamu, w których mogła zrealizować marzenia o własnym domu z ogródkiem. Słabe skomunikowanie osiedla z centrum miasta i niezrealizowanie struktury usługowej były przyczynami jego dalszej degradacji. Rosnąca liczba pustostanów, skłoniła rząd holenderski do podjęcia

decyzji o ulokowaniu w dzielnicy Bijlmer imigrantów z Surinamu. Takie posunięcie zrodziło na obszarze osiedla liczne problemy społeczne i ostatecznie przypieczętowało porażkę.

Rewitalizacja dzielnicy Bijlmer, to jedna z największych, kompleksowych transformacji obszaru miejskiego w Europie. W 1995 r. podjęto decyzję o wyburzeniu części wieżowców.



Rys. 2. Bijlmer, plan, 2008, kolor szary – wyburzenia, kolor czerwony – budynki zachowane [5]

Program rewitalizacji dzielnicy Bijlmer oparto na współpracy mieszkańców, władz miejskich, oraz samorządu lokalnego. Narastające przez lata problemy zaczęto rozwiązywać kompleksowo, uwzględniając warunki społeczne, ekonomiczne i wizerunkowe. Wyburzenia części założenia pozwoliły na wprowadzenie nowej, niskiej zabudowy usługowej i mieszkaniowej o wyższym standardzie mieszkań, skierowanej do zamożniejszych środowisk. W ten sposób zróżnicowano strukturę społeczną dzielnicy. Zmiana pierwotnych założeń komunikacyjnych poprzez zburzenie estakad i częściowo piętrowych garaży, w znaczący sposób wpłynęły na jakość zamieszkiwania, a odnowione elewacje pozostawionych galeriowców oswoiły ich brutalistyczny wizerunek.



Rys. 3. Skrócony tarasowiec w sektorze F [5]

Wyburzenie części budynków w dzielnicy Bijlmer korzystnie wpłynęło na powodzenie procesu rewitalizacji. Podjęcie takiej decyzji było możliwe ze względu na jednorodną formę własności mieszkań – wszystkie były lokalami socjalnymi należącymi do miasta. Duża liczba pustostanów umożliwiła przekwaterowanie mieszkańców do wybranych budynków.

Model rewitalizacji zrealizowany w Bijlmer jest najczęściej niemożliwy do zastosowania w polskich realiach. Struktura własności mieszkań w Polsce jest zazwyczaj bardzo zróżnicowana. Często w pojedynczym budynku mieszkalnym z wielkiej płyty występują różne formy własności; od mieszkań prywatnych, poprzez spółdzielcze i gminne, do zakładowych. Kolejną różnicą w stosunku do przykładu holenderskiego, jest znaczny w naszym kraju niedostatek ilości mieszkań; w Polsce w zasadzie nie występuje problem pustostanów. To kolejny argument przemawiający za nierealnością strategii opierających się na wyburzeniach osiedli, czy nawet pojedynczych budynków.

2.2. Halle-Neustadt – niemiecki przykład rewitalizacji zrównoważonej

Powstałe w latach 60- tych osiedle z wielkiej płyty stało się przedmiotem działań rewitalizacyjnych w ramach Międzynarodowej Wystawy Budowlanej – IBA 2010. Możliwości przekształcenia, zróżnicowania i oswojenia wielkopłytkowego budownictwa zaprezentowane zostały na przykładzie przebudowy jednego budynków przy ul. Oleanderweg (według projektu S. Forster, C. Hepp , C. Naranjo A. Hess , J. Goldschmidt).[6]



Rys. 4. Budynek przed przebudową [7]

Ideą projektu było zróżnicowanie bryły budynku, elewacji oraz przede wszystkim struktury i typologii mieszkań. Monotonny, długi, pięciokondygnacyjny blok, o jednolitej strukturze małych, niefunkcjonalnych mieszkań, przekształcony został w atrakcyjny budynek mieszkalny, nieodbiegający od współczesnych standardów. Bryła budynku została rozrzeźbiona poprzez częściowe wyburzenia mieszkań na ostatniej kondygnacji (pozostawiono je w co drugiej klatce). Do południowej elewacji, od strony przestrzeni rekreacyjnej, dobudowane zostały duże, funkcjonalne balkony. Przestrzenie po usuniętych modułach mieszkaniowych zaadaptowane zostały na tarasy.



Rys. 5. Budynek po przebudowie [7]

Zabieg ten wpłynął na komfort użytkowania mieszkań oraz zdynamizował monotonną elewację. Elementy małej architektury, takie jak murki wydzielające strefy wejściowe do klatek oraz zieleń, dodatkowo wpłynęły odbiór budynku, zdecydowanie ‘ocieplając’ charakter architektury.

Poza poprawą estetyki elewacji budynku, istotnym założeniem projektu była poprawa struktury wielkości mieszkań. Zróżnicowanie metrażu możliwe było jedynie poprzez redukcję ilości mieszkań (ze 125 do 81). Powstało ostatecznie 18 układów mieszkań o powierzchniach od 35m² do 135 m² (mieszkanie dwupoziomowe) [8].

Zaprezentowany przykład to kompleksowa przebudowa budynku pod względem estetycznym i funkcjonalnym. Zróżnicowanie struktury powierzchni mieszkań zmieniło na korzyść strukturę lokatorów. Przebudowa spotkała się z dużą akceptacją mieszkańców, którzy docenili poszczególne rozwiązania przestrzenne (np. tarasy) [6]. Przeniesienie takiego scenariusza działań na realia polskie nie jest łatwym zadaniem (ze względu na wspomniane wcześniej ograniczenie wynikające ze zróżnicowanych form własności). Z pewnością jednak niektóre z przeprowadzonych ‘zabiegów estetycznych’ (jak np. dobudowa funkcjonalnych balkonów, przebudowa stref wejściowych) z powodzeniem mogłyby zostać zaadoptowane do przedsięwzięć rewitalizacji wielkiej płyty w Polsce. W przypadku, gdy niemożliwe jest obniżenie budynku, warto rozważenia wydaje się zróżnicowanie jego wysokości poprzez miejscowe nadbudowy.

2.3. Tour Bois le Prêtre – francuski przykład szybkiej metamorfozy

Zaprezentowany poniżej przykład transformacji paryskiego wieżowca mieszkalnego pokazuje, podejście władz Paryża do problemu substandardowych i niechcianych blokowisk. W 1996 r. rząd Francji podjął konkretny plan rewitalizacji. Określone zostały dzielnice priorytetowej interwencji (Sensitive Urban Zones), w których występują problemy wysokiego bezrobocia, dużej przestępczości i wykluczenia społecznego. Jednym z pierwszych zaproponowanych rozwiązań było wyburzenie istniejących budynków i budowa nowych struktur mieszkaniowych. Szybko jednak zrezygnowano z tak drastycznych działań, ze względu istniejące między mieszkańcami więzi sąsiedzkie. W 2005 r. ogłoszony został konkurs na projekt kompleksowej rewitalizacji wieżowca - Paris 17. Konkurs wygrało znane z radykalnych rozwiązań i upodobań do niskobudżetowej stylistyki paryskie biuro Lacaton & Vasal, w konsorcjum z Federicem Druot Architecture [9].

Szesnastokondygnacyjny wieżowiec mieszkalny autorstwa Raymonda Lopeza, wybudowany został w latach 60-tych jako jeden z kilku tego typu budynków, usytuowanych wzdłuż północnej części obwodnicy Paryża. Oryginalnie atrakcyjną wizualnie elewację budynku ukształtowaną na wzór mozaiki tworzyły szerokie okna i loggie. Niestety przeprowadzony w latach osiemdziesiątych remont oszpecił budynek (loggie zabudowano panelami termoizolacyjnymi, wstawiono białe, plastikowe okna). Modernizacja nie sprostała dzisiejszym wymaganiom i skłoniła władze do kompleksowej modernizacji budynku.

Wnikliwa analiza stanu istniejącego oraz szczegółowe konsultacje z mieszkańcami pozwoliły na wypracowanie priorytetów projektu przebudowy. Każdej rodzinie zapewniono możliwość indywidualnej rozmowy z projektantami odnośnie przebudowy ich własnego mieszkania. Do najczęstszych problemów zgłaszanych przez mieszkańców należały: niedostateczne nasłonecznienie wewnątrz, nieatrakcyjna strefa wejściowa, oraz niefunkcjonalne, ciasne mieszkania.



Rys. 6. Wieżowiec Tour Bois le Prêtre przed przebudową [10]

Priorytetami przebudowy stały się więc doświetlenie mieszkań i zapewnienie przestronnej strefy wspólnego użytkowania, bez ingerencji w strukturę konstrukcyjną budynku. Założenia te udało się zrealizować, dzięki obwodowej rozbudowie budynku. Dobudowano przestrzeń balkonów mogących funkcjonować jako ogrody zimowe. Zabieg ten wpłynął na współczesny i atrakcyjny wygląd wieżowca. Nową, zewnętrzną strukturę stanowią lekkie, prefabrykowane stalowe moduły o wymiarach 7 x 3,2 m. Jeden, powtarzalny moduł składa się z podłogi, sufitu, podwójnej fasady ogrodu zimowego (szerokości 2 m) i balkonu (szerokości 1 m). Zewnętrzna fasada ogrodów zimowych wykonana jest z przesuwanych paneli poliwęglanowych, wewnętrzna ze szkła (również w postaci przesuwanych tafli). Nieogrzewana przestrzeń ogrodów zimowych pełni rolę bufora akustycznego i cieplnego, wpływającego korzystnie na bilans energetyczny budynku. [9]

Zmiana struktury wewnętrznej budynku wiązała się z przeprojektowaniem holu wejściowego znajdującego się pierwotnie na półpiętrze, który został przeniesiony na kondygnację parteru. Dzięki temu udało się go połączyć z zewnętrzną strefą wejściową i ogrodem. Zorganizowano w nim przestrzeń wspólnego użytkowania (np. salę kinową); oprócz funkcji reprezentacyjnej i rozdzielni ruchu pełni obecnie rolę miejsca integracji mieszkańców.



Rys. 7. Rzut kondygnacji powtarzalnej przed i po przebudowie [10]



Rys. 8. Wieżowiec Tour Bois le Prêtre po przebudowie [10]

Wartym uwagi aspektem przedsięwzięcia była możliwość pozostania lokatorów w swoich mieszkaniach w trakcie trwania rozbudowy. Sprawny przebieg prac udało się zrealizować dzięki prefabrykacji nowych elementów. Gotowa konstrukcja w postaci stalowych modułów dostarczona na miejsce budowy, stopniowo pięła się w górę, a efekt końcowy osiągnięty został w bardzo krótkim czasie.

Paryski scenariusz przebudowy wieżowca mieszkalnego miałby szansę sprawdzić się również w warunkach polskich. Zmiany dokonane wewnątrz struktury pojedynczych mieszkań, dodanie loggii i balkonów, możliwe są do przeprowadzenia nawet w przypadku niejednorodnej struktury własności mieszkań. Całkowicie nowy wizerunek, uzyskany poprzez zastosowanie współczesnych materiałów (szkło, poliwęglan) pokazuje duże możliwości dostosowywania technologii wielkiej płyty do współczesnych trendów w kształtowaniu elewacji. Bardzo ważny dla końcowego sukcesu projektu, okazał się jego wymiar prospołeczny. Uwzględnienie tej kwestii, wydaje się być kluczowe dla powodzenia tego typu przedsięwzięć.

3. Podsumowanie

Idea budowania osiedli z wielkiej płyty nie sprawdziła się. Realia polskie pokazują jednak, że nie udało nam się wykształcić lepszych wzorców zamieszkiwania wielorodzinnego. Kojarzące się w opinii społecznej z luksusem podmiejskie osiedla, to w swojej istocie często współczesna wersja blokowisk; już nie z wielkiej płyty, ale za to uboższych o zaplecze społeczno - usługowe. Osiedla z wielkiej płyty wciąż mają duży potencjał i niezaprzeczalne zalety: często dobrą lokalizację i połączenia komunikacyjne z miastem, znaczną ilość przestrzeni rekreacyjnych, rozbudowaną infrastrukturę społeczno - usługową (sklepy, przychodnie, szkoły, przedszkola). Pojawia się pytanie o to, jak je modernizować, by stały się atrakcyjne nie tylko dla najuboższych warstw społecznych. Aby zapobiec homogenizacji struktury społecznej blokowisk, potrzebne są przedsięwzięcia realnie zmieniające 'wizerunek' blokowisk. Ze względu na złożoność problemu, zakres działań rewitalizacyjnych wymaga dogłębnej analizy zarówno pod względem technicznym i finansowym, jak również społecznym i estetycznym. Powszechne w Polsce termomodernizacje są dowodem na to, że takie działania są niewystarczające. Szare, betonowe bloki zyskują nowe, kolorowe elewacje, z założenia mające oswoić przestrzeń i wzbudzić pozytywne uczucia u odbiorcy, ale w efekcie jedynie ich monotonia zamienia się w pstrokaty, przestrzenny chaos.

Literatura

- 1 Filipowicz K., Dokąd idziesz Wielka Płyto, w: Wykuszowe wspomnienia (ed. Korzeń J.), Przegląd Urbanistyczny, t. III (2011), s. 102
- 2 Ulman P., Sytuacja mieszkaniowa polskich rodzin w świetle danych z badania budżetów gospodarstw domowych, w: Nierówności społeczne a wzrost gospodarczy. Modernizacja dla spójności społeczno-ekonomicznej, (ed. Woźniak M.G.) Uniwersytet Rzeszowski, Katedra Teorii Ekonomii, Zeszyt nr 18, Rzeszów 2011, s. 486-496.
- 3 Kongres Budownictwa, Kryzys mieszkaniowy na własne życzenie, Warszawa 2014
- 4 Wybieralski M., Zaraz się zawali, czy przetrwa jeszcze 100 lat?
http://wyborcza.pl/1,76842,13910279,Zaraz_sie_zawali_czy_przetrwa_jeszcze_100_lat__Rzad.html [dostęp 27 luty 2014]
- 5 Sterk B., Zahirovic S., The Bijlmer: a Dutch Approach to Multiculturalism
<http://www.humanityinaction.org/knowledgebase/153-the-bijlmer-a-dutch-approach-to-multiculturalism> [dostęp 7 marca 2014]
- 6 Project Halle (Saale), Balancing Act: Dual City, strona internetowa projektu IBA:
<http://www.iba-stadtumbau.de/index.php?halle-saale-project>
- 7 Forster Architekten, strona internetowa biura: <http://www.stefan-forster-architekten.de> [dostęp 21 luty 2014]
- 8 Peters T., Cut, Crop, Erase, Fill. Mark 31 (2011) 146-155
- 9 Druot F, Lacaton A., Vasal J. P., Transformation of Tour Bois le Prêtre, w: Small Scale Big Change. New Architecture of Social Engagement, (ed. Lepik A.) The Museum of Modern Art, New York, 2010, s. 103-112
- 10 Lacaton & Vassal Architectes, strona internetowa biura: <http://www.lacatonvassal.com> [dostęp 7 luty 2014]

Revitalization of prefabricated housing. Implementation of European solutions to Polish conditions

Magdalena Szpytma

Department of Town Planning and Architecture, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszów University of Technology, e-mail: mszpytma@prz.edu.pl

Abstract: The problem regeneration of prefabricated housing in Poland is invariably the current issue. Due to a housing shortage, the demand for apartments in pre-fab housing is still high. Western Europe has begun to struggle with this problem much earlier and has a large experience in the subject of revitalization. However, the context of socio - economic development in Poland, different from the Western European, makes the transfer of complete solutions revitalization impossible . Presented examples show different strategies used in the past and now in Europe (housing revitalization Bijlmer in Amsterdam and building in Halle - Neustadt). They were based on the demolition to a lesser or greater extent. The difficult housing situation in Poland, related to the lack of sufficient amount of housing, poor infrastructure of social housing and complicated housing ownership structure of the buildings, mostly excludes demolition. However, the quality of prefabricated housing living could be significantly improved, without the need for demolition, as evidenced by the spectacular example of the revitalization of the Parisian skyscraper Tour Bois le Prêtre.

Keywords: revitalization, prefab housing, methods, implementation

Rewitalizacja osiedla z wielkiej płyty w mieście Lipisko – uzupełnienie funkcji o budynek wielofunkcyjny

Jan Wrana¹, Olga Skoczylas²

^{1,2} Samodzielna Pracownia Architektoniczna, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: ¹j.wrana@pollub.pl, ²o.skoczylas@pollub.pl

Streszczenie: W artykule podjęto temat monofunkcji osiedla przy ulicy Zwoleńskiej w Lipisku i jego planowanej rozbudowy. Jest to typowe prefabrykowane osiedle i artykuł również dobrze mógłby odnosić się do większości takich osiedli w małych miastach.

Pierwszy rozdział jest wstępem do artykułu i wyjaśnieniem podjęcia tematu. Kolejny rozdział przybliży historię miasta i osiedla, ściśle korelując z rozdziałem trzecim, w którym ukazane jest osiedle obecnie, jego funkcje, problemy i plany rozwoju. W rozdziale czwartym autorzy podnoszą przykłady osiedli, których problemem między innymi również była jednolita funkcja, a które zostały dobrze zrewitalizowane, także przez dodanie nowych funkcji, i dzięki temu zmniejszyły się ich problemy. Dzięki temu krótkiemu przeglądowi możliwe było zaproponowanie dla osiedla budynku wielofunkcyjnego, który opisany jest w rozdziale piątym. Ostatni rozdział zawiera podsumowanie referatu.

Słowa kluczowe: wielka płyta, rewitalizacja, Lipisko, blokowiska, wielkopłytowe osiedla mieszkaniowe, różnorodność funkcji

1. Wstęp

Pozostałością po programowym blokowym budownictwie z wielkiej płyty tzw. „anonymowych sypialniach” (bez wymagalnej infrastruktury usług) są monotonne osiedla wymagające gruntownej rewitalizacji – modernizacji i ożywienia „przywrócenia do życia” oraz scalenia ze strukturą miasta.

Aleksander Bohm w Monografii „*O budowie synergii wewnątrz urbanistycznych*” zwraca uwagę:

Brak więzi i poczucia tożsamości człowieka z miejscem zamieszkania oraz rozległe z tego konsekwencje wynikające to jeden z głównych i na ogół nie rozwiązanych problemów dzisiejszej urbanistyki. Środowisko materialne o najwyższym nawet standardzie technicznym, ale pozbawione treści znaczących okazuje się być pod względem ekonomicznym – pustynią. [1]

Poza koniecznym podniesieniem technicznego standardu tych osiedli (uszczelnieniem, dociepleniem oraz wzbogaceniem elewacji budynków), jednym ze sposobów ich ożywienia jest wypełnienie wielofunkcyjnymi obiektami – wpisującymi się w zastany kontekst, oraz ożywczo korespondujących z otoczeniem. Obiekty o funkcjach integracyjnych – wielopokoleniowych – powodujących przywracanie więzi społecznych, a także dobrosąsiedzkich stosunków. Do funkcji powyższych możemy zaliczyć pomieszczenia dla grup zainteresowań poza zawodowych, np. sale nauki tańca, pracownie dla grup plastycznych, grup muzycznych ale też żłobki, przedszkola, biblioteki, sale zainteresowań sportowych oraz place zabaw, tereny aktywności ruchowej. Przestrzenie wewnątrz wypełnione

zielenią i małą architekturą. Obiekty powyższe spełniają również rolę – nowych miejsc pracy w rejonie miejsca zamieszkania.

2. Historia osiedla na tle historii miasta

Najstarszy zachowany dokument dotyczący Lipska, pochodzi z 8 kwietnia 1589 roku. W dokumencie tym król Zygmunt III Waza przyznaje miastu Lipsko na prośbę Katarzyny Wolskiej oraz przywilej na dwa jarmarki. Po roku 1589 miasto uległo zniszczeniu w wyniku pożaru i utraciło prawa miejskie. Ponownie nadał prawa miastu jego kolejny właściciel Mikołaj Oleśnicki w dniu 18 marca 1613 roku. W roku 1820 Lipsko miało 26 domów murowanych i 169 domów drewnianych. Ludność miasta liczyła 1017 mieszkańców. Na mocy dekretu carskiego w 1868 roku Lipsko utraciło prawa miejskie. Ich ponowne odzyskanie nastąpiło w 1958 roku. [2]

Lipsko w 1948 roku, nie mając jeszcze praw miejskich, było siedzibą urzędu administracyjnego z nazwą: Urząd Gminy Lipsko. Szacuje się, że po zakończeniu II wojny światowej w Lipsku mieszkało około 1300 osób (około 50% mieszkańców straciło życie w czasie wojny). W następnych latach ilość mieszkańców zmniejszała się w wyniku emigracji. Stopień urbanizacji osady był niski. Krytyczna była także sytuacja lokalowa. Brakowało pomieszczeń na lokalizację przedszkola, szkoły, biblioteki i innych instytucji i placówek usługowych. [3]

W okresie 3-letniego Planu Odbudowy Gospodarczej Kraju, czyli w latach 1947-49, postęp w likwidowaniu skutków wojny w Lipsku był niewielki. Dalej były odczuwalne migracje ludności – w 1949 roku mieszkańców było tylko 1997, czyli tyłu, ilu w 1933 roku. Również w trakcie 6-letniego Planu Rozbudowy Kraju (lata 1950-55) nie nastąpiły widoczne zmiany w rozwoju osady. Nie wzniesiono w tym czasie żadnego obiektu przemysłowego, administracyjnego, czy mieszkaniowego (za wyjątkiem kilku prywatnych budyneczków).

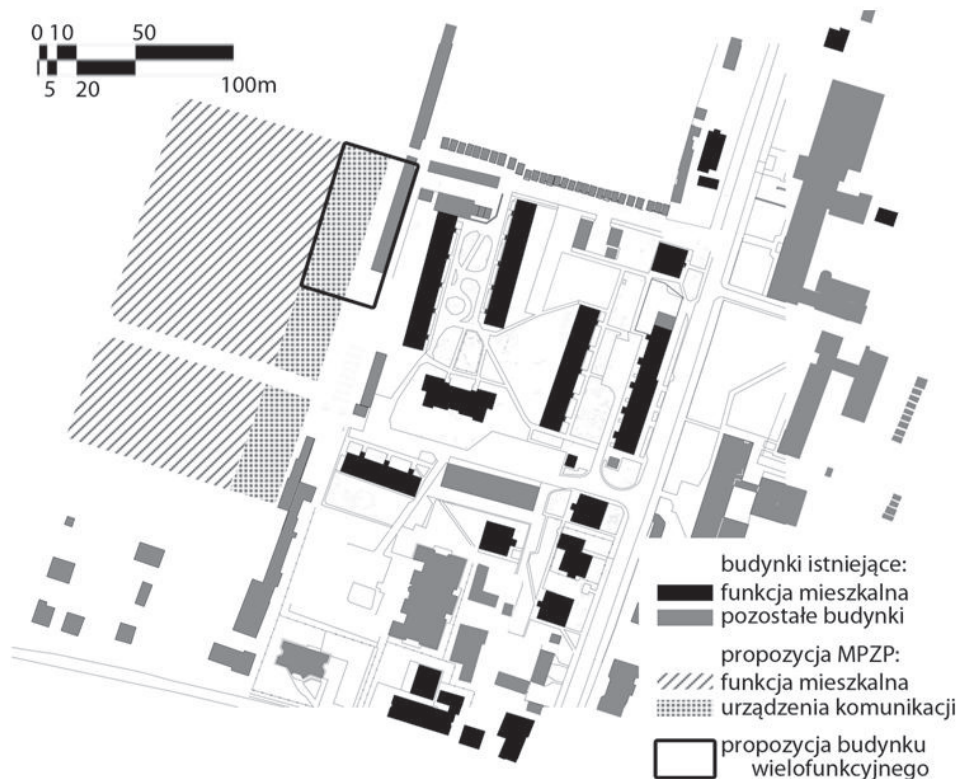
Przed utworzeniem powiatu (w roku 1956) nie istniało w Lipsku budownictwo komunalne. Pierwszy blok w Lipsku wybudowano dopiero w 1957 roku. Głównymi problemami były złe warunki mieszkaniowe, a także zwiększająca się liczba mieszkańców Lipska (w związku z uruchomieniem różnych urzędów i lokalizacją zakładów przemysłowych). W 1968 roku powstała Spółdzielnia Mieszkaniowa, a w 1969 roku powstał pierwszy spółdzielczy blok mieszkalny przy ulicy Zwoleńskiej (obecnie 21).

Kolejne bloki spółdzielcze na osiedlu powstawały w latach 1972 (21A), 1976 (21C), 1977 (21B), 1980 (21D), 1985 (ul. Boczna 4). Budynki 17, 19A, 19 i Boczna 5 były budowane jako bloki zakładowe lub komunalne. [4] Wszystkie budynki mieszkalne posiadają 5 kondygnacji nadziemnych i jedną podziemną. Ich projekty zostały wykonane w Biurze Projektów Budownictwa Ogólnego Miastoprojekt w Kielcach jako projekty typowe do realizacji na terenie województwa kieleckiego.

Obecnie wszystkie bloki na osiedlu są ocieplone. Jednak podczas termomodernizacji nie sprawdzono stanu technicznego budynków. Niesprawdzone zostały łączenia między płytami i stan samych płyt.

3. Istniejące funkcje a miejscowy plan zagospodarowania

Osiedle powstało na północnym skraju miasta i do tej pory jest bardzo dobrze widoczne przy wjeździe do Lipska.



Rys. 1. Wygląd osiedla z wyróżnieniem funkcji mieszkaniowej i wytycznymi MPZP (opracowanie: O. Skoczylas)

Funkcją dominującą osiedla jest funkcja mieszkalna. Jest ona uzupełniona przez funkcję usługowo-handlową zlokalizowaną przy wschodniej granicy osiedla, czyli przy ulicy Zwoleńskiej. Na terenie osiedla znajdują się 3 budynki handlowe (2 z nich to parterowe kioski) oraz sklepy usługowe i handlowe w parterze budynku mieszkalnego przy ulicy Zwoleńskiej.

Na terenie osiedla nie ma miejsc, które skupiałyby mieszkańców ze wszystkich bloków. Dla dzieci jest jeden mały plac zabaw, młodzież spędza czas „za garażami” lub w barach „na mieście”, dorośli i starsi nie spędzają aktywnie czasu poza domem, z nielicznymi wyjątkami, którzy siedzą „przed blokiem” i pilnują dzieci lub po prostu rozmawiają i obserwują otoczenie. Dużym problemem jest emigracja ludzi młodych do większych miast, którzy nie chcą zostawać w mieście bez pracy, perspektyw rozwoju i alternatywy na aktywne i produktywne spędzanie czasu.

4 lipca 2011 roku Rada Miejska w Lipsku uchwaliła miejscowy plan zagospodarowania terenów o funkcji mieszkalno-usługowej, zlokalizowanych w rejonie ulicy Zwoleńskiej rozszerzając funkcję mieszkalną w stronę zachodnią do nowoprojektowanej ulicy klasy lokalnej. W miejscowym planie zagospodarowania nie przewidziano obszarów o funkcjach kulturalnych. [5] Jest to podwojenie obecnej wielkości osiedla, a co za tym idzie, także podwojenie problemu monofunkcji. W tej chwili w blokach jest 365 mieszkań. Zakładając mniejszą intensywność zabudowy nowej części, większe mieszkania i część terenu zabudowaną domami jednorodzinnymi, osiedle powiększy się o ok. 200 – 220 mieszkań.

4. Problemy osiedli monofunkcyjnych

Przykłady zagraniczne pokazują, jak niebezpieczne dla osiedla czy nawet całego miasta jest nie myślenie o osiedlu systemowo, jak o organizmie, który powinien być różnorodny i zapewniać dostęp do różnych funkcji, a tylko jako o maszynie do mieszkania. Monica Schumer-Strucksberg z Wydziału Senatu Berlina ds. Budownictwa, Mieszkalnictwa i Komunikacji twierdzi, że „raz rozpoczęty proces podziału społecznego jest bardzo trudny do zatrzymania nawet przy dużych nakładach finansowych, ma to także wpływ na inwestycje prywatnych inwestorów i obniża konkurencyjność mieszkań w skali miasta.” [6]

Berlin, który jest miastem o znacznej ilości osiedli z wielkiej płyty wprowadził kompleksowy program modernizacji urbanistycznej, by zapobiec degradacji, również społecznej, blokowisk. Za przykład niech posłuży osiedle Hellersdorf. Jeszcze przed zakończeniem jego budowy, zaczęto myśleć o takim jego przekształceniu, by uniknąć problemów pozostałych osiedli prefabrykowanych. Powstały pięcio- i sześciokondygnacyjne budynki usytuowane w ten sposób, by stworzyć podwórza dla kilka bloków. Zostały one symbolicznie nazwane, np. sztuka, ogród, wieś, co miało oddawać ich indywidualny charakter. Zaprojektowano i wybudowano nowe obiekty usług publicznych, przestrzeń wypełniono elementami sztuki, np. rzeźbami. W kwartałach zaprojektowano nowe place zabaw i miejsca spotkań. [7]

Kolejnym, francuskim, przykładem jest osiedle Quai de Rohan w Lorient. Jednolita funkcja osiedla bardzo odbiła się na sytuacji ekonomicznej mieszkańców – poziom bezrobocia sięgał nawet 40%. Po rewitalizacji spadł do ok. 17%. Powstały, oprócz nowych budynków mieszkalnych, żłobek, przychodnia lekarska, budynek klubu i lokale dla spotkań mieszkańców, szkolna biblioteka, ośrodek pomocy wychowawczej i tereny zabaw. Do spadku bezrobocia przyczyniły się również ośrodek kształcenia dla dorosłych i punkt porad prawnych. Dzięki przekształceniom w tkance budowlanej powstały przestrzenie grupowe pomagające mieszkańcom się poznać i zintegrować, a osiedle otworzyło się na ocean. [8]

5. Propozycja budynku wielofunkcyjnego

Na obszarze objętym planem miejscowym zasugerowano¹ budynek wielofunkcyjny (patrz Rys. 1). Planiści przewidzieli w tym obszarze urządzenia komunikacji wraz z garażami, parkingami i stanowiskami mycia ręcznego samochodów osobowych jako przeznaczenie podstawowe. Według autorów referatu jest to zbyt cenne miejsce dla osiedla, by marnować je na urządzenia tego typu. Również przeznaczenie alternatywne, czyli urządzenia infrastruktury technicznej lub mieszkalnictwo wielorodzinne nie będą wykorzystaniem w pełni potencjału tego miejsca.

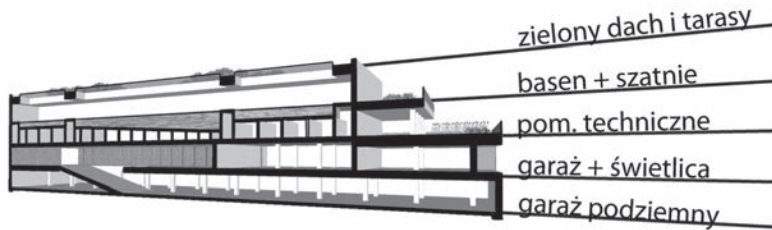
By spełnić wymogi planu miejscowego w obiekcie zostały przewidziane miejsca parkingowe. Zajmują one całą kondygnację podziemną i część pierwszej kondygnacji nadziemnej. Do tego budynku mogłaby zostać przeniesiona część samochodów z blaszanych garaży, a także byłyby miejsca dla pojazdów nowych mieszkańców. Również pewna część miejsc zostałaby przeznaczona na obsługę innych funkcji zlokalizowanych w budynku.

Zaproponowany budynek wielofunkcyjny będzie służył społeczności lokalnej przez ulokowanie w nim świetlicy, w której mieszkańcy mogliby spędzać czas, integrować się,

¹ W pracy dyplomowej, Skoczylas [9]

organizować sobie zajęcia, uczyć się wzajemnie od siebie, zwłaszcza na poziomie wielopokoleniowym. Byłoby też miejsce na zebrania wspólnot mieszkańców czy spotkania mieszkańców z przedstawicielami Spółdzielni Mieszkaniowej.

Wybudowanie basenu (jest to pomysł, który wyszedł od samych mieszkańców [10]), mogłoby podnieść poziom aktywności społeczeństwa. Taki obiekt służyłby też dzieciom i młodzieży z pobliskich szkół oraz mieszkańcom całego miasta, a zapewne również gminy i powiatu. Byłby to jedyny basen w promieniu ok. 30 km.



Rys. 2. Schemat przekroju funkcjonalnego przez budynek (źródło:[9])

6. Podsumowanie

Podjęcie próby rewitalizacji osiedla to podniesienie jakości „obrazu miasta”, a przede wszystkim przestrzeni miejskiej. Działanie powyższe winno być sprzężone z pomysłem sprzyjającym integracji z miejscem zamieszkania. Jednym z głównych pomysłów jest udział mieszkańców w prowadzonych dyskusjach oraz ich partycypacja we współtworzeniu „Architektury interaktywnej” – odbiorca przeistacza się w interaktora, który partycypuje w tworzeniu.

Innowacyjne technologie coraz częściej oddziałują na formę budynku – i to nie tylko na jego konstrukcję czy wyposażenie, ale i na wygląd zewnętrzny. Zapewnienie komfortu użytkownika – poprzez regulację dopływu światła czy ochronę przed wiatrem to nie jedyna ich zaleta - nowoczesne systemy elewacyjne i oryginalne rozwiązania sprawiają bowiem, że elewacje budynków ożywają, zmieniają image i oddziałują na widza. Użytkownik nie jest już biernym obserwatorem – ma możliwość wpływania na obiekt i kształtowania jego elewacji - staje się współtwórcą, a jednocześnie, poprzez identyfikację, nawiązuje z budynkiem osobistą relację.

Jan Wrana [11]

Rewitalizacja osiedli z wielkiej płyty (zarówno od strony jakości technicznej oraz estetycznej tych obiektów - ale również przez wypełnienie osiedla funkcjami dla codziennego aktywnego, poza zawodowego życia) jest powrotem do integracji społecznej - ożywienia życia na osiedlach, procesem powracania odpowiedzialności w relacjach „dobro sąsiedzkich” oraz wielopokoleniowych więzi rodzinnych.

Literatura

- 1 Böhme A., O budowie i synergii wewnątrz urbanistycznych, Monografia, Politechnika Krakowska 1981, s. 5
- 2 Czasy Ludzie Wydarzenia regionalna strona historyczna, Witryna Internetowa, http://lipsko.pl.tl/Lipsko_-_Historia.htm, data dost.03.06.2013
- 3 Barański H., Barańska Cz., Lipsko 1945-1992, Zakład Poligrafii MCNEMT, Radom, 1992

- 4 Informacje uzyskane ustne w Spółdzielni Mieszkaniowej w Lipsku w dniu 31.10.2013 r.
- 5 Uchwała Nr X/62/2011 Rady Miejskiej w Lipsku z dnia 4 lipca 2011 r. w sprawie uchwalenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego dla terenów o funkcji mieszkalno-usługowej, zlokalizowanych w rejonie ulicy Zwoleńskiej w mieście Lipsko
- 6 Strategia berlińska: Doświadczenia przy dalszym rozwoju osiedli zbudowanych w technologii wielkiej płyty Monica Schumer-Strucksberg Str 9- 15 10 W Modernizacja osiedli SARP
- 7 Szczerek E., Rewitalizacja wielkopłytowych osiedli mieszkaniowych szansą na podniesienie jakości przestrzeni miasta. Dobry przykład osiedla Hellersdorf w Berlinie, Czasopismo Techniczne z. 1. Architektura z. 1-A2 (2012) 233-241
- 8 Chmielewski J. M., Mirecka M., *Modernizacja osiedli mieszkaniowych*, wydanie II zmienione, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2007
- 9 Skoczylas O., Rewitalizacja i rozbudowa osiedla z prefabrykatów, praca dyplomowa, promotor: dr inż. arch. M. Sierżewitowska, Politechnika Lubelska 2013
- 10 Wrana J., Skoczylas O., Analiza poziomu życia i oczekiwań mieszkańców osiedli wykonanych w technologii uprzemysłowionej według ich subiektywnej oceny na przykładzie osiedla przy ulicy Zwoleńskiej w mieście Lipsko, referat w trakcie publikacji
- 11 Jan Wrana, Innowacyjna estetyka architektury, Monografia: Nowoczesność w architekturze, Innowacja-Integracja- Identyfikacja, pod red. J. Witeczka, Politechnika Śląska, Gliwice 2013, 61-68.

Revitalization of prefabricated estate in Lipsko - complement the function of the multi-purpose building

Jan Wrana¹, Olga Skoczylas²

^{1,2} *Independent Laboratory of Architecture, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹j.wrana@pollub.pl, ²o.skoczylas@pollub.pl*

Abstract: The article is about the monofunction estate near Zwoleńska street in Lipsko (Poland) and its planned extension. This is a typical prefabricated settlement and article might as well refer to the majority of such housing estates in small towns.

The first chapter is an introduction to the article and the explanation of a given topic. The next chapter introduces the history of the town and estate, closely correlating with the third chapter, in which the current settlement is shown, its features, problems and plans for development. In the fourth chapter, the authors gives the examples of settlements, whose issue was also, inter alia, a monofunction and which were well revitalized, also through adding new features, and therefore their problems declined. Thanks to this brief overview it was possible to propose a multi-function building to the estate, which is described in chapter five. The final chapter contains the summary of the article.

Keywords: concrete slabs, Lipsko, estate, multifunction