

Analiza parametryczna wpływu właściwości materiału zasypowego na nośność sklepień ceglanych

Dr inż. Piotr Krajewski, dr inż. Łukasz Hojdys, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Sklepienia murowe są elementami konstrukcyjnymi, które występują w budownictwie od tysięcy lat. Obecnie wykonywane są one sporadycznie, jednak znaczna ich liczba dotrwała do naszych czasów i jest ciągle użytkowana. Sklepienia wykorzystywane były w budynkach jako konstrukcje przekryć oraz stropów międzykondygnacyjnych, a w obiektach inżynierskich jako główne elementy nośne łukowych mostów murowych. Ze względu na geometrię sklepień do uzyskania płaskiej powierzchni użytkowej konieczne było wypełnienie pach i przykrycie grzbietu sklepienia materiałem zasypowym. W zależności od rodzaju obiektu na zasyпки stosowano materiały o zróżnicowanych właściwościach. Podczas prowadzenia prac remontowych związanych z dostosowaniem obiektów historycznych do współczesnych wymagań użytkowych może zaistnieć konieczność wymiany starego materiału zasypowego na nowy. Powstaje wtedy pytanie, jaki materiał wybrać, aby korzystnie wpłynąć na pracę konstrukcji.

Od lat 90. XX wieku prowadzone są badania doświadczalne oraz analizy obliczeniowe dotyczące wpływu obecności oraz właściwości zasyпки na nośność murowych mostów łukowych [1–6]. Autorzy tych badań wykazali, że obecność zasyпки oraz jej właściwości wpływają istotnie na pracę analizowanych konstrukcji. W przypadku sklepień w budynkach można znaleźć jedynie nieliczne publikacje dotyczące zagadnienia interakcji sklepienia z zasypką [7–13]. Stosując w ocenie sklepień w budynkach

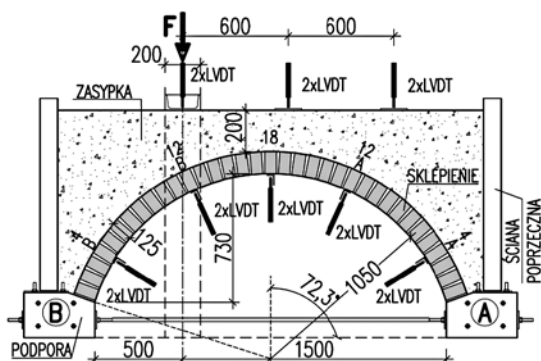
zalecenia bazujące na badaniach mostów łukowych, należy pamiętać o istniejących różnicach konstrukcyjno-materiałowych np. o występujących w budynkach ścianach nośnych w bezpośrednim sąsiedztwie zasypanych sklepień, o zwykle gorszej jakości materiałach stosowanych do wznoszenia budynków i wypełniania pach itp.

W artykule przedstawiono wyniki badań doświadczalnych i symulacji numerycznych prowadzonych na modelach sklepień walcowych z pachami wypełnionymi materiałem zasypowym. W badaniach laboratoryjnych do wykonania zasyпки stosowano keramzyt, tłuczeń granitowy lub piasek. W symulacjach numerycznych rozszerzono spektrum analizowanych przypadków, prowadząc analizę parametryczną dla dodatkowych jedenastu materiałów zasypowych o zróżnicowanej gęstości objętościowej lub kącie tarcia wewnętrznego. Ze względu na niewielką odległość grzbietu sklepienia od ścian poprzecznych ograniczających przemieszczenia zasyпки, zastosowane materiały oraz brak oddziaływań dynamicznych przyjęty model badawczy odpowiada sklepieniu walcowemu w budynku. Głównym celem analiz było zbadanie wpływu gęstości objętościowej oraz kąta tarcia wewnętrznego materiału zasypowego na nośność układu zasyпка-sklepienie.

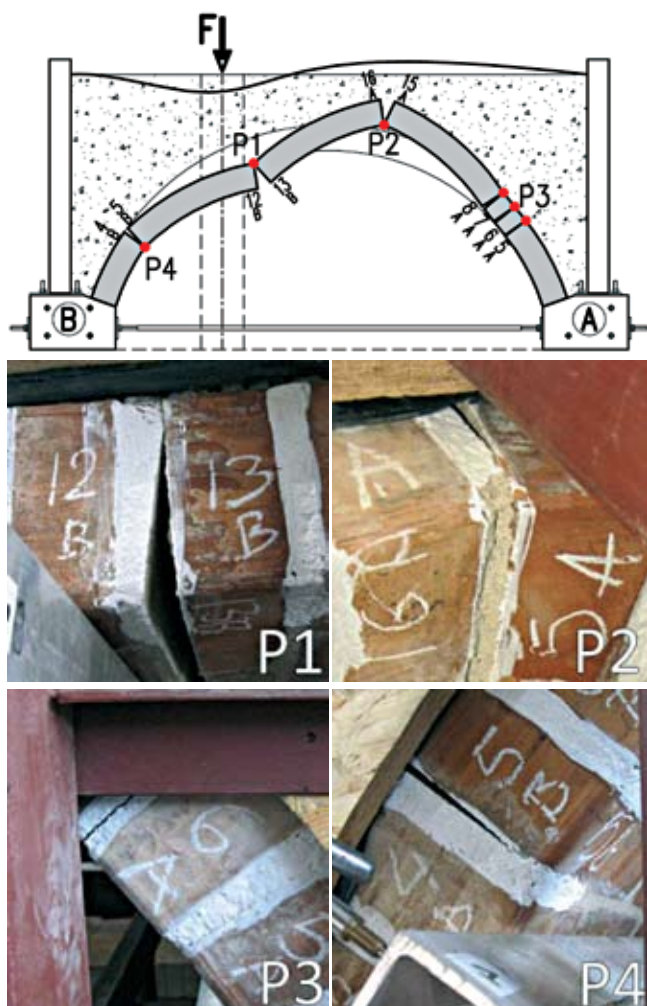
2. Badania laboratoryjne

2.1. Geometria, materiały

Badania doświadczalne prowadzono na 3 pasmach sklepień walcowych o szerokości 1040 mm (4 cegły),



Rys. 1.
Geometria sklepienia, lokalizacja obciążenia (F) i czujników indukcyjnych (LVDT)



Rys. 2. Postać zniszczenia sklepienia SGM

rozpiętości w świetle podpór 2000 mm, promieniu wewnętrznym 1050 mm, strzałce 730 mm i grubości 125 mm (1/2 cegły) – rysunek 1. Łuki murowano z ceramicznej cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Wytrzymałość na ściskanie cegły i zaprawy wynosiła odpowiednio 21,4 N/mm² i 1,1 N/mm². Do zasypania sklepień zastosowano keramzyt (element SKM), tłuczeń granitowy (element SGM) lub piasek (element SPM). W celu zabezpieczenia materiału zasypowego przed wysypianiem

zastosowano żelbetowe ściany poprzeczne oraz ściany podłużne wykonane z płyt OSB lub pleksi usztywnione rusztem z profili stalowych (rys. 1). Wybrane właściwości materiałów zasypowych stosowanych w badaniach zestawiono na rysunku 3.

Obciążenie przykładano w 1/4 rozpiętości łuku do górnej powierzchni zasypki na całej szerokości elementu badawczego. Podczas badań rejestrowano w sposób ciągły przykładane obciążenie, przemieszczenia radialne sklepienia oraz przemieszczenia pionowe górnej powierzchni materiału zasypowego (rys. 1).

Dokładny opis geometrii oraz zastosowanych technik pomiarowych został przedstawiony w pracach [9] [12].

2.2. Wyniki badań doświadczalnych

Wszystkie badane sklepienia zniszczyły się w wyniku przekształcenia konstrukcji w czteroprzegubowy mechanizm (rys. 2). W trakcie badań powstawały kolejne zarysowania, które wraz ze wzrostem obciążenia powiększały się tworząc przeguby mechanizmu. Uzyskane obciążenia niszczące zależały od rodzaju zastosowanego materiału zasypowego i wynosiły: 27.6 kN – SKM, 37.2 kN – SPM i 58.2 kN – SGM (rys. 3).

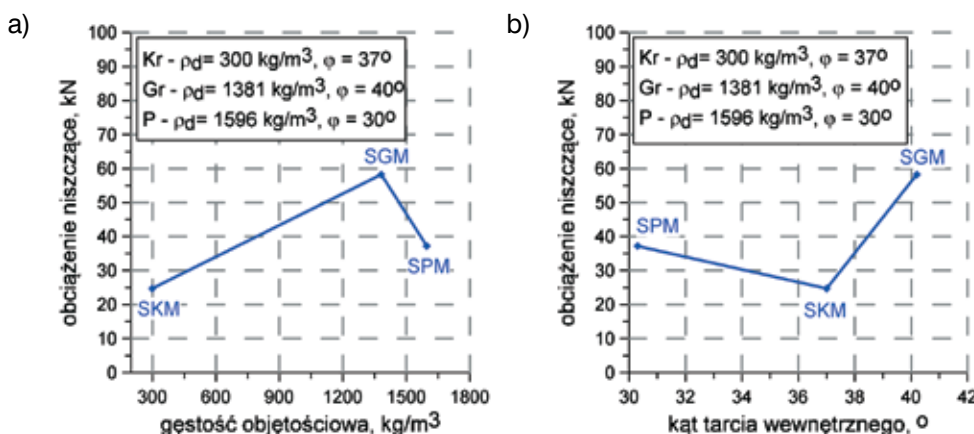
Na podstawie uzyskanych wyników można wnioskować, że właściwości zastosowanych zasypki wpływają istotnie na nośność układu zasypka-sklepienie. Największą nośność uzyskano dla sklepienia zasypanego tłucznem granitowym, tj. materiałem charakteryzującym się największym kątem tarcia wewnętrznego. Najmniejszą nośność uzyskał element z keramzytem, czyli materiałem o najniższej gęstości objętościowej, ale stosunkowo dużym kątem tarcia wewnętrznego.

Ze względu na zróżnicowane właściwości zastosowanych materiałów trudno jest jednoznacznie wskazać, która z podstawowych właściwości, tj. gęstość objętościowa, czy kąt tarcia wewnętrznego ma większy wpływ na nośność badanych elementów (rys. 3).

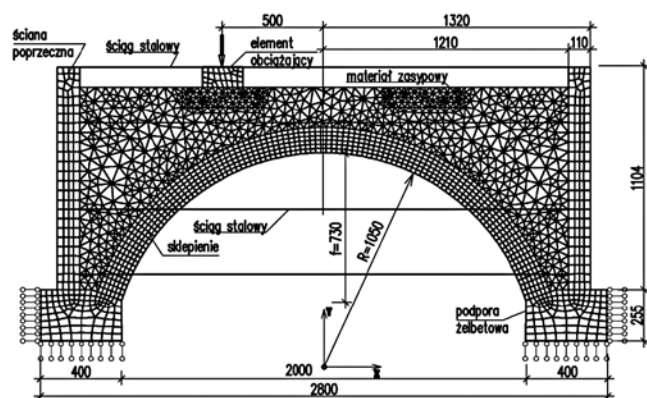
3. Symulacje numeryczne

3.1. Opis modelu

Ze względu na niejednoznaczne wyniki uzyskane w laboratorium badania rozszerzono o dodatkowe analizy



Rys. 3. Wykresy zależności obciążenia niszczącego od:
 a) gęstości objętościowej materiału zasypowego,
 b) kąta tarcia wewnętrznego zasypki. Podane kąty tarcia wewnętrznego badanych materiałów wyznaczano w stanie luźnym

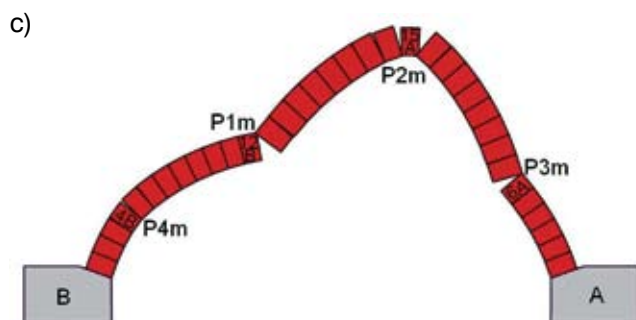
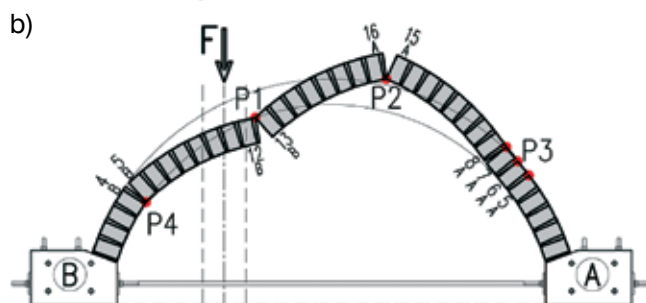
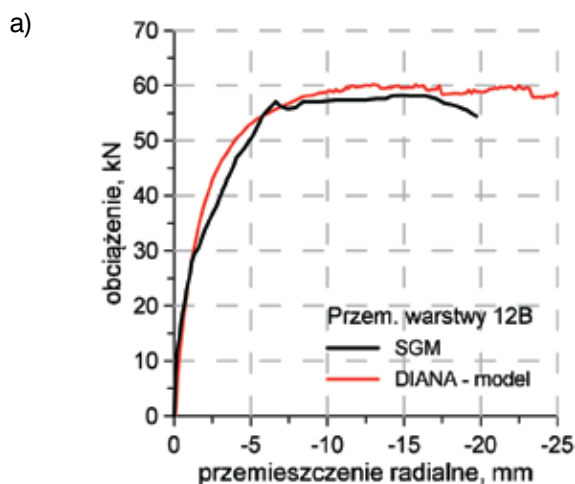


Rys. 4. Model skończenie elementowy przyjęty do analizy MES

z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Głównym celem prowadzonych obliczeń było wyjaśnienie, w jakim stopniu na osiągnięte obciążenia niszczące wpływa zmiana gęstości objętościowej lub kąta tarcia wewnętrznego materiału zasypowego.

Do symulacji numerycznych zastosowano program TNO DIANA umożliwiający prowadzenie analiz w zakresie nieliniowym. Całe zagadnienie zamodelowano w płaskim stanie odkształcenia. Przyjęty do analiz model skończenie elementowy uwzględniał główne elementy stanowiska badawczego, tj. sklepienie murowe wraz z podpórkami żelbetowymi i ścianami poprzecznymi oraz materiał zasypowy na grzbiecie łuku (rys. 4).

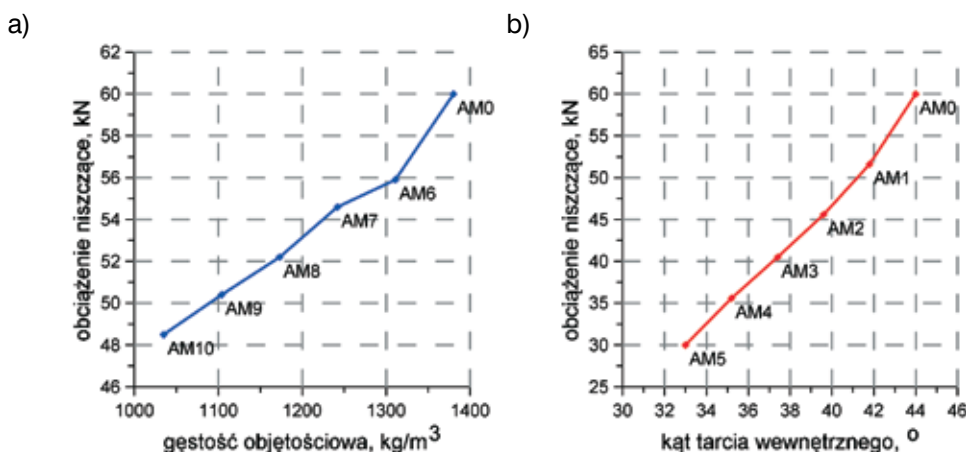
Do opisu muru przyjęto uproszczony mikromodel składający się z liniowo-sprężystych bloków (cegół) o module sprężystości 11000 N/mm^2 i współczynniku Poissona $0,2$ połączonych interfejsem o zerowej grubości uwzględniającym zachowanie się zaprawy oraz właściwości styku cegła-zaprawa [14]. Przyjęcie takiego modelu wymuszało powstawanie uszkodzeń w miejscach, w których zlokalizowane były spoiny, co pozwalało na odwzorowanie postaci zniszczenia obserwowanych w badaniach doświadczalnych sklepiń z zasypką. W obliczeniach dla interfejsu w murze założono: sztywność normalną równą 22 N/mm^3 , sztywność styczną 10 N/mm^3 , wytrzymałość na rozciąganie $0,05 \text{ N/mm}^2$, energię zniszczenia przy rozciąganiu $0,006 \text{ N/mm}$, tangens kąta tarcia wewnętrznego $0,75$, kąt dylatacji 0° , kohezję $0,1 \text{ N/mm}^2$, energię zniszczenia przy ścinaniu $0,01 \text{ N/mm}$, wytrzymałość muru na ściskanie $5,5 \text{ N/mm}^2$, energię zniszczenia przy ściskaniu $1,36 \text{ N/mm}$, względne przemieszczenie plastyczne $0,4$. Materiały zasypowe stosowane w badaniach sklepiń i analizach były gruntami niespoistymi (bez kohezji). W celu zamodelowania takiego materiału przyjęto izotropowy sprężysto-idealnie plastyczny model materiału z powierzchnią plastyczności Mohra-Coulomba. Gęstość objętościową oraz kąt tarcia wewnętrznego dla analizowanych zasypek zestawiono w tabeli 1. We wszystkich symulacjach przyjęto stały moduł sprężystości 90 N/mm^2 , współczynnik Poissona $0,2$.



Rys. 5. Porównanie wyników symulacji MES z badaniami doświadczalnymi SGM: a) wykresy obciążenie-przemieszczenie radialne punktów pomiarowych na warstwie cegieł 12B, b) postać zniszczenia z badań, c) postać uzyskana w obliczeniach MES

Tabela 1. Właściwości materiałów zasypowych zastosowanych w analizach MES oraz odpowiadające im obciążenia niszczące

Materiał zasypowy	Kąt tarcia wewnętrznego $[\circ]$	Gęstość objętościowa $[\text{kg/m}^3]$	Obciążenie niszczące $[\text{kN}]$
AM0	44	1381	60
AM1	42	1381	51.6
AM2	40	1381	45.6
AM3	37	1381	40.5
AM4	35	1381	35.6
AM5	33	1381	30
AM6	44	1311	55.9
AM7	44	1242	54.6
AM8	44	1173	52.2
AM9	44	1104	50.4
AM10	44	1035	48.5



Rys. 6.
Wykresy zależności
obciążenia niszczącego od:
a) gęstości objętościowej
materiału zasypowego,
b) kąta tarcia wewnętrznego
zasypki

Żelbetowe podpory oraz ściany poprzeczne zamodelowano jako liniowo-sprężyste przyjmując w obliczeniach moduł sprężystości 30000 N/mm^2 i współczynnik Poissona 0,2.

Istotnym zagadnieniem w przedstawionym modelu był sposób połączenia zasypki ze ścianami poprzecznymi, sklepieniem i elementem obciążającym. W tym celu zastosowano elementy interfejsowe o zerowej grubości oraz model tarcia Coulomba. Rozwiązanie takie umożliwia wzajemne przemieszczanie się łączonych fragmentów układu konstrukcyjnego oraz ich oddziaływanie na siebie zgodne z przyjętym dla interfejsu modelem fizycznym. W symulacjach przyjęto: sztywność styczną równą $0,04 \text{ N/mm}^3$, sztywność normalną $4,0 \text{ N/mm}^3$, współczynnik tarcia materiału zasypowego o sklepienie i żelbetowe ściany poprzeczne 0,8, tangens kąta dylatacji 0,001 oraz zerową wytrzymałość styku na rozciąganie.

3.2. Wyniki obliczeń MES

W celu sprawdzenia poprawności przyjętego modelu obliczeniowego odtworzono badanie doświadczalne elementu SGM – sklepienia z zasypką z tłucznia granitowego zakładając w modelu MES zmodyfikowane ze względu na prowadzenie obliczeń w płaskim stanie odkształcenia wartości kąta tarcia wewnętrznego [15] (materiał AM0 – tabela 1). Stwierdzono zadowalającą zgodność w zakresie nośności, odkształcalności oraz uzyskanych postaci zniszczenia (rys. 5).

Zweryfikowany powyżej model przyjęto do dalszych analiz parametrycznych mających na celu poznanie wpływu gęstości objętościowej oraz kąta tarcia wewnętrznego kruszywa na nośność układu zasypka-sklepienie. W obliczeniach założono 11 materiałów zasypowych o zróżnicowanych właściwościach (tabela 1). Przyjęto, że elementem porównawczym będzie sklepienie zasypane materiałem AM0. W materiałach AM1 do AM5 zmniejszano kąt tarcia wewnętrznego przy stałej gęstości natomiast w materiałach AM6 do AM10 modyfikowano gęstość przy stałym kącie tarcia wewnętrznego.

Analizowane sklepienia zniszczyły się wskutek przekształcenia w czteroprzegubowy mechanizm przy

zróżnicowanym obciążeniu niszczącym. Uzyskane obciążenia niszczące zależały od przyjętych wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz gęstości objętościowej materiałów zasypowych (tabela 1).

Zmniejszenie gęstości objętościowej lub kąta tarcia wewnętrznego powodowało redukcję obciążenia koniecznego do zniszczenia konstrukcji (rys. 6).

4. Podsumowanie

Na podstawie przedstawionych wyników badań doświadczalnych można stwierdzić, że właściwości zastosowanych materiałów zasypowych, takie jak gęstość objętościowa oraz kąt tarcia wewnętrznego wpływają na nośność układu zasypka-sklepienie. Przeprowadzenie symulacji numerycznych pozwoliło zaobserwować, w jakim stopniu zmiana gęstości objętościowej oraz kąta tarcia wewnętrznego wpływa na nośność sklepien. W badaniach eksperymentalnych największą nośność uzyskano dla tłucznia granitowego, najmniejszą dla keramzytu. Stosowane w doświadczeniach materiały charakteryzowały się zróżnicowanymi właściwościami. Tłuczeń granitowy miał największy kąt tarcia wewnętrznego, piasek cechowała najwyższa gęstość objętościowa, a keramzyt miał najniższą gęstość. Na podstawie eksperymentu nie można było stwierdzić, która z wymienionych wcześniej właściwości materiału zasypowego wpływa w większym stopniu na uzyskane obciążenia niszczące.

Przeprowadzone symulacje numeryczne pozwalają stwierdzić, że nośność sklepien w dużym stopniu zależy od zmiany kąta tarcia wewnętrznego materiału zasypowego, natomiast w mniejszym stopniu uzależniona jest od jego ciężaru objętościowego. Zmniejszenie kąta tarcia wewnętrznego zasypki o 25% (por. materiały AM0 i AM5) zredukowało nośność układu zasypka-sklepienie o połowę, podczas gdy 25% zmniejszenie gęstości objętościowej (por. materiały AM0 i AM10) spowodowało spadek nośności o 19%.

Należy zaznaczyć, że prezentowane badania dotyczyły stosunkowo ograniczonej liczby możliwych przypadków. Przedstawione wyniki oraz wnioski z badań i symulacji

numerycznych mogą stanowić wskazówkę dla inżynierów podczas analiz konstrukcji sklepionych z zasypką. Należy pamiętać, że znalezienie dwóch identycznych sklepiń w istniejących obiektach jest mało prawdopodobne, a nawet niemożliwe. Każdą konstrukcję tego typu należy traktować jako jedyną w swoim rodzaju i prowadzić jak najszerze badania mające na celu poznanie właściwości zastosowanych materiałów oraz historii obiektu, a zwłaszcza historii dotychczasowych remontów, przebudów itp.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Royles R., Hendry A. W., Model tests on masonry arches. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 2. Research and Theory., 91, 1991, s. 299–321
 [2] Fairfield C. A., Ponniah D., Model tests to determine the effect of fill on buried arches. "Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings", 104, 1994, s. 471–482
 [3] Prentice D. J., Ponniah D., Testing of multi-span model masonry arch bridges. Bridge: Assessment Management and Design, s. 169–174, 1994
 [4] Hughes T. G., Davies M. C. R., Taunton P. R., The influence of soil and masonry type on the strength of masonry arch bridges. Arch Bridges. History, analysis, assessment, maintenance and repair., s. 321–330, 1998
 [5] Gilbert M., Smith F. W., Wang J., Callaway P. A., Melbourne C., Small and large-scale experimental studies of soil-arch interaction in masonry bridges. 5th International Conference on Arch Bridges ARCH'07, s. 381–388, 2007

- [6] Callaway P., Gilbert M., Smith C.C., Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges, Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Bridge Engineering, 165 (3), s. 147–157, 2012
 [7] Zając E., Analiza statyczna sklepiń walcowych z uwzględnieniem ich współpracy z zasypką. Inżynieria i Budownictwo, 1:29–32, 1989
 [8] Janowski Z., Hojdys Ł., Krajewski P., Analiza statyczna wpływu zasypki na pracę sklepienia walcowego. Czasopismo Techniczne, 13-B, s. 79–95, 2006
 [9] Krajewski P., Analiza wpływu materiału zasypowego na nośność sklepiń murowych. Praca Doktorska, Politechnika Krakowska, 2010
 [10] Krajewski P., Janowski Z., Wpływ rodzaju materiału zasypowego na pracę sklepiń walcowych, „Czasopismo Techniczne”, 3-B, s. 187–204, 2011
 [11] Hojdys Ł., Kamiński T., Krajewski P., Experimental and numerical simulations of collapse of masonry arches. 7th International Conference on Arch Bridges (ARCH'13), Split-Trogir, Croatia, s. 739–746, 2013
 [12] Krajewski P., Hojdys Ł., Experimental studies on buried barrel vaults, International Journal of Architectural Heritage, DOI:10.1080/15583058.2013.860499 (w druku)
 [13] Hojdys Ł., Krajewski P., Buried vaults with different types of extradados finishes – experimental tests, 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC, 2014, Mexico
 [14] Lourenco P. B.: Computational Strategies for Masonry Structures. Praca doktorska, Delft University of Technology, 1996
 [15] Holtz R. D., Lee W. F., Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls. Raport instytutowy, Department of Civil and Environmental Engineering University of Washington and Washington State Transportation Center (TRAC) University of Washington, 2002

Materiały budowlane na bazie drewna – obecny stan wiedzy i możliwości stosowania

Dr inż. Dorota Kram, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Drewno jako materiał budowlany znany jest człowiekowi, odkąd zaczął

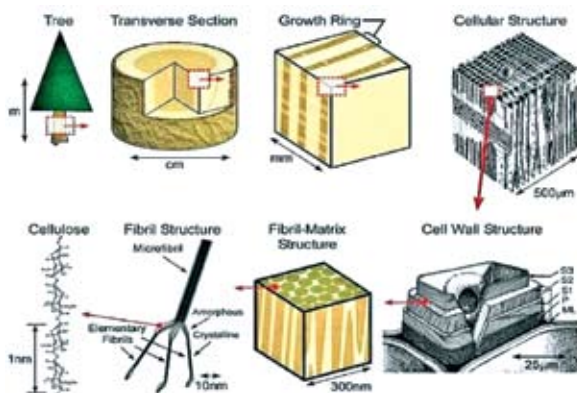
budować własne schronienia. Na przełomie milionów lat nauczyliśmy się go stopniowo obrabiać, by następnie wraz z rozwojem

wiedzy zacząć wnikać w jego strukturę i uporządkowanie, wykorzystując coraz bardziej jego zalety i wyszukując mu coraz to nowsze obszary zastosowań. Z tego też względu drewno nie jest już dziś jedynie prostym w pozyskiwaniu materiałem budowlanym, ale stało się ono dla nas surowcem, materiałem wyjściowym do produkcji innych użytecznych człowiekowi wyrobów. W Polsce materiał ten mimo, że wraca do łask, swoje lata świetności chwilowo ma za sobą, natomiast świat nadal odkrywa go na nowo, dając mu coraz nowsze obszary zastosowań.

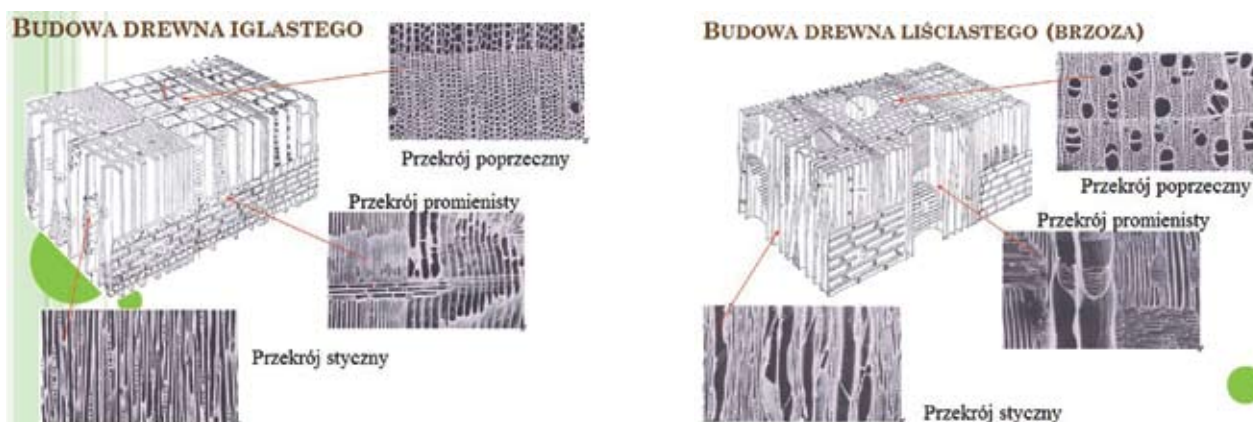
2. Struktura drewna – od ogółu do szczegółu

Mimo że większość z nas postrzega drewno w skali makro, przez pryzmat belki czy kłody, należy na nie dziś spojrzeć nieco odmiennie, dostrzegając jego walory również w skali mikro.

Pod względem technicznym drewno jest naturalnym materiałem kompozytowym o osnowie polimerowej. Ciągłe włókna polimerowe są tu jednoosiowo podłużnie



Rys. 1. Struktura celulozy – od pnia (kłody drewna) po cząsteczkę [5]



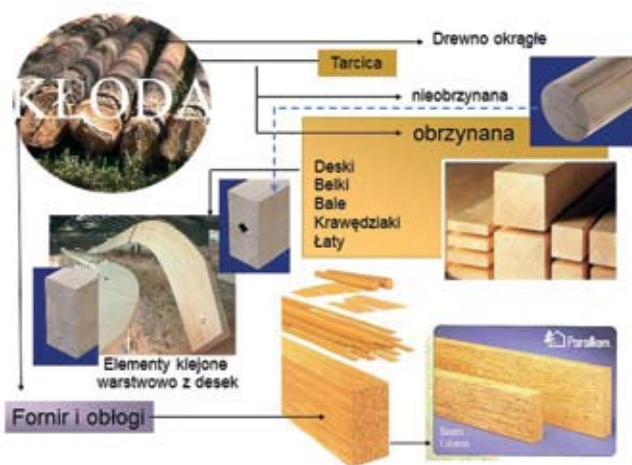
Rys. 2. Różnica w budowie komórek drzew iglastych i liściastych

zorientowanymi komórkami, które nadają temu materiałowi specyficzne anizotropowe właściwości. Anizotropię łatwo dostrzec we właściwościach mechanicznych drewna litego porównując np. wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż (dla klasy C24 – $f_{t,0,k} = 14$ MPa) i w poprzek włókien ($f_{t,90,k} = 0,4$ MPa). Przyczyną tego jest komórkowa budowa tego „żywego organizmu” niewidoczna i nie do uporządkowania w skali makro. Do tego dochodzi jeszcze indywidualizm gatunków botanicznych drzew iglastych i liściastych oraz naturalne wady drewna, jakie mogą powstać lokalnie, np. stwardnienia po gałęziach w postaci sęków. Stopniowe zagłębienie w głąb komórki i rozwój technologii pozwolił na porządkowanie niedoskonałości natury. Z „perspektywy” skali (w jakiej obserwujemy drewno) możemy dziś lepiej zrozumieć właściwości drewna i rozwijać nowe kierunki przetwarzania. Przez długie lata w zakresie zastosowań konstrukcyjnych w budownictwie

dominowały gatunki drzew iglastych (sosna, świerk, modrzew i jodła). Gatunki drzew liściastych znalazły zastosowanie głównie w zakresie wykończenia budynku, chociaż spotykaliśmy mosty z dębiny czy dyble z grochodrzewów. Ten kierunek działania daje się obecnie łatwo wytłumaczyć, kiedy popatrzymy na budowę przyrostów rocznych i samej komórki w nieco innej skali. Przeglądając się uważnie ilustracji struktury celulozy (rys. 1) możemy zrozumieć, dlaczego w doborze elementów na wielkogabarytowe rozwiązania konstrukcyjne przeważa drewno iglaste. Bardziej „uporządkowana” budowa dawała pewniejsze (bezpieczniejsze) rozwiązania. Dziś jednak łamiemy kanony ustanowione przez lata. Gatunki drzew liściastych (czasem nawet drzew owocowych), niegdyś odsunięte od zastosowań konstrukcyjnych z uwagi na swoją budowę, po „uporządkowaniu” ich struktury przebijają się do rozwiązań konstrukcyjnych (rys. 2).

Tabela 1. Przykładowa systematyka materiałów drewnopochodnych w zależności rozdrobnienia włókien i sposobu ich ponownego scalania

	Baza	Produkt/nazwa handlowa	Reprezentatywny ustrój konstrukcyjny	Orientacja włókien kolejnych warstw
Materiały na bazie drewna	drewno lite – jako materiał wyjściowy	Tarcica obrzynana z drewna iglastego lub liściastego w tym modyfikowane np. termicznie ThermoWood	belka np. deski, belki, krawędziaki	równoległe
		klejone i/lub prasowane	drewno klejone warstwowo z desek – GL (z ang. Glulam) BSH (z niem. Brettschichtholz) SWP (z ang. Solid Wood Panel) CLT (z ang. Cross Laminated Timber) – drewno klejone warstwowo w układach ortogonalnych	głównie belka, ale też płyta o pionowych układach spoin
				równoległe
				ortogonalne
	V – fornirowanie	Sklejka	płyta	ortogonalne
		LVL (z ang. Laminated Veneer Lumber) elementy klejone z fornirowu	belka i płyta	ortogonalne jak i równoległe
	S – wióry	LSL (z ang. Laminated strand lumber)	belka	równoległe
		PARALAM PSL (Parallel strand lumber)	belka	równoległe
		OSB (z ang. Oriented strand board)	płyta	podłużnie
	D – włókna, wełna drzewna	Trociny – płyty trocinowe i trocinobetonowe MDF (z ang. Medium Density Fiberboard) Płyty z wełny drzewnej wiązane cementem lub magnezem	płyta	losowo
	kompozyt	WPC (z ang. Wood Polymer Composites)	deska	losowo



Rys. 3. Przykładowe kierunki przetwarzania drewna

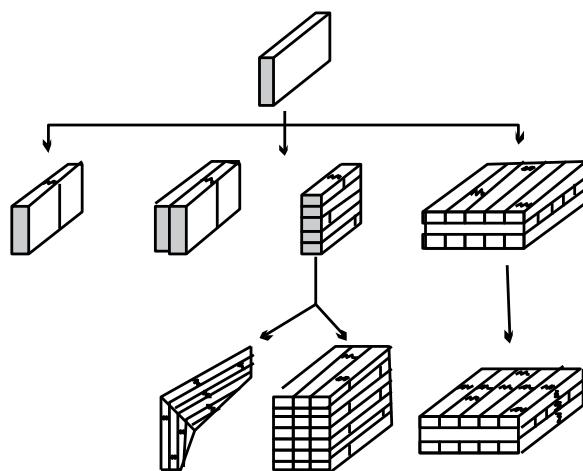
To „porządkowanie” odbywa się poprzez szereg procesów technologicznych m.in. poprzez rozdrobnienie i ponowne scalenie włókien drzewnych.

3. Tworzywa drzewne i materiały drewnopochodne

W wyniku mechanicznej, chemicznej lub termicznej modyfikacji drewna litego lub sklejenia, sprasowania rozdrobnionych fragmentów kłody (desek, fornirów, włókien, trocin lub wełny drzewnej) powstaje tworzywo stanowiące bazę materiałów drewnopochodnych.

Zasadniczo tworzywa drzewne i materiały drewnopochodne, które wykorzystujemy w budownictwie, można pogrupować ze względu na obróbkę drewna, stopień rozdrobnienia i ukierunkowanie włókien (tabela 1).

Zakres zastosowania materiałów drewnopochodnych w budownictwie jest zróżnicowany i zależy od właściwości reprezentowanych przez tworzywo drzewne. Przy tak zróżnicowanych produktach obecnie obowiązująca norma z zakresu projektowania konstrukcyjnego Eurokod 5 (PN-EN-1995-1-1) w stosunku do swojej poprzedniczki PN/B-03150 stała się opracowaniem ogólnych zasad projektowania bez powoływania właściwości mechanicznych. Właściwości te grupowane są w kolejnych normach lub publikowane przez producentów. Normy te stale są poszerzane i porządkowane.

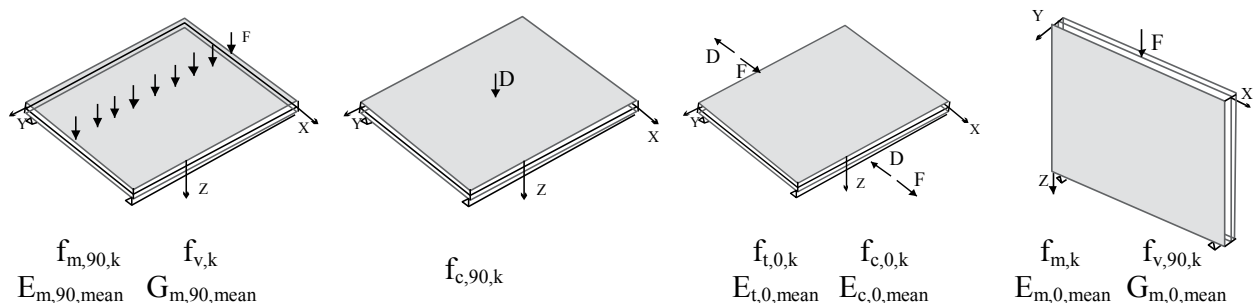


Rys. 4. Elementy klejone warstwowo i drewno lite klejone warstwowo wg [3]

4. Normalizacja materiałów drewnopochodnych dla celów projektowania konstrukcyjnego

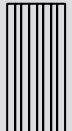
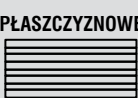
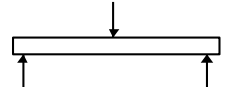
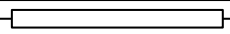
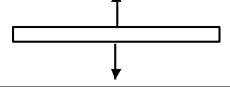
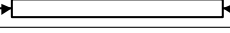
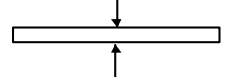
W zbiorach PKN-u znajdziemy około 250 norm z zakresu drewna i materiałów drewnopochodnych. W zależności od naszych potrzeb zawodowych interesujemy się tylko ich wąskim wycinkiem. Jednak kompletowanie tych norm nie jest łatwe, gdyż często się zmieniają. Przykładowo dotychczasowa norma PN-EN 1194:2000 Konstrukcje drewniane – Drewno klejone warstwowo – Klasy wytrzymałości i określenie wartości charakterystycznych została wycofana i zastąpiona bogatszą wersją PN-EN 14080:2013-07 Konstrukcje drewniane – Drewno klejone warstwowo i drewno lite klejone warstwowo – Wymagania, obejmująca nie tylko elementy GL, ale również inne formy elementów klejonych na bazie desek, których ostatni szybki rozwój warunkuje opracowywanie kolejnych norm wspomagających projektowanie.

Znana do tej pory forma drewna klejonego warstwowo GL, o poziomym układzie spoin, wykorzystywana w rozwiązaniach belkowych, została wzbogacona o układy płytowe oraz o poziome spoiny dając inny, bogatszy zakres zastosowania tym produktom i równocześnie korzystniejsze właściwości. W ślad za tym przy doborze właściwości materiałów drewnopochodnych w trakcie projektowania wymaga się od projektanta wiedzy z zakresu



Rys. 5. Oznaczenia wytrzymałości dla elementów płytowych w zależności od kierunku oddziaływania wg [1]

Rys. 6. Oznaczenia cech wytrzymałościowych dla wyrobów LVL [4]

Warunki obciążenia	Ustawienie próbek fornirowanego klejonego warstwowo LVL	
	KRAWĘDZIOWE 	PŁASZCZYZNOWE 
	$f_{m,0,edge}$ $f_{v,0,edge}$	$f_{m,0,flat}$ $f_{v,0,flat}$
	$f_{t,0}$	$f_{t,0}$
	$f_{t,90,edge}$	$f_{t,90,flat}$
	$f_{c,0}$	$f_{c,0}$
	$f_{c,90,edge}$	$f_{c,90,flat}$

technologii, gdyż technologia i ukierunkowanie włókien generują właściwości. W tym zakresie pomagają nam normy definiujące produkt i jego właściwości.

Terminy i definicje dotyczące płyt drewnopochodnych stosowanych w budownictwie zawarte są przede wszystkim w normie *PN-EN 13986 Płyty drewnopochodne do stosowania w budownictwie. Właściwości, ocena zgodności i oznakowanie*. W normie tej uporządkowano szereg definicji, chociaż i one wymagają niejednokrotnie uzupełnienia i wyjaśnienia, zwłaszcza w zakresie właściwości

mechanicznych przy warstwowej pracy płyty.

Dotychczasowa ilustracja, jaką znajdziemy w normie PN/B-03150:2000, przestała nam wystarczać, nie jest już precyzyjna i została wycofana z obecnej wersji normy [1]. Przy bardzo zróżnicowanych płytach taka systematyka byłaby trudna. Dla porównania przedstawiono (rys. 5), jak oznaczano indeksy wytrzymałości dla płyt wg PN/B-03150 oraz LVL.

Ponadto dla elementów płytowych np. przy zginaniu w zależności od ułożenia włókien w warstwach zewnętrznych podawane są dwie wartości wytrzymałości, co dodatkowo komplikuje czytelność dla mniej wtajemniczonych. Dlatego też, tak ważne jest sięganie po normy „materiałowe” przy projektowaniu konstrukcyjnym, a wiedza o technologii i budowie tworzywa pomoże w świadomym podejmowaniu decyzji.

W tabeli 2 zacytowano normy, po które warto sięgnąć przy projektowaniu konstrukcji na bazie drewna i materiałów drewnopochodnych. Część z tych norm, jak np. dla sklejki, to tylko „wytyczne dla producentów” jak należy publikować właściwości mechaniczne. Niestety rzeczywistość na rynku bywa różna i oznaczenia niektórych producentów też.

5. I co dalej?

Różnorodność właściwości tworzyw drewnnych wytycza ich produktom coraz szersze pola zastosowań. Drewno lite miało ograniczoną geometrię, podlegało korozji biologicznej i charakteryzowało się małą odpornością na pożar, losowo pękało, wreszcie występowało tylko w układach belkowych. Nowe technologie tworzą dziś tworzywa z materiału mocno anizotropowego i słabo

Tabela 2. Zestawienie istotniejszych norm dotyczących materiałów drewnopochodnych

Lp	Numer normy	Tytuł normy/Zakres
1.	PN-EN 1438:2002pl	<i>Symbole dla drewna i materiałów drewnopochodnych</i> Zdefiniowano tu symbole do stosowania w dokumentach dotyczących drewna litego i wszystkich materiałów drewnopochodnych.
2.	PN-EN 338:2011pl	<i>Drewno konstrukcyjne – Klasy wytrzymałości</i> W normie tej podano wartości charakterystyczne wytrzymałości i gęstości dla każdej klasy drewna litego iglastego (np. C24) i liściastego (np. D24)
3.	PN-EN 14080:2013-07 n	<i>Konstrukcje drewniane – Drewno klejone warstwowo i drewno lite klejone warstwowo – Wymagania</i> Określono wymagania dotyczące drewna klejonego warstwowo w konstrukcjach nośnych (należy tu rozumieć drewno klejone z desek)
4.	PN-EN 13986:2006pl	<i>Płyty drewnopochodne do stosowania w budownictwie – Właściwości, ocena zgodności i oznakowanie</i> Zdefiniowano płyty drewnopochodne do stosowania w budownictwie i określono ich istotne właściwości
5.	PN-EN 14279+A1: 2009 en	<i>Drewno klejone warstwowo z fornirow (LVL) – Definicje, klasyfikacja i wymagania</i> Podano definicje, klasyfikację oraz określono wymagania dotyczące drewna klejonego warstwowo z fornirow (LVL)
6.	PN-EN 14374:2005pl	<i>Konstrukcje drewniane – Fornir klejony warstwowo (LVL) – Wymagania</i> Określono wymagania dotyczące fornirow klejonego warstwowo do zastosowań konstrukcyjnych.
7.	PN-EN 12369-1:2002pl	<i>Płyty drewnopochodne – Wartości charakterystyczne do projektowania – Część 1: Płyty OSB, płyty wiórowe i płyty pilśniowe</i> Określono dane dotyczące wartości charakterystycznych do stosowania podczas projektowania konstrukcji.
8.	PN-EN 12369-2:2011en	<i>Płyty drewnopochodne – Wartości charakterystyczne do projektowania – Część 2: Sklejka</i> Podano wartości charakterystyczne odnośnie właściwości mechanicznych sklejki (zasady ich oznaczania)
9.	PN-EN 12369-3:2008en	<i>Płyty drewnopochodne – Wartości charakterystyczne do projektowania – Część 3: Płyty z drewna litego</i> Określono dane dotyczące wartości charakterystycznych do stosowania podczas projektowania konstrukcji.



Rys. 7. Deski pomostowe z WPC Wood Polymer Composites [6]

uporządkowanego, materiały budowlane „uporządkowane” i bardziej przewidywalne co do właściwości. Dzięki kolejnym przeobrażeniom drewno z materiału słabo odpornego na korozję biologiczną staje się z jednej strony kompozytem polecanym w środowiskach narażonych na zawilgocenie, z drugiej strony ciekawym materiałem konstrukcyjnym dającym szansę budowania z niezwykle dużym rozmachem.

Przykładem niesamowitego rozmachu i najświeższym marzeniem architektów jest realizacja w Sztokholmie czterech 20-kondygnacyjnych apartamentowców o powierzchni 25 tysięcy m² oraz projekt 32-kondygnacyjnego energooszczędnego biurowca z materiałów powstałych na bazie drewna, który planowany jest na rok 2023 (rys. 8).



Rys. 8. Śmiałe projekty na bazie technologii drewna klejono-warstwowo (budynki 20 i 32 kondygnacyjne) [7]

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN/B-03150:2000pl, Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [2] PN-EN 13986:2006pl, Płyty drewnopochodne do stosowania w budownictwie. Właściwości, ocena zgodności i oznakowanie
- [3] PN-EN 14080:2013-07en, Konstrukcje drewniane – Drewno klejone warstwowo i drewno lite klejone warstwowo – Wymagania
- [4] PN-EN 14374:2005-09pl, Konstrukcje drewniane – Fornir klejony warstwowo (LVL) – Wymagania
- [5] Lindsay P., Eleanor T., Strengthening Construction Materials via Incorporation of Cellulose Nanocrystals: A Sustainable Biomaterial Pittsburgh 2012 – <http://136.142.82.187/eng12/Chair/pdf/4213.pdf>
- [6] Petschek P., Holzbau <http://technikseiten.hsr.ch>, 2010
- [7] Lanz K., Weiteres Holzbau-Großprojekt in Stockholm geplant Holzbau, Austria Fachmagazin für Holzbau und nachhaltige Architektur, nr 4/2015 – <http://www.holzbauaustria.at>

CLT – nowe możliwości dla budownictwa drewnianego

Dr inż. Dorota Kram, inż. Magdalena Stelmach, Politechnika Krakowska

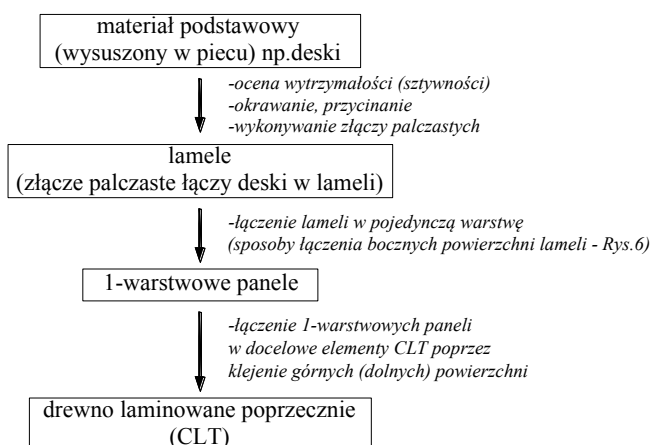
1. CLT – czym właściwie jest?

Skrót CLT (z ang.: Cross Laminated Timber) oznacza, w dosłownym tłumaczeniu na język polski, drewno klejone warstwowo poprzecznie (krzyżowo). Przez to pojęcie rozumie się materiał przeznaczony do produkcji elementów płytowych, tzw. płyt CLT. Płyta ta składa się z nieparzystej liczby warstw desek, zorientowanych wzajemnie prostopadle, przyklejonych jedna do drugiej (rys. 1, 3). Proces produkcji elementów CLT (rys. 2) otwiera pozyskanie surowych desek tartacznych, o odpowiedniej wilgotności, wytrzymałości i jakości wizualnej. Niektórzy producenci rozróżniają klasę jakości wizualną, charakteryzującą się odpowiednim doбором desek na powierzchnię zewnętrzną tak, aby gotowe elementy mogły być stosowane bez zakrywania ich warstwami



Rys. 1. Płyta CLT (3- i 5-warstwowa) [8]

wykończeniowymi oraz klasę konstrukcyjną. Gotowe deski łączone są złączami klinowymi w długie lamele o odpowiednio wyprofilowanych powierzchniach bocznych, w celu dalszego połączenia ich w pojedyncze warstwy. Na koniec, pojedyncze warstwy przyklejane

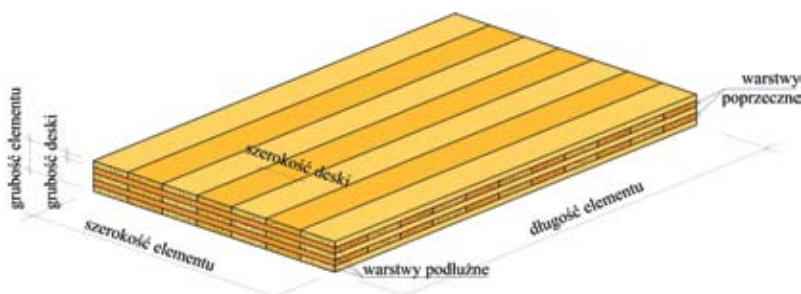


Rys. 2. Etapy procesu produkcji elementów z CLT [3]

są jedna do drugiej w układzie ortogonalnym, tworząc quasi-sztywne połączenie [1, 2]

Gotowe płyty CLT składają się z warstw podłużnych i poprzecznych. W elementach ściennych warstwy podłużne zorientowane są równoległe do działającej siły, z kolei w elementach stropowych i dachowych równoległe do rozpiętości przęsła. Na warstwy podłużne stosuje się przeważnie drewno wyższych klas (C24 i wyższe). Z kolei na warstwy poprzeczne – drewno klasy C16 i wyższe [1, 2].

Pojedyncze deski tworzące płyty CLT mają grubość od 10 do 50 mm i szerokość od 60 do 240 mm. Gotowe elementy płytowe osiągają szerokość od 0,6 do 5 m,



Rys. 3. Płyta CLT – charakterystyczne wymiary

długość do 18 m i grubość do 400 mm (poszczególne wymiary mogą różnić się w zależności od konkretnego producenta) [1].

2. Zakres zastosowania

Płyty CLT znajdują zastosowanie jako tarcze ścienne, płyty stropowe oraz płyty dachowe. W przypadku elementów ściennych włókna zewnętrznych warstw desek zorientowane są równoległe do działających sił pionowych, z kolei w płytach stropowych i dachowych – zgodnie z kierunkiem rozpiętości przęsła (głównego kierunku pracy) [1].

W polskojęzycznej literaturze technicznej z zakresu

budownictwa nie ma informacji na temat płyt z drewna klejonego warstwowo poprzecznie. Głównym źródłem informacji są tylko reklamowe strony internetowe producentów rozpoczynających realizację w Polsce projektów w zakresie konstrukcji z CLT. Podstawowe informacje na temat płyt CLT można znaleźć w literaturze anglojęzycznej [1, 3] i niemieckojęzycznej [4, 6]. Niestety do dziś sposoby podejścia do projektowania i wymiarowania konstrukcji z drewna klejonego warstwowo poprzecznie przedstawione są jedynie w publikacjach zagranicznych uczelni technicznych, w normach niemieckich oraz pre-normie prEN 16351:2012.

3. Podstawy projektowania

3.1. Właściwości mechaniczne i wymiarowanie

W tabeli 1 przytoczono wartości właściwości mechanicznych płyt CLT podawane przez producenta za Europejskimi Aprobatami Technicznymi. Warto zauważyć, że nie różnią się one od podanych w normie PN-EN-338 dla konstrukcyjnego drewna litego. Ze względu na specyfikę drewna klejonego w warstwach ortogonalnych konieczne jest poszerzenie danych o ścinanie „tarczowe” (po przyroście rocznym – ang. rolling shear) ($f_{r,k}$) wynikające ze ścinania między poszczególnymi warstwami (rys. 4). Drugim parametrem charakterystycznym materiału dla analizowanych płyt jest moduł odkształcenia postaciowego $G_{r,mean}$.

Zasady wymiarowania elementów z CLT są analogiczne jak w przypadku tradycyjnych konstrukcji drewnianych. Na etapie określania charakterystyk geometrycznych przekroju, a także w trakcie dalszego wymiarowania bardzo istotne jest uwzględnienie anizotropii drewna. Cechą odróżniającą CLT od drewna litego, jak i od drewna klejonego warstwowo GL (gdzieśniedzie GLT), jest poprzeczny układ warstw. Anizotropia drewna sprawia, iż cecha ta jest niezwykle istotna, ponieważ wytrzymałość drewna i sztywność elementu są różne w zależności od kierunku ułożenia włókien (a więc zmieniają się na wysokości przekroju poprzecznego elementu).

Przy obliczaniu sztywności na zginanie można – w celu uproszczenia – nie uwzględniać udziału warstw poprzecznych. Dla drewna klejonego warstwowo poprzecznie charakterystyczny jest rozkład naprężeń normalnych i stycznych na wysokości przekroju (rys. 5). Rozkład naprężeń z kolei rzutuje na nieprzypadkową orientację



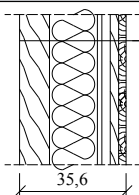
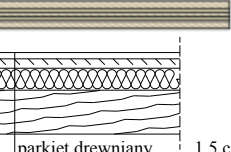
Rys. 4. Efekt przekroczenia wytrzymałości na ścinanie tarczowe (rolling shear) [7]

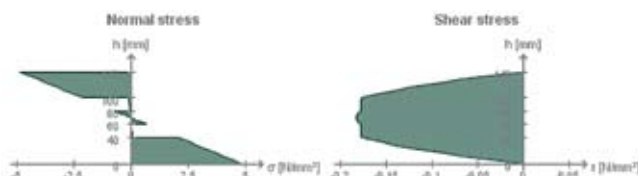
Tabela 1. Wartości charakterystyczne właściwości wytrzymałościowych i sprężystych elementów CLT (niem. BBS) oferowanego przez firmę Binderholz [6]

		Klasa wytrzymałości płyt	
		C16	C24
Wartości charakterystyczne wytrzymałości			
zginanie	$f_{m,k}$	12	18
rozciąganie	$f_{t,0,k}$	10	14
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4
ściskanie	$f_{c,0,k}$	17	21
	$f_{c,90,k}$	2,2	2,5
ścinanie	$f_{v,k}$	1,8	2,5
ścinanie tarczowe	$f_{r,k}$	0,7	
Właściwości sprężyste			
średni moduł sprężystości wzdłuż włókien	$E_{0,mean}$	8000	11000
średni moduł sprężystości w poprzek włókien	$E_{90,mean}$	270	370
średni moduł odkształcenia postaciowego	G_{mean}	500	690
średni moduł odkształcenia postaciowego przy ścinaniu tarczowym	$G_{r,mean}$	50	

włókien warstw zewnętrznych płyt zginanych i tarcz poddanych ścinaniu, jak również zwiększenie grubości warstw zewnętrznych elementów zginanych. Szczegółową procedurę wymiarowania elementów z CLT przedstawiono w pracach [1, 5, 7]. Rozważano tam tarczę ścienną oraz płytę stropową.

Tabela 2. Zalety drewna CLT [5]

Ilustracja	Analizowana cecha, komentarz
 płyta CLT 10 cm płyta termoiz. z wł. drzewnego 16 cm STEICOtherm płyta pilśniowa bitumowana 1,5 cm STEICOphallex łaty poziome 2,8 cm łaty pionowe 2,8 cm deskowanie 2,5 cm	Bardzo dobra izolacyjność termiczna – w wyniku obliczeń otrzymano współczynnik przenikania ciepła U przegrody zewnętrznej o sumarycznej grubości 35,6 cm na poziomie: $U = 0,183 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ <i>*ilustracja: przekrój przez projektowaną ścianę zewnętrzną [5]</i>
	Stosunkowo wysoka ognioodporność – warstwa konstrukcyjna projektowanej ściany zewnętrznej o grubości 10 cm, przy jednostronnym działaniu pożaru, jest w stanie spełniać funkcje nośne przy maksymalnym czasie trwania pożaru równym 100 minut
	Zwiększona zdolność przenoszenia obciążeń w płaszczyźnie płyty – projektowana płyta ścienna: 5-warstwowa, o grubości każdej z warstw równej 20 mm (grubość całkowita: 10 cm) – maksymalne wyężenie wymiarowanej płyty CLT: $\eta_{mxy,v} = 41,7\%$ (ścinanie w płaszczyźnie płyty) <i>*ilustracja: projektowana płyta ścienna (widok z programu CLTdesigner)</i>
 parkiet drewniany 1,5 cm klej do parkietu gładź wyr. samopoziomująca wylewka cementowa 3 cm instalacje/EPS 100 4 cm STYROFLEX 3 cm płyta CLT 14 cm	Zwiększona zdolność przenoszenia obciążeń prostopadle do płaszczyzny płyty 5-warstwowa projektowana płyta stropowa: grubość każdej z warstw wewnętrznych: 20 mm, grubość każdej z warstw zewnętrznych: 40 mm (grubość całkowita: 14 cm) – maksymalne wyężenie wymiarowanej płyty CLT: $\eta_m = 38,2\% \text{ (SGN: zginanie)}$ $\eta_v = 39,6\% \text{ (SGN: ścinanie)}$ $\eta_w = 70,5\% \text{ (SGU: ugięcia)}$ <i>*ilustracja: góra: projektowana płyta stropowa (widok z programu CLTdesigner) dół: przekrój przez projektowany strop nad parterem [5]</i>

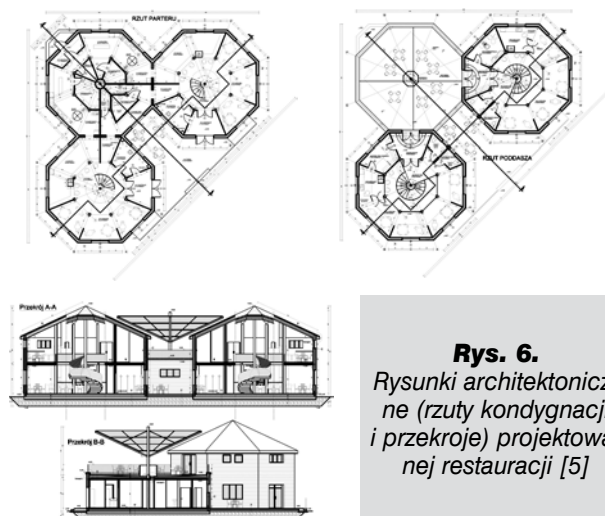


Rys. 5. Charakterystyczne dla CLT kształty rozkładów naprężeń normalnych (lewa strona) i stycznych (prawa strona) na wysokości elementu, widok z programu CLTdesigner [1]

3.2. Walory i cechy użytkowe

Główną ideą obróbki drewna, między innymi przy produkcji płyt CLT jest eliminacja niekorzystnych cech charakteryzujących przetwarzany materiał (jakim jest drewno) przy jednoczesnym maksymalnym wykorzystaniu jego atutów. I tak przy produkcji elementów z drewna klejonego warstwowo poprzecznie, otrzymany w wyniku obróbki materiał charakteryzują [3,4]:

- a) cechy związane z „masywnością” materiału:
- bardzo dobra izolacyjność termiczna i akustyczna,
 - stosunkowo wysoka ognioodporność sięgająca nawet 120 minut (REI 120),
- b) cechy związane z prefabrykacją elementów produkowanych z drewna CLT:
- łatwość i szybkie tempo wznoszenia konstrukcji,
 - czysta i sucha technologia wykonywania obiektów,
- c) cechy wynikające z wykorzystania drewna jako materiału do produkcji elementów:



Rys. 6.
Rysunki architektoniczne (rzuty kondygnacji i przekroje) projektowanej restauracji [5]

- lekkość konstrukcji (szczególnie istotna przy modernizacji i nadbudowach obiektów),
- znaczna pojemność cieplna i wilgotnościowa, zwiększające komfort użytkowania budynków,
- d) konsekwencje poprzecznego ułożenia warstw:
 - zmniejszone pęcznienie i skurcz drewna w płaszczyźnie płyty,
 - zwiększona zdolność przenoszenia obciążeń, zarówno w płaszczyźnie jak i prostopadle do płaszczyzny płyty,
 - stabilność wymiarowa elementów,
 - dowolność rozmieszczania otworów i całkowite rozdzielanie funkcji konstrukcyjnej i izolacyjnej (w porównaniu do szkieletowych technologii wznoszenia budynków z drewna).

Przykłady konkretnych aspektów projektowych zostały przedstawione w tabeli 2 na podstawie pracy [5]. W pracy tej dostrzeżono szereg zalet charakteryzujących analizowany materiał. Bogata forma architektoniczna zaprojektowanego budynku (rys. 6) świadczy o praktycznie całkowitej dowolności w kształtowaniu formy obiektów wykonanych w technologii CLT. Z kolei wyniki wymiarowania poszczególnych elementów konstrukcyjnych (niskie wyężenie materiału przy zastosowaniu niewielkich przekrojów elementów) wskazują na znaczny potencjał drewna klejonego warstwowo poprzecznie zarówno



Rys. 7. Przykłady nietypowych obiektów o konstrukcji z płyt z CLT, od lewej: turbiny wiatrowe (Niemcy), Snail Shell Tower (Austria), budynek Uniwersytetu Anglii Wschodniej (Wielka Brytania) [9]

w budownictwie niskim jak i przy projektowaniu obiektów wielokondygnacyjnych.

4. Podsumowanie

Drewno klejone warstwowo poprzecznie jako stosunkowo nowa koncepcja konstrukcyjna jest przedmiotem ciągłych badań mających na celu stworzenie jednolitych zasad obliczania i wymiarowania konstrukcji wykonanych w technologii CLT. Nie ulega jednak wątpliwości, że technologia ta ma wiele zalet, wśród których szczególnie podkreślić należy:

- wysoką izolacyjność termiczną i akustyczną,
 - czystą, prostą, suchą i szybką technologię wznoszenia obiektów na skutek prefabrykacji elementów,
 - znaczną pojemność cieplną i wilgotnościową, które zwiększają komfort użytkowania budynków,
 - wysoką zdolność do przenoszenia obciążeń zarówno w płaszczyźnie jak i prostopadle do płaszczyzny płyty.
- Powyższe cechy sprawiają, że technologia ta staje się poważnym konkurentem dla powszechnie stosowanych materiałów budowlanych.

Ze względu na wynikający z naturalności materiału wysoki komfort użytkowania budynków oczywistym docelowym obszarem zastosowania są budynki przeznaczone na stały bądź czasowy pobyt ludzi, a więc budynki mieszkalne, biurowe czy użyteczności publicznej. Ze względu na wysoką zdolność płyt do przenoszenia obciążeń, dodatkowym obszarem zastosowania stają się obiekty kubaturowe oraz przemysłowe.

Drewno klejone warstwowo poprzecznie (CLT) jest materiałem, który ma szansę zmienić dotychczasowe spojrzenie na samo drewno jak i na prefabrykację usprawniającą realizację obiektu. Z uwagi na omówione walory technologia ta znalazła już zastosowanie w wielu nietypowych obiektach budowlanych (rys. 7), pokazując spore jej możliwości.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CLT Handbook, FPIInnovation 2011
- [2] Augustin M., Podręcznik 1: Konstrukcje drewniane, Rozdział 6: Panele drewnopochodne, Projekty Pilotażowe Leonardo da Vinci 2008
- [3] Brandner R., Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art Report 2013
- [4] Świadectwo zgodności z normą EN 13501-2 Klasyfikacja ognio-wa wyrobów budowlanych i elementów budynków, wydanej przez Holzforschung Austria na czas październik 2011 do październik 2016 dla produktu CLT – <http://www.clt.info/wp-content/uploads/2013/04/11.10.04-Klassifizierung-Wand-REI-120-kurz1.pdf>

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [5] Magdalena Stelmach Projekt architektoniczno-budowlany restauracji w technologii CLT – wybrane fragmenty Praca inżynierska, Politechnika Krakowska, Kraków 2014
- [6] http://www.binderholz.com/fileadmin/PDF/Services_Kontakt/Videos_Download/Pr%C3%BCfzeugnisse_Zulassungen/BBS_Englisch/BBS_European_Technical_Approval_ET-06-0009.pdf
- [7] Design of CLT in Europe, Geir Glasø, Norsk Treteknisk Institutt http://www.cecobois.com/pdf/CLT/9-Design_of_CLT_in_Europe%28Glaso%29.pdf
- [8] <http://www.gandelligroup.com/strutture+in+xlam?lang=en>
- [9] <http://www.clt.info/en/projekte/>

Synteza zagadnień technicznych w rewitalizacji budynków wielkopłytowych

Dr hab. inż. Wiesław Ligęza, prof. PK, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Większość zasobów mieszkalnych w Polsce znajduje się w budynkach prefabrykowanych, które są integralnym elementem rewitalizowanych obszarów w miastach i wymagają synergicznych działań adekwatnych do stopnia ich zużycia materialnego i niematerialnego. Zużycie materialne determinuje zakres koniecznych robót remontowych określonych bezpieczeństwem użytkowania oraz współczesnymi wymaganiami z uwagi na zmniejszenie zużycia energii. Natomiast zużycie niematerialne (społeczne) wskazuje na potrzebę modernizacji architektonicznej lokali mieszkalnych oraz bryły budynku, która istotnie wpływa na poprawę jakości życia w wielkich osiedlach – „blokowiskach”. Zakres tych prac jest determinowany aktualnym stanem technicznym budynków ze szczególnym uwzględnieniem skutków budowlanych wad wykonawczych/montażowych i eksploatacyjnych, wad projektowych i wykonawczych przy realizacji docieplenia oraz społecznych potrzeb modernizacji funkcjonalnej lokali mieszkalnych. Wszystkie te działania są w Polsce ograniczone uwarunkowaniami prawnymi oraz ekonomicznymi, które są obecnie przedmiotem dyskusji do założeń rządowej ustawy o rewitalizacji (rząd RP przyjął założenia ustawy o rewitalizacji – źródło: MliR, 2015-03-25).

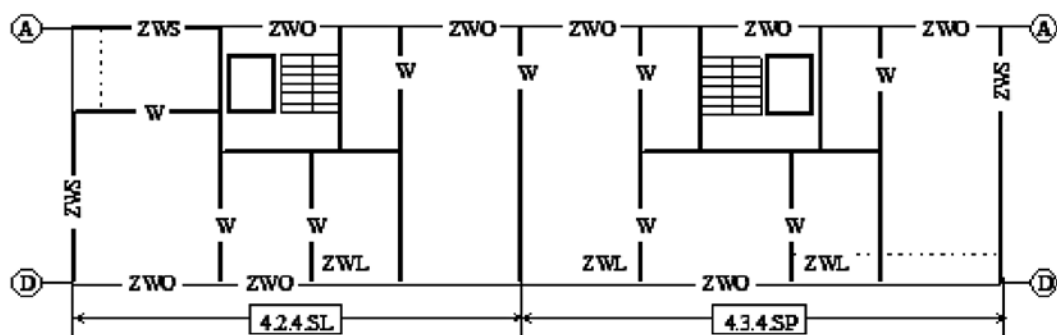
W tym artykule ograniczono się do przedstawienia syntezy wybranych technicznych problemów rewitalizacji implikowanych skutkami: budowlanych wad montażowych i eksploatacyjnych, wad projektowych i wykonawczych przy docieplaniu budynków oraz społecznymi potrzebami modernizacji funkcjonalnej lokali mieszkalnych. Analizy i wynikające z nich wnioski obejmują zagadnienia

remontowe w świetle: potencjalnych uszkodzeń w konstrukcyjnych złączach (pionowych i poziomych) i połączeniach warstw w ścianach trójwarstwowych, wymagań modernizacji funkcjonalnej oraz skuteczności termomodernizacji w aspekcie źle wykonanego ocieplenia. Podstawowym kryterium w przedstawionych rozwiązaniach jest wykluczenie lub zminimalizowanie robót budowlanych w przestrzeni mieszkalnej.

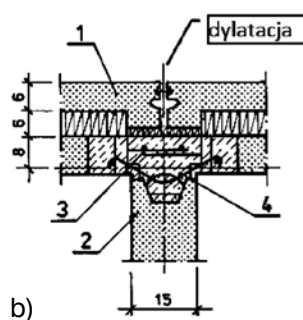
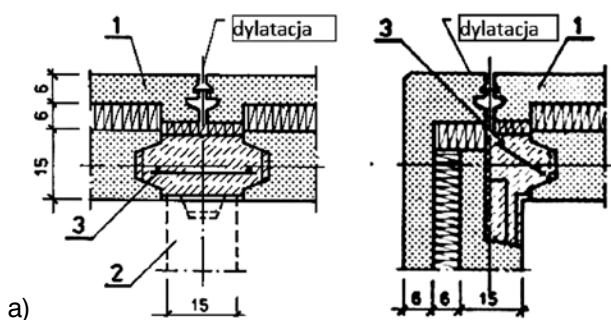
Zagadnienia te rozważono na przykładzie konstrukcji budynków wielkopłytowych, wykonanych w systemach W-70, Wk-70 (rys. 1), składających się z prefabrykowanych ścian jednorodnych nośnych (W), ścian trójwarstwowych nośnych (ZWS) i osłonowych (ZWO), płyt stropowych (S). W analizach uwzględniono konstrukcję (rys. 2 i 3) i jakość wykonania złącz pionowych i poziomych oraz model zespolenia warstw elementów ściennych (rys. 4).

2. Zagadnienia remontowe w świetle uszkodzeń w złączach

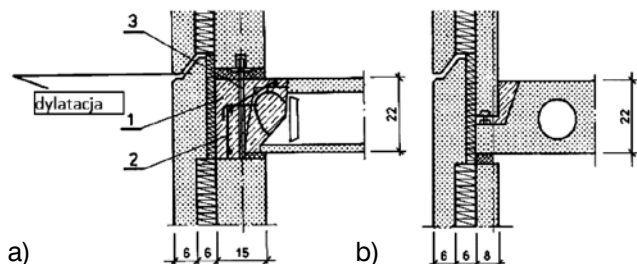
Przyjmuje się, że w polskich zasobach mieszkalnych z wielkiej płyty istnieją budynki bez uszkodzeń, jak również budynki, w których występują uszkodzenia złącz wymagające naprawy lub wzmocnienia. Analiza wyników własnych badań „in situ” budynków wielkopłytowych eksploatowanych przez kilkanaście lat wykazała, że ich stan techniczny zależy od jakości wykonania [10, 19]. Aktualnie można przyjąć, że po wieloletniej ich eksploatacji ujawniły się wszystkie wady wykonawcze stanowiące potencjalne zagrożenia awarią i stany te zostały już zlikwidowane [20, 25]. A zatem obecnie możemy mieć do czynienia tylko z budynkami, w których mogą występować uszkodzenia niezagrożające bezpieczeństwu konstrukcji



Rys. 1.
Przykład układu elementów prefabrykowanych w konstrukcji budynku wielkopłyтового

**Rys. 2.**

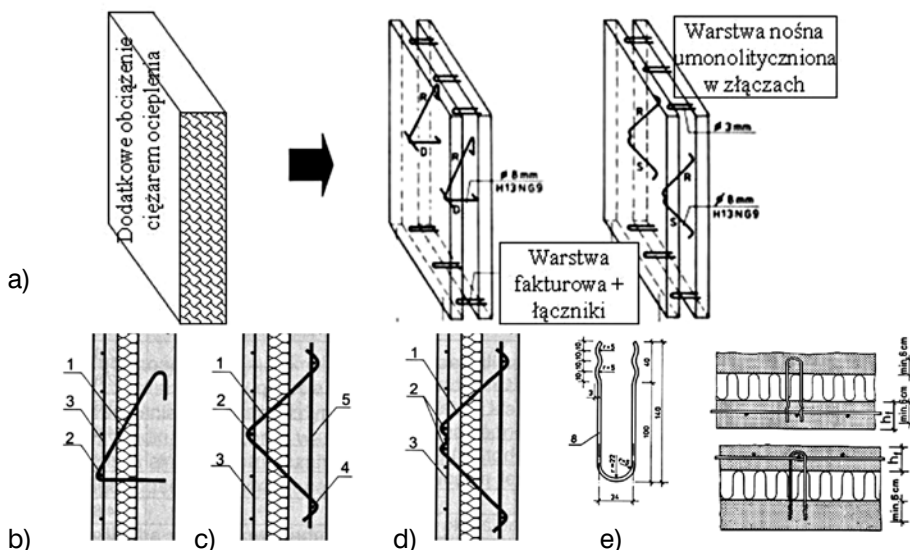
Połączenie warstw nośnych w złączach pionowych i dylatacja warstwy fakturowej: a) złącza ZWS+ZWS w ścianach nośnych, b) złącza ZWO+W+ZWO ściany nośnej W ze ścianami osłonowymi ZWO; 1 – warstwa fakturowa, 2 – ściana nośna W, 3 – siatka zbrojenia pionowego, 4 – kłamy



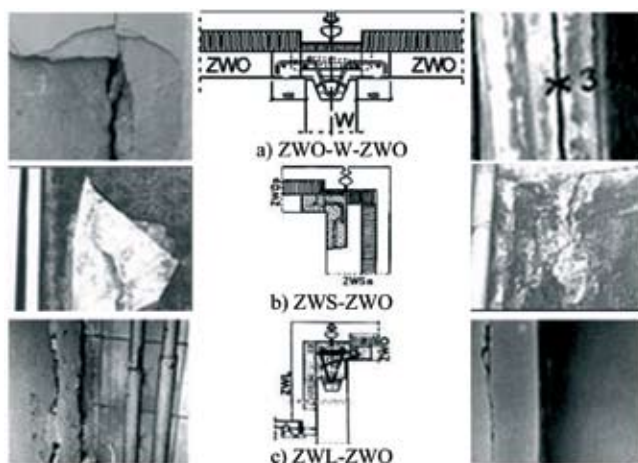
Rys. 3. Złącza poziome ścian zewnętrznych i dylatacja warstwy fakturowej: a) ścian nośnych ZWS i stropu S, b) ścian osłonowych ZWO i stropu S; 1 – beton, 2 – siatka zbrojenia poziomego, 3 – śruba rektyfikacyjna

nośnej budynku, a jedynie bezpieczeństwu ich użytkowania. Uszkodzenia te są najczęściej skutkiem niewłaściwej produkcji elementów oraz wad wykonawczych, jak również niewłaściwym eksploataowaniem i utrzymaniem budynków [2, 11, 12, 18, 19, 21, 23, 24]. Skutkiem wad wykonawczych i/lub eksploatacyjnych są dwa charakterystyczne typy uszkodzeń:

- a) uszkodzenia/zarysowania w złączach pionowych – wady wykonawcze w czasie montażu budynku (rys. 5),
- b) uszkodzenia w złączach poziomych w strefie nadproża okien z jednoczesnym „wypchnięciem” ściany na zewnątrz budynku wskutek niepotrzebnej iniekcji szczeliny dylatacyjnej pomiędzy stropem a górną krawędzią

**Rys. 4.**

Połączenia między warstwą nośną a warstwą fakturową w ścianach ZWS i ZWO: a) model połączenia warstw łącznikami wiotkimi (wieszaki + szpilki), b) wieszak z ukośnym ramieniem rozciągającym, c) wieszak „jednogarnbny”, d) wieszak „dwugarnbny”, e) szpilki; 1) wieszak, 2) przetyczka kotwiąca wieszak w warstwie fakturowej, 3) siatka zbrojeniowa warstwy fakturowej, 4), 5) pręt kotwiący wieszak w warstwie nośnej



Rys. 5. Przykłady zarysowania wskutek wad wykonawczych w złączach pionowych

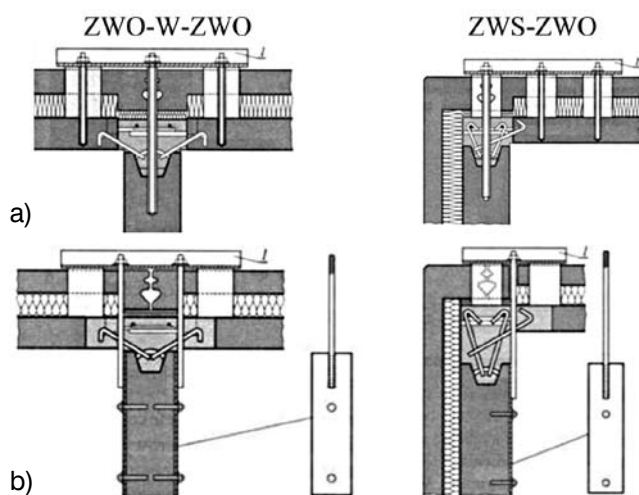
zastosowanie mechanicznego wzmocnienia (rys. 7), które jest zależne od jakości betonu w ścianie wewnętrznej (W).

Rozwiązanie alternatywne wzmocnienia minimalizujące destrukcję warstwy fakturowej oraz lokalny mostek termiczny przedstawiono na rysunku 8a. W przypadku uszkodzeń lokalnych w budynkach nieocieplonych lub ich ujawnieniu się po ociepleniu budynku wzmocnienie złącz można wykonywać od wewnątrz budynku za pomocą blach kątowych mocowanych śrubami rozporowymi (rys. 8b).

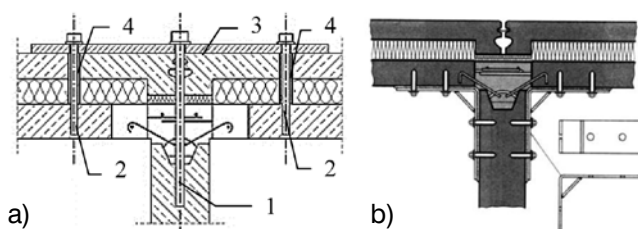
3. Zagadnienia remontowe w świetle „zakrytych” wad połączenia warstw w ścianach trójwarstwowych

Wady wykonawcze w połączeniach warstwy fakturowej z warstwą nośną elementów ściennych zilustrowane na rysunkach 9 i 10 oraz ich skutki w postaci uszkodzenia warstwy fakturowej (rys. 11) zostały przedstawione szczegółowo m.in. w pracy [12]. Wady te są „zakryte” i bardzo trudne do identyfikacji.

Wady połączenia (wieszaki, szpilki) warstwy fakturowej z warstwą nośną prefabrykatów ściennych ZWS i ZWO oraz zarysowania warstwy fakturowej nie są powiązane z uszkodzeniami (zarysowaniami) w złączach i nie

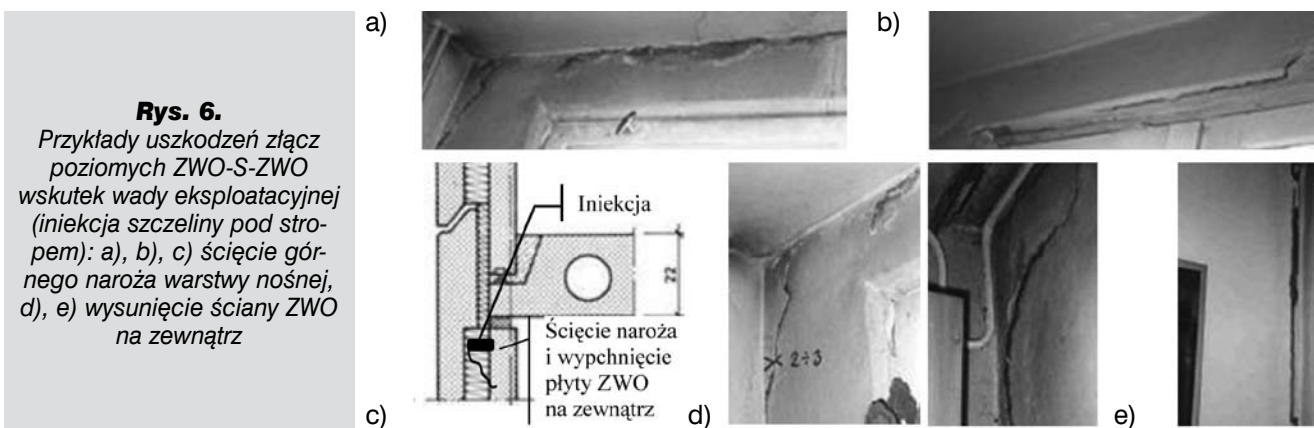


Rys. 7. Przykładowe schematy mechanicznego wzmocnienia złącz pionowych od zewnątrz budynku za pomocą elementu oporowego (1) przy zastosowaniu: a) śruby rozporowej (przy dostatecznej wytrzymałości betonu w ścianie (W), b) kotew (przy niedostatecznej wytrzymałości betonu) [18]

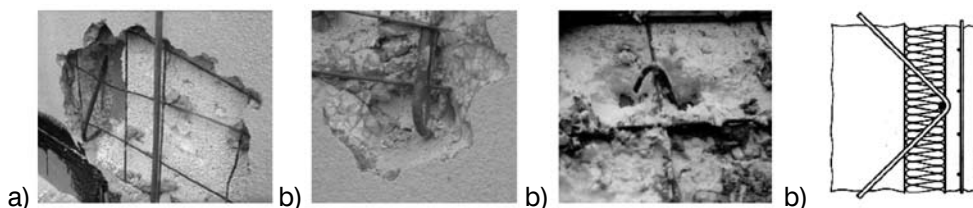


Rys. 8. Wzmocnienie pionowych złącz ZWO-W-ZWO: a) zamiennie rozwiązanie wzmocnienia od zewnątrz [15]; 1– śruby rozporowe osadzone w ścianie W, 2) śruby rozporowe mocujące element oporowy do warstwy nośnej ściany ZWO, 3) element oporowy – płaskownik (zamiast ceownika), 4) tuleja dystansowa z kołnierzem dociskowym (zamiast korka betonowego), b) wzmocnienie od wewnątrz budynku blachami kątowymi [18]

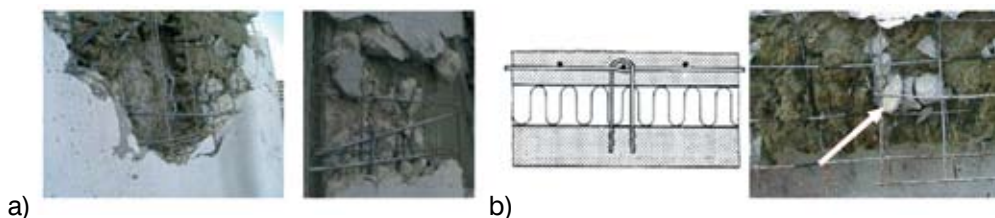
stanowią zagrożenia bezpieczeństwa dla konstrukcji nośnej budynku. Natomiast stwarzają potencjalne zagrożenie bezpieczeństwa użytkowania wobec możliwości destrukcji warstwy fakturowej, a w skrajnych przypadkach nawet jej odpadanie (rys. 12). Zagrożenie



Rys. 6. Przykłady uszkodzeń złącz poziomych ZWO-S-ZWO wskutek wady eksploatacyjnej (iniekcja szczeliny pod stropem): a), b), c) ścięcie górnego naroża warstwy nośnej, d), e) wysunięcie ściany ZWO na zewnątrz

**Rys. 9.**

Przykłady wadliwie zamontowanych wieszaków trójkątnych: a) fot. [26], b) fot. [Inwstbud], c) fot. J. Dębowski, d) brak zakotwienia wieszaka w warstwie fakturowej

**Rys. 10.**

Przykłady wadliwego zamontowania: a) wieszaków dwugarbnych [fot. Inwstbud], b) szpilek w płycie betonowanej fakturą do dołu [fot. Inwstbud]

**Rys. 11.**

Przykłady charakterystycznych zarysowań w warstwie fakturowej

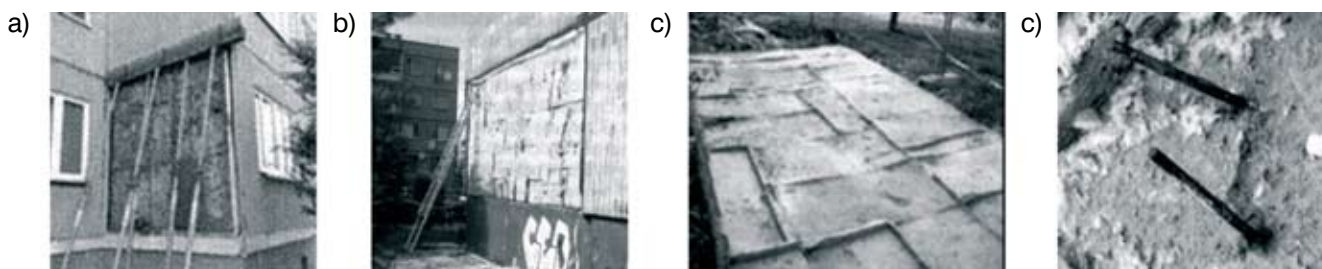
bezpieczeństwa dla warstwy fakturowej (z wadami technologicznymi) wzrasta po jej dociążeniu ciężarem warstw dodatkowego ocieplenia (rys. 4a). „Zakryte” wady łączników – materiałowe i wykonawcze – zmniejszają bezpieczeństwo dla warstwy fakturowej. Jeśli wymagane jest dodatkowe połączenie warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną, to może ono być realizowane za pomocą stalowych łączników ciągnowych lub trzpieniowych (rys. 13).

4. Możliwości modernizacji funkcjonalnej

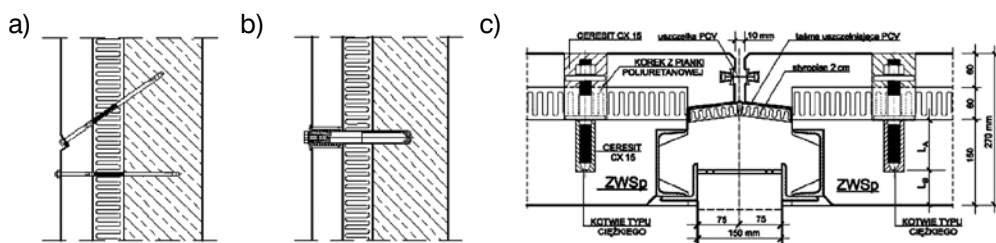
W procesie modernizacji budynków wielkopłytowych występuje niejednokrotnie potrzeba połączenia lokali mieszkalnych (obecnie jeszcze rzadko stosowana), co wymaga wykonania nowych otworów w wewnętrznych ścianach nośnych. Podstawy teoretyczne oraz zalecenia techniczne w zakresie możliwości wykonania nowych otworów podane są w poradniku ITB [1], w którym

proponuje się uwzględnianie usztywnienia ściany z nowymi otworami tylko przez ściany nośne wewnętrzne. Natomiast w pracy [4] wykazano, że warstwa nośna ściany osłonowej ZWO, zgodnie z PN-EN 1992-1-1:2008, może być również traktowana jako ściana usztywniająca, co zwiększa nośność ściany wewnętrznej 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 nieuszkodzonego złącza ZWO-W-ZWO (rys. 2b) lub po jego wzmocnieniu (rys. 7 i 8). W przypadku wadliwie wykonanych złączy pionowych ZWO-W-ZWO i niewzmocnionych poprzez skotwienie mechaniczne należy pomijać współpracę pasma ściany W ze ścianami osłonowymi ZWO i traktować to pasmo jako nieusztywnione wzdłuż krawędzi pionowej.



Rys. 12. Skutki „zakrytych” wad wykonawczych w połączeniu warstw: a), b) widok ścian ZWS po oderwaniu się warstwy fakturowej [21, 26], c) widok wewnętrznej powierzchni oderwanej warstwy fakturowej po usunięciu izolacji z wełny mineralnej [21], d) zerwane pręty wieszaka zakotwionego w warstwie fakturowej [21]

**Rys. 13.**

Przykłady dodatkowego kotwienia warstwy fakturowej: a) schemat łącznika ciągnowego, b) schemat łącznika trzpieniowego, c) łączniki trzpieniowe – rozwiązanie patentowe [5]



Rys. 14. Zarysowania i destrukcja wyprawy tynkarskiej i klejowej warstwy zbrojonej

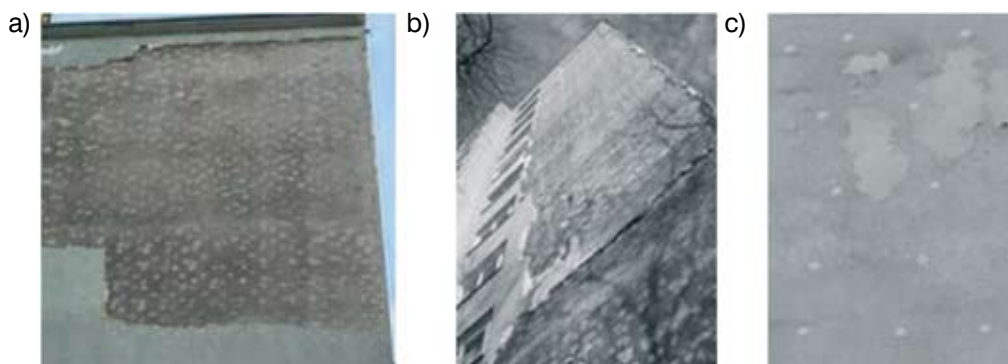
5. Wpływ wad projektowo-wykonawczych na skuteczność termomodernizacji

Badania własne autora oraz doniesienia literaturowe wskazują także, że niestety występują liczne przypadki szybkiej destrukcji wykonanych ociepleń spowodowane odstępstwami od warunków technicznych i technologicznych wykonania ocieplenia. Skutkiem wad wykonawczych, opisanych m.in w rozdziale 6 pracy [15], są

uszkodzenia elewacji budynków występujące już po kilkuletniej eksploatacji: zarysowania i destrukcja wyprawy tynkarskiej i zbrojonej warstwy klejowej (rys. 14), rozwój korozji biologicznej oraz sporadycznie występujące oderwanie całego ocieplenia (rys. 15).

6. Podsumowanie

Dotychczasowa wiedza wskazuje, że konstrukcja nośna budynków wielopłytkowych wykonana zgodnie z projektowaną technologią jest bezpieczna (spełnia wymagania aktualnych norm) i zapewnia ich długotrwałe użytkowanie [3, 6, 9, 16, 17, 27, 28, 29]. Można przyjąć a priori, że po wieloletniej eksploatacji istniejących budynków ujawniły się już wszystkie wady wykonawcze stanowiące potencjalne zagrożenia awarią i stan ten został już zlikwidowany [20, 22, 25]. Jednocześnie badania w dalszym ciągu wskazują, że w części zasobów mieszkalnych z wielkiej płyty nadal istnieją budynki, w których występują uszkodzenia złącz wymagające naprawy lub wzmocnienia. Niestety liczba budynków z wadami budowlanymi jest nieznana i może być bardzo zróżnicowana w skali osiedla, miasta, województwa i Polski, bowiem stopień i zakres uszkodzeń zależy od wykonawcy i nie może być uogólniany na całość budownictwa wielopłytkowego [10, 19]. W kontekście tego istotne jest pytanie, jaka jeszcze może być skala tych uszkodzeń w istniejących zasobach mieszkaniowych? Odpowiedź na to pytanie mogą dać kompetentne badania stanu technicznego budynków wielopłytkowych w Polsce, np. w ramach obowiązujących przeglądów budowlanych. Zbiór takich informacji pozwoli na oszacowanie skali problemu i będzie podstawą do opracowania regionalnego lub ogólnopolskiego planu rewitalizacji. W przypadku wystąpienia uszkodzenia złącz można zastosować naprawy i wzmocnienia opisane w tym artykule. Wady połączenia (wieszaki, szpilki) warstwy fakturowej

**Rys. 15.**

Skutki po wadliwie wykonanym ociepleniu w dwóch 11-kondygnacyjnych budynkach – widok po oderwaniu się ocieplenia: a) na wysokości trzech górnych kondygnacji, b) na całej wysokości budynku c) wtórne kołkowanie pozostałego uszkodzonego ocieplenia

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 użytkownika wskutek możliwości destrukcji warstwy fakturowej, a w skrajnych przypadkach nawet jej odpadanie. Zagrożenie bezpieczeństwa dla warstwy fakturowej stanowią wady technologiczne powstałe w zakładzie prefabrykacji, które są bardzo trudne do identyfikacji. Zagrożenie to wzrasta po dociążeniu warstwy fakturowej ciężarem warstw dodatkowego ocieplenia, który nie był uwzględniany w obliczeniach nośności wieszaków i szpilek. Podstawowy problem obecnie stanowią odpowiedzi na następujące pytania: a) Jak 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)? d) A może właściwym jest rezygnacja z identyfikacji wad połączenia warstwy fakturowej z warstwą nośną i zdecydowanie, że warstwy te należy połączyć mechanicznie przed ociepleniem budynku w sposób opisany w tym artykule (rys. 13), a może warstwy te usunąć i wykonywać ocieplenie na warstwie nośnej? Połączenie warstwy fakturowej z warstwą nośną wymaga dalszych badań i oceny rzeczywistego bezpieczeństwa zwłaszcza w budynkach ocieplonych.

Dotychczasowe analizy wskazują, że uwzględnienie usztywnienia zewnętrznej krawędzi ściany nośnej (W) przez warstwę nośną ściany osłonowej (ZWO) zwiększa możliwości modernizacji funkcjonalnej przez połączenie lokali mieszkalnych. Oddzielnym zagadnieniem wymagającym dalszych prac analityczno-konstrukcyjnych są koncepcje rewitalizacji elewacji i układu przestrzennego zespołów mieszkaniowych z budynkami wielkopłytowymi. Problemy niewłaściwej realizacji programu termomodernizacji mają wymiar nie tylko techniczny, ale również ekonomiczny i społeczny. Skutki wadliwego wykonania docieplenia budynków są zaprzeczeniem oczekiwanych efektów termomodernizacji w zakresie oszczędności energii cieplnej oraz społecznej percepcji, że „blokowiska” staną się bardziej przyjaznym i akceptowanym środowiskiem mieszkaniowym. Szacuje się, że z tytułu oszczędności energii cieplnej, koszt docieplenia budynku powinien zwrócić się po 8–10 latach eksploatacji. Natomiast w przypadku złego wykonania ocieplenia zamierzony efekt uzyskania oszczędności na energii cieplnej zostaje zniweczony. Bowiem już po kilku latach eksploatacji konieczna jest rekonstrukcja warstw ocieplenia i renowacja całej powierzchni elewacji. Niewłaściwe przygotowanie programu termomodernizacji i jego realizacja powodują określone straty materialne, niestety ponoszone przez mieszkańców ocieplonego budynku.

W innych publikacjach podkreśla się także, że o skuteczności docieplenia istniejących budynków decydują także mostki termiczne, straty ciepła przez przenikanie, komfort cieplny w budynku oraz szczelność budynków

przed i po termomodernizacji. Ponadto istotne jest bezpieczeństwo konstrukcji elementów balkonowych często niedoceniane przez ekspertów.

W konkluzji należy stwierdzić, że niezależnie od skali problemu powinny zostać opracowane komplementarne zasady w zakresie skutecznych metod identyfikacji wad oraz sposobów ich likwidacji. Powinien zatem powstać pakiet rozwiązań systemowych, który sprawi, że rewitalizacja budynków prefabrykowanych będzie kompleksowa i bardziej skuteczna.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Cholewicki A., Chyży T., Szulc J., Nowe otwory w ścianach konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych, Poradnik ITB nr 385/2003
- [2] Dębowski J., Wpływ ukrytych wad wykonawczych na trwałość budynków wielkopłytowych, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2008
- [3] Hegner H. D., Grosssiedlungen und Plattenbauten – eine Vision für die Zukunft!? w: Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu (red.) L. A. Brunarski, St. M. Wierzbicki, Konferencja naukowo-techniczna ITB, Mrągowo, 3-5 listopada 1999, str. 73-96
- [4] Kołaczkowski M., Ligęza W., Aspekty konstrukcyjne modernizacji funkcjonalnej budynków wielkopłytowych, Materiały Budowlane, Nr 6/2013, s. 57-59
- [5] Krentowski J., Tribiño R., Stany zagrożenia zewnętrznych ścian warstwowych. Kształtowanie rozwiązań prototypowych, Zeszyty naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, Vol.1, no. 2, Białystok 2010, s. 149-154
- [6] Lewicki B., Bezpieczeństwo konstrukcji istniejących budynków wielkopłytowych, Inżynieria i Budownictwo Nr 3/2000, str. 127-129
- [7] Lewicki B., Rysy w ścianach i stropach budynków wielkopłytowych, Prace Instytutu Techniki Budowlanej, Kwartalnik Nr 2-3 (114-115) 2000, s. 5-24
- [8] Lewicki B., Metodyka oceny stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytowych, ITB Seria: instrukcje, wytyczne, poradniki nr 371/2002, Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe – bezpieczeństwo konstrukcji, z. 1, Warszawa 2002
- [9] Lewicki B., Zieliński J. W., Cholewicki A., Kawulok M., Bezpieczeństwo konstrukcji istniejących budynków wielkopłytowych i możliwości ich modernizacji, w: Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu (red.) L. A. Brunarski, St. M. Wierzbicki, Konferencja naukowo-techniczna ITB, Mrągowo, 3-5 listopada 1999, str. 107-120
- [10] Ligęza W., Naprawa i wzmacnianie budynków z wielkiej płyty, w: Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Konstrukcje żelbetowe, t. II. Wyd. PZITB Oddział w Gliwicach, 2006, s. 217-259
- [11] Ligęza W., Problemy uszkodzeń i napraw budynków z wielkiej płyty, Materiały Budowlane Nr 12/2006, s. 32-33, 36
- [12] Ligęza W., O bezpieczeństwie trójwarstwowych elementów ściennych w budownictwie wielkopłytowym, Przegląd Budowlany Nr 9/2014, 26-33
- [13] Ligęza W., Dębowski J., Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytowych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku, w: Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej, Szczecin 2007, s. 741-748
- [14] Ligęza W., Dębowski J., Numeryczna identyfikacja przyczyn uszkodzeń w prefabrykowanych budynkach wielkopłytowych, Inżynieria i Budownictwo nr 4/2009, 42-44
- [15] Ligęza W., Dębowski J., Nowak-Dziesko K., Rojewska-Warchał M., Zagadnienia remontowe i modernizacyjne w budynkach z „Wielkiej Płyty”, w: Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Konstrukcje żelbetowe, t. II, Wyd. PZITB Oddział w Gliwicach, 2014, 341-441
- [16] Ligęza W., Kołaczkowski M., Wpływ ścian osłonowych na bezpieczeństwo budynków wielkopłytowych, Izolacje, Nr 6/2013, s. 70-75
- [17] Ligęza W., Plachecki M., Trwałość konstrukcji budynków systemu W-70 w świetle badań, w: Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych, t. I, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej 1992, 113-120

- [18] Ligęza W., Płachecki M., Analiza uszkodzeń i możliwości wzmocnienia budynków wielkopłytowych, V Konferencja „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce-Ameliówka, 27-29 kwietnia 1999, 161-16.
- [19] Ligęza W., Płachecki M., Uszkodzenia złączy w ścianach ostłonowych budynków wielkopłytowych, Inżynieria i Budownictwo Nr 4-5/2000, 204-208
- [20] Ligęza W., Płachecki M., Stan zagrożenia i jego likwidacja w konstrukcji budynku wielkopłyowego, Inżynieria i Budownictwo, Nr 5/2001, 285-290
- [21] Pająk Z., Analiza przyczyn oderwania się fakturowej warstwy betonowej ściany wielkopłytovej, Inżynieria i Budownictwo, Nr 2/2010, 126-128
- [22] Pająk Z., Józwiak I., Buczek T., Awaryjny stan konstrukcji budynków systemu W-70, Przegląd Budowlany Nr 3/1994, str. 9-11
- [23] Runkiewicz L., Błędy i uszkodzenia w budownictwie wielkopłytovej, [w:] Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie, WEKA 2000
- [24] Runkiewicz L., Szymański J., Uszkodzenia i zagrożenia występujące w budynkach mieszkalnych wielkopłytovej, V Konferencja

- „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce-Ameliówka, 27-29 kwietnia 1999, 225-243
- [25] Runkiewicz L., Szudrowicz B., Prejzner H., Geryło R., Szulc J., Sieczkowski J., Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytovej, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”. Kielce-Cedzyna 21-23 maja 2014, 420-443
- [26] Staszałek K., Problemy wzmocnień wielkiej płyty przed termomodernizacją, Inżynier Budownictwa Nr 1/2013, 86-88
- [27] Wierzbicki S. M., Sieczkowski J., Bezpieczeństwo konstrukcji budynków wielkopłytovej, Inżynieria i Budownictwo Nr 9/2013, 473-478
- [28] Wójtowicz M., Trwałość budynków wielkopłytovej w świetle badań, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat pracy rzeczoznawcy Budowlanego”. Kielce-Cedzyna, 21-23 maja 2014, 444-454
- [29] Wójtowicz M., Możaryn T., Stan techniczny złączy i prefabrykatów budynku wielkopłytovej po 40 latach eksploatacji, w: Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej 2013, 889-896

Szczelność budynków wielkopłytovej przed i po termomodernizacji – wymóg czy dobrowolność

Dr inż. Katarzyna Nowak, mgr inż. Katarzyna Nowak-Dziesko, Politechnika Krakowska

1. Szczelność budynków – wymagania

Badania szczelności obudowy są bardzo rzadko podejmowane i dotyczą przede wszystkim budynków nowych. W praktyce brak jest wykonywania takich badań w budynkach istniejących przed i po poddaniu ich zabiegom remontowo-naprawczym, np. po dociepleniu. Obecnie w Polsce jak i wielu krajach Unii Europejskiej ustawodawstwo nie narzuca obowiązku wykonywania badań szczelności zarówno nowych, jak i istniejących budynków. Badania takie są jedynie zalecane, a konieczność ich wykonania pojawia się jedynie w przypadku wydania certyfikatu dla budynków pasywnych lub energooszczędnych. W treści Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [1], określono jedynie, że w budynku mieszkalnym, zamieszkania zbiorowego, budynku użyteczności publicznej, a także w budynku produkcyjnym przegrody zewnętrzne nieprzeźroczyste, złącza między przegrodami i częściami przegród oraz połączenia okien z ościeżkami należy projektować i wykonywać pod kątem osiągnięcia ich całkowitej szczelności na przenikanie powietrza.

Niemniej jednak przepisy zalecają przeprowadzenie badania szczelności powietrznej budynku oraz

określenie wartości wskaźnika n_{50} , określającego ilość wymian powietrza na godzinę, która zachodzi przy różnicy ciśnień 50 Pa. Według tych zaleceń wymagane maksymalne wartości współczynnika n_{50} wynoszą odpowiednio:

- a) dla budynków z wentylacją grawitacyjną $3,0 \text{ h}^{-1}$,
- b) dla budynków z wentylacją mechaniczną $1,5 \text{ h}^{-1}$.

Badania szczelności budynków należy przeprowadzać zgodnie z normą PN-EN 13829 „Właściwości cieplne budynków. Określenie przepuszczalności powietrznej budynków. Metoda pomiaru ciśnieniowego z użyciem wentylatora” [2].

Norma dopuszcza dwie metody badań, w zależności od celu, w jakim są przeprowadzane:

- a) Metoda A – badanie użytkowanego budynku,
- b) Metoda B – badanie obudowy budynku.

Metody różnią się przede wszystkim sposobem przygotowania budynku do badania.

2. Wielka płyta – skala problemu

Szacuje się, że w Polsce wybudowano około 4 mln lokali mieszkalnych z elementów prefabrykowanych w różnych systemach. Ponadto przyjmuje się, że obecnie w budynkach z wielkiej płyty mieszka ponad

10 mln Polaków. Sprawia to, że problematyka związana z właściwym ich utrzymaniem, poprawą stanu technicznego, właściwościami izolacyjnymi przegród jak i zapewnieniem odpowiedniego komfortu cieplnego pomieszczeń jest coraz szerzej omawiana i analizowana. Dominującym kryterium podczas termomodernizacji tego typu budynków jest poprawa charakterystyki energetycznej tych obiektów, w ramach której podejmowane są najczęściej działania dociepleniowe połączone z wymianą stolarki okiennej. Podczas projektowania tego typu działań uwzględnienie nieciągłości elementów ściennych, w tym połączeń elementów oraz zmiennych, pod względem materiałowym, przekrojów na wysokości elementu, rzadko jest analizowane. Nie podejmowane są również powykonawcze badania kontrolne mające na celu ocenę jakościową i ilościową poprawy izolacyjności i szczelności budynku czy lokalu.

3. Badania szczelności lokali w budynkach z wielkiej płyty

W celu oceny rzeczywistej szczelności obudowy w budynkach wielkopłytyowych przeprowadzono pilotażowe badania w dwóch lokalach mieszkalnych w budynkach wykonanych w systemie W-70. Do badań wykorzystano drzwi nawiewne Blowerdoor (rys. 1) z kontrolerem cyfrowym Retrotec 3000 oraz oprogramowanie do analizy wyników badań FanTestic.

Pierwszy badany lokal znajdował się na parterze, pięcio-



Rys. 1. Zestaw drzwi nawiewnych Blowerdoor z kontrolerem Retrotec 3000 w lokalu 1

kondygnacyjnego budynku w systemie W70 przed termomodernizacją (rys. 2a). W mieszkaniu została wymieniona stolarka okienna. Było to narożne trzypokojowe mieszkanie z osobną kuchnią i łazienką o powierzchni 53,4 m².

Drugi lokal mieszkalny znajdował się w budynku również wykonanym w systemie W-70, ale poddanym zabiegom dociepleniowym. (rys. 2b). Było to rów-

nież trzypokojowe mieszkanie narożne z kuchnią i łazienką, z wymienioną stolarką okienną, o powierzchni użytkowej 49 m².

W obydwu mieszkaniach zastosowana jest wentylacja grawitacyjna.

Próby szczelności w obydwu lokalach mieszkalnych przeprowadzone zostały w podobnych warunkach pogodowych, zapewniających stabilność pomiarów.

Badania pierwszego lokalu przeprowadzono 04.05.2013,



Rys. 2a. Budynek nr 1 – widok od strony północno-wschodniej



Rys. 2b. Budynek nr 2 – widok od strony wschodniej

przy temperaturze powietrza zewnętrznego 12–15°C a lokalu drugiego 16.05.2015. Temperatura zewnętrzna w drugim badaniu wynosiła również około 15°C. Temperatura powietrza wewnętrznego dla obu przypadków wynosiła około 22°C.

Testy wykonano dwoma metodami. W metodzie A analizującej stan budynku w stanie użytkowania nie zaślepiano otworów wentylacyjnych. W metodzie B wszystkie otwory wentylacyjne zostały zaślepione. W trakcie badań prowadzono równolegle obserwację termowizyjną mostków cieplnych i złączy systemowych. Wyniki pomiarów z obu metod, dla poszczególnych budynków, zostały przedstawione odpowiednio w tabelach 1 i 2 oraz na rysunkach 3 i 4.

Informacje o szczelności obudowy budynku (lokalu) daje test wykonany metodą B. W wyniku badań wykonanych metodą B otrzymana wartość wskaźnika n_{50} (tabela 1 i 2) dla obydwu analizowanych mieszkań jest niższa od zalecanych wymagań podanych w warunkach technicznych. Różnica pomiędzy metodami A i B ma bezpośredni związek z intensywniejszym przepływem powietrza przez otwory wentylacyjne. Niemniej jednak w pomiarach zauważalny jest udział innych nie-

Tabela 1. Wyniki pomiaru szczelności lokalu mieszkalnego nr 1

	Metoda A	Metoda B
Ilość wymian powietrza dla 50 Pa, n_{50} [1/h] podciśnienie	5,800	2,345
Ilość wymian powietrza dla 50 Pa, n_{50} [1/h] nadciśnienie	5,715	2,045
n_{50} [1/h] – wartość średnia	5,757	2,195

Tabela 2. Wyniki pomiaru szczelności lokalu mieszkalnego nr 2

	Metoda A	Metoda B
Ilość wymian powietrza dla 50 Pa, n_{50} [1/h] podciśnienie	5,215	1,785
Ilość wymian powietrza dla 50 Pa, n_{50} [1/h] nadciśnienie	5,595	1,770
n_{50} [1/h] – wartość średnia	5,405	1,777

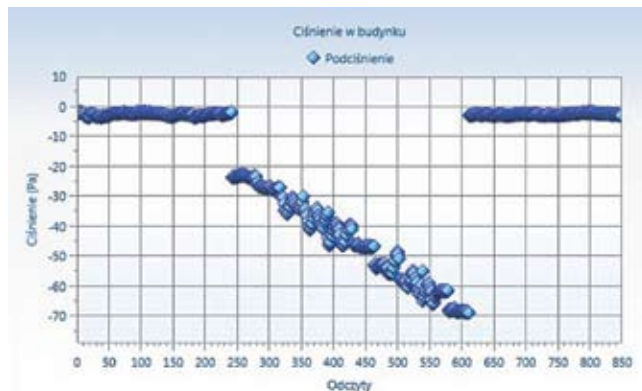
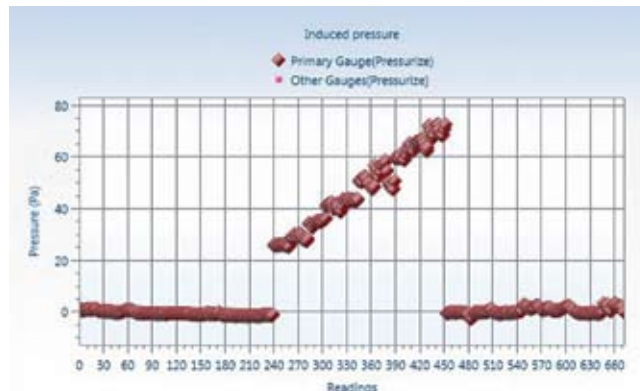
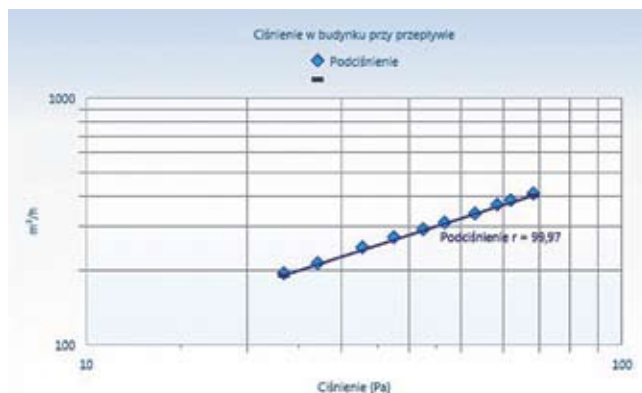
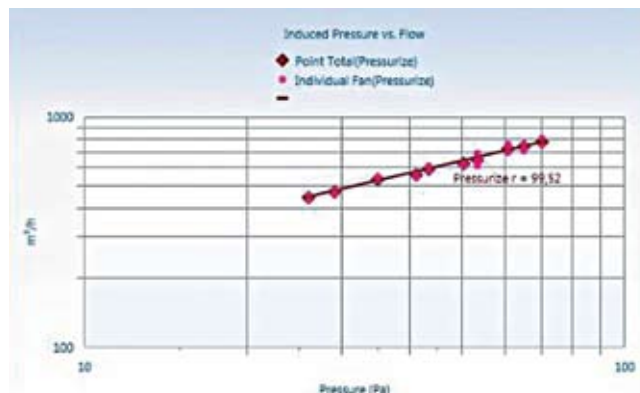
Z przeprowadzonych doświadczeń wynika, że w obu metodach wartości te są wyraźnie niższe dla budynku po termomodernizacji, co świadczy o podniesieniu szczelności obudowy w wyniku zastosowania termoizolacji i wyeliminowaniu nieciągłości w miejscach występowania złączy systemowych.

W trakcie badań prowadzono również obserwację węzłów systemowych w budynku nr 1 – nieocieplonym. W budynku tym w latach wcześniejszych zostały przeprowadzone

prace naprawcze, polegające między innymi na uszczelnianiu węzłów systemowych. W lokalu tym, na ścianach zewnętrznych, zaobserwowano zarysowania pionowe będące wynikiem występowania złączy systemowych (rys. 5 i 6). Niestety różnica temperatury pomiędzy środowiskiem zewnętrznym i wewnętrznym była niewielka, około 7 K, dlatego też analiza termowizyjna była znacznie utrudniona. W celu obserwacji oraz spotęgowania przepływu powietrza przez złącza w trakcie badań wytworzono nadciśnienie o wartości powyżej 100 Pa co ujawniło nieszczelności w złączach systemowych: połączeniu podłogi ze ścianą zewnętrzną oraz w obszarze stolarki okiennej – wyniki przedstawiono na rysunku 7.

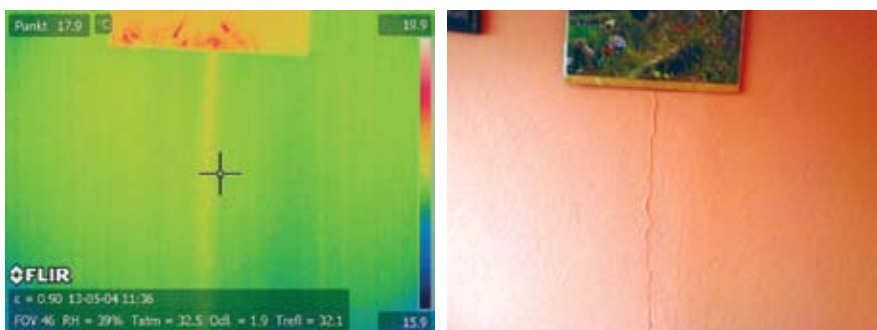
4. Podsumowanie

Przeprowadzone próby szczelności badanych lokali w budynkach systemowych wskazują na szczelność obudowy zgodną z wymaganiami warunków technicznych [1]. Nieszczelności połączeń w badanym budynku nr 1 nie były obserwowane przy normalnym sposobie użytkowania lokalu, a dopiero przy wytworzeniu bardzo dużej różnicy ciśnienia. Mimo wcześniejszego uszczelniania węzłów systemowych, zapewnienie pełnej szczelności obudowy nie zostało uzyskane. Budynek nr 2 został poddany zabiegom dociepleniowym,

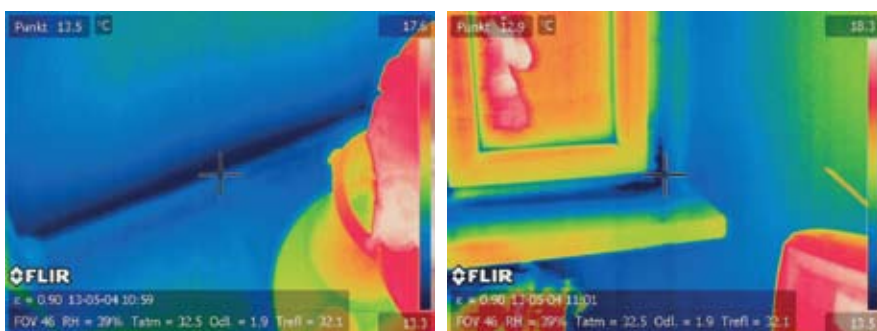
**Rys. 3a.** Wykres różnicy ciśnień w budynku 1 przy próbie podciśnieniowej**Rys. 4a.** Wykres różnicy ciśnień w budynku 2 przy próbie nadciśnieniowej**Rys. 3b.** Wykres zależności przepływu powietrza od wywołanych różnic ciśnień w budynku 1**Rys. 4b.** Wykres zależności przepływu powietrza od wywołanych różnic ciśnień w budynku 2



Rys. 5. Złącze systemowe w budynku nr 1 – widok od strony zewnętrznej



Rys. 6. Widok złącza systemowego – nieszczelności w miejscach przebiegu złącza pionowego w budynku nr 1



Rys. 7. Obniżenie temperatury na połączeniu podłogi ze ścianą zewnętrzną i w obszarze stolarki okiennej



Rys. 8. Widok złączy systemowych – nieszczelności w miejscach przebiegu złącza

co również wpłynęło na poprawę szczelności obudowy. Ponadto w obu budynkach/lokalach została wymieniona stolarka okienna. Niemniej jednak, wg metody B, w budynku nr 1 wartość wymian powietrza jest o ok. 20%

wyższa w stosunku do budynku nr 2. Ponadto wyniki pomiarów przeprowadzone metodą A, przy otwartych przewodach wentylacyjnych, znacznie przewyższają wartości dopuszczalne – w budynku 1 prawie 2-krotnie w stosunku do wartości dopuszczalnej.

Porównując wyniki otrzymane w metodzie B, można stwierdzić, że nieszczelności wywołane występowaniem złączy systemowych obniżają szczelność budynku, natomiast zabiegi dociepleniowe w znacznym stopniu mogą te nieszczelności eliminować. Należy jednak podkreślić, że w wybranym do badań pilotażowych budynku 1 poprawiona została szczelność złączy systemowych. W następnym etapie badań szczelności lokali mieszkalnych w budynkach wielkopłytowych rozważane są budynki charakteryzujące się znacznymi nieszczelnościami złączy (rys. 8).

Odrębną kwestią pozostaje rodzaj, sposób oraz sprawność instalacji wentylacyjnej w tego typu budynkach.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Kim, A, K and Shaw C, Y, „Seasonal Variation in Airtightness of Two Detached Houses” American Society for Testing and Materials, Philadelphia 1986, pp. 17-32
- [2] Shaw C, Y, Jones, L, “Air tightness and air infiltration of school buildings” ASHRAE Transactions VOL. 85, part 1, 1979, p 85-95
- [3] Nowak K., Nowak-Dzieszek K., „Badania szczelności budynków metodą ciśnieniową”, 2-B/2012 s.305-313 ISSN 0011-4561
- [4] Ligęza W., Dębowski J., “A method of non-destructive evaluation of construction defects in precast concrete panel housing” – 5th International Conference, Concrete and Concrete Structures, 15 –16 October 2009, Žilina, Slovakia
- [5] Dębowski J. , Cała prawda o budynkach wielkopłytowych Przegląd budowlany 9/2012
- [6] Dębowski J., Typowe uszkodzenia w budynkach wielkopłytowych Przegląd budowlany 10/2012

MATERIAŁY WYKORZYSTANE

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich użytkowanie z dnia 12 kwietnia 2002

[2] PN-EN 13829 „Właściwości cieplne budynków. Określenie przepuszczalności powietrznej budynków. Metoda pomiaru ciśnieniowego z użyciem wentylatora”

[3] PN-EN 15242 „Wentylacja budynków – Metody obliczeniowe do określania strumieni objętości powietrza z uwzględnieniem infiltracji”

Analiza wpływu termomodernizacji na straty ciepła przez przenikanie i komfort cieplny budynku

Mgr inż. Katarzyna Nowak-Dziesko, mgr inż. Małgorzata Rojewska-Warchał,
Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Przyjmuje się, że każdy zabieg dociepleniowy redukuje zużycie energii. Niestety nie zawsze termomodernizacja osiąga zamierzony cel, zwłaszcza w przypadku złego jej wykonawstwa, a ponadto – na co wskazują badania autorów – niejednokrotnie pogarsza ona warunki mikroklimatu wewnętrznego pomieszczeń. Dla zilustrowania tego problemu w niniejszym artykule przedstawiono wyniki pomiarów komfortu cieplnego w lokalu w budynku, w systemie W-70 wykonane po zabiegach termomodernizacyjnych.

2. Straty ciepła przez przenikanie

Analizie poddano budynek wielorodzinny, wykonany w systemie W-70, zlokalizowany w Krakowie – Krowodrzy, oddany do użytkowania w roku 1974 (rys. 1).



Rys. 1. Analizowany budynek – widok od strony północnej oraz zachodniej

Charakterystyka budynku:

- liczba kondygnacji – 11, budynek jednokłapkowy,
- wymiary budynku w rzucie 21,5 m x 13,2 m,
- powierzchnia użytkowa budynku – 2279 m²,
- budynek całkowicie podpiwniczony,
- przekryty stropodachem dwudzielnym przetazowym,

- wysokość każdej kondygnacji nadziemnej – 2,5 m,
- poziom 0.0 budynku znajduje się na wysokości około 1,0 m powyżej otaczającego go terenu.

Z informacji uzyskanych od zarządcy budynku wynikało, iż przez około 30 lat w budynku nie prowadzono żadnych prac termomodernizacyjnych. W latach 2004 i 2005 mieszkańcy wymienili okna we wszystkich mieszkaniach na okna o współczynniku przenikania od 1,4 do 1,8 W/m²K. W 2006 roku podjęto częściowe działania termomodernizacyjne – docieplono ściany zewnętrzne budynku warstwą styropianu ($\lambda=0,04$ W/mK) o grubości 10 cm. Zastosowane rozwiązania nie były jednak kompleksowe, gdyż stropodach oraz strop nad nieogrzewanymi piwnicami nie zostały ocieplone. Nie modernizowano również żadnej z instalacji.

Dla analizowanego budynku, przy przyjętych powyżej założeniach, wyznaczono wartość całkowitego współczynnika przenoszenia ciepła przez przenikanie H_{tr} przez wszystkie przegrody zewnętrzne na podstawie [2].

Wartości współczynników przenikania ciepła obliczono w oparciu o normę [3], natomiast wartości ψ_i przyjęto na podstawie analizy w programie AnTherm (tabele 1 i 2).

W analizie przyjęto pięć etapów modernizacji budynku: (1) przed termomodernizacją – stan projektowy, (2) po częściowej modernizacji – wymieniona stolarka drzwiowa i okienna, (3) po termomodernizacji bez wymienionej stolarki, (4) po termomodernizacji ścian i wymianie stolarki, (5) po termomodernizacji i wymianie stolarki – U ścian 0,20 W/m²K – standard obowiązujący od 1 stycznia 2021. Obliczone wartości współczynnika strat ciepła w poszczególnych etapach zestawiono w tabeli 3.

Z przeprowadzonych analiz wynika, że zarówno wymiana stolarki okiennej, jak i docieplenie w znacznym stopniu poprawiły parametry energetyczne budynku. Wymiana stolarki okiennej i drzwiowej poprawiła wartość współczynnika strat ciepła przez przenikanie o około 15%, a samo docieplenie ścian zewnętrznych budynku zmniejszyło wartość H_{tr} o ponad 40% (wskazuje to, że ocieplenie budynku jest zabiegiem decydującym).

Tabela. 1. Wartości współczynników przenikania ciepła przegród

Przegroda	U [W/m ² K] przed termomodernizacją	U [W/m ² K] po termomodernizacji
Ściany zewnętrzne	0,69	0,25
Stropodach	0,50	0,50
Strop nad piwnicą	0,35	0,35
Stolarka okienna	2,80	1,40
Drzwi zewnętrzne	2,80	1,80

Tabela. 2. Wartości liniowych współczynników przenikania ciepła dla mostków cieplnych

Rodzaj mostka	Ψ_e – przed termomodernizacją	Ψ_e – po termomodernizacji
Stolarka w płycie osłonowej – oścież górna	0,047	0,007
Stolarka w płycie osłonowej – oścież dolna	0,205	0,089
Połączenie ścian osłonowych z płytą stropową	0,293	0,029
Połączenie ścian szczytowych z płytą stropową	0,276	0,029
Połączenie ściany osłonowej i ściany piwnicy z płytą stropową	0,160	0,20
Płyta balkonowa	0,764	0,253
Płyta balkonowa + stolarka	1,034	0,315
Połączenie pionowe ścian szczytowych ze ścianą wewnętrzną	0,169	0,019
Połączenie pionowe ścian osłonowych ze ścianą wewnętrzną	0,198	0,020

Tabela 3. Wartości współczynnika przenoszenia ciepła H_{tr}

	Etap analizy	H_{tr} [W/K]	Udział strat przez przenikanie bez uwzględnienia mostków $A_i U_i$ w H_{tr}	Udział strat przez mostki $\sum I_i \Psi_i$ w H_{tr}
1	Budynek przed termomodernizacją – stan projektowy	3490,6	2091,0 (60%)	1399,6 (40%)
2	Wymieniona stolarka, przed dociepleniem	2995,8	1596,2 (53%)	1399,6 (47%)
3	Budynek po termomodernizacji bez wymiany stolarki	2047,7	1771,0 (84%)	276,7 (14%)
4	Budynek po termomodernizacji i wymianie stolarki	1419,2	1142,5 (80%)	276,7 (20%)
5	Budynek po termomodernizacji i wymianie stolarki – U ścian 0,20 W/m ² K – standard obowiązujący od 1 stycznia 2021	1014,9	808,0 (80%)	206,9 (20%)

Z kolei kompleksowe docieplenie ścian zewnętrznych wraz z wymianą stolarki pozwoliło zredukować analizowaną wartość współczynnika H_{tr} o około 60% (wiersz 4). Ponadto zabieg docieplenia ścian znacząco zredukował wartość strat spowodowanych mostkami cieplnymi – około 80% w stosunku do stanu projektowego. Powodem takiego stanu rzeczy jest wykonanie od strony zewnętrznej ciągłej warstwy ocieplenia, która praktycznie wyeliminowała straty ciepła przez złącza systemowe w obudowie budynku.

3. Komfort cieplny w analizowanym budynku systemowym

Powszechnie zwykło przyjmować się, że zabieg docieplenia budynków rozwiązuje wszystkie problemy termiczne budynku. Niestety takie rozumowanie może być nie tylko błędne, ale i mylące. Świadczyć o tym mogą między innymi zgłoszenia niektórych lokatorów o pogorszeniu się warunków mikroklimatycznych w mieszkaniach tuż po zabiegach dociepleniowych, w postaci podwyższonej temperatury w mieszkaniach, w miesiącach letnich.

Zjawisko to związane jest z pojęciem komfortu cieplnego, którego osiągnięcie oznacza sytuację, w której organizm ludzki znajduje się w stanie zrównoważonego bilansu cieplnego. Z założenia, w warunkach tych nie mogą wystąpić żadne niepożądane czynniki powodujące nadmierne nagrzewanie lub chłodzenie poszczególnych części ciała (np. chłodzenie karku i szyi przez przeciągi, czy nagrzewanie nóg przez ciepło promieniujące ze zbyt ciepłej podłogi). Określenie uczucia komfortu okazuje się dyskusyjne, ponieważ jest ono odczuwane zawsze indywidualnie i subiektywnie. W symulacjach i badaniach analiza komfortu cieplnego opiera się na syntezie dwóch podstawowych wskaźników:

1. PMV (Predicted Mean Vote) – przewiduje średnią ocenę przez dużą grupę użytkowników określających swe wrażenia w siedmiostopniowej skali ocen: + 3 – gorąco; + 2 – ciepło; + 1 – dość ciepło; 0 – obojętnie; (-1) – dość chłodno; (-2) – chłodno; (-3) – zimno. Wskaźnik PMV powinien mieścić się w przedziale $-0,5 < PMV < +0,5$;
2. PPD (Predicted Percentage of Dissatisfied) – opisuje przewidywany odsetek osób niezadowolonych z panujących warunków.

Procedurę oraz sposób prowadzenia oceny komfortu cieplnego opisuje międzynarodowa norma PN-EN ISO 7730 [4].

W jednym z lokali mieszkalnych analizowanego budynku wykonano rzeczywiste badania warunków mikroklimatu. Badania przeprowadzono przy użyciu cyfrowego miernika BABUC (rys. 2), a otrzymane wyniki zostały przetworzone za pomocą program InfoGap pozwalającego na wyznaczenie wartości wskaźników PMV oraz PPD. Badania zostały przeprowadzone w lokalu mieszkalnym na siódmym piętrze analizowanego budynku

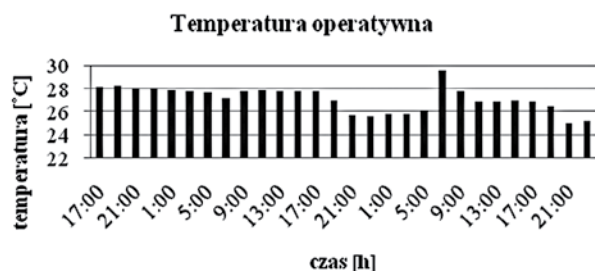


Rys. 2. Cyfrowy miernik klimatu BABUC – pomiar w mieszkaniu na 7 piętrze

wielorodzinnego przez okres trzech dni pomiędzy 29 a 31 lipca. Zbadane i zmierzone średnie temperatury zewnętrzne w analizowanym okresie przekraczały 30°C , a temperatura operatywna (odczuwalna) wewnątrz pomieszczenia była znacznie wyższa od 25°C (najwyższa zarejestrowana temperatura wynosiła $29,17^{\circ}\text{C}$). Warunki te utrzymywały się w całym badanym okresie

i były niezmiennie w okresach nocnych. Wartości zarejestrowanych temperatur operatywnych przedstawiono na rysunku 3.

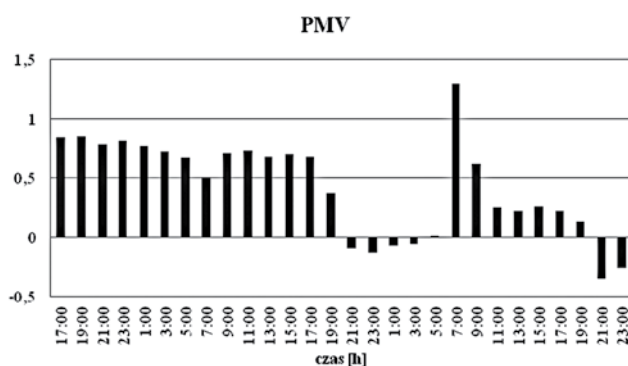
Wskaźniki PMV w analizowanym okresie również znacznie przekraczały wartości dopuszczalne. Wartości PMV obliczoną dla dwóch różnych aktywności fizycznych – osoba siedząca odpoczywająca (rys. 4a) i osoba pracująca – wykonująca prace domowe (rys. 4b) w analizowanym okresie.



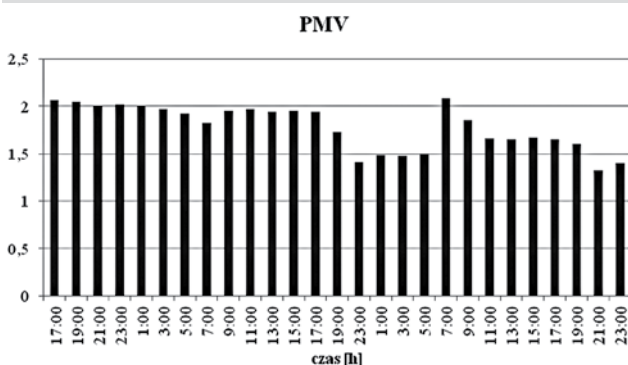
Rys. 3. Zarejestrowana wewnętrzna temperatura operatywna w badanym lokalu mieszkalnym

Przeprowadzone badania skłoniły autorów do przeprowadzenia szeregu symulacji budynku przed i po termomodernizacji. Obliczenia zostały przeprowadzone w programie Design Builder v.3., który pozwala na analizę termiczną obudowy budynku oraz mikroklimatu poszczególnych części wewnątrz budynku.

Symulowano rzeczywisty 11-kondygnacyjny wielorodzinny budynek mieszkalny wykonany w systemie W70 ocieplony 15 cm warstwą styropianu, współczynnik przenikania ciepła dla ściany $U=0,2 \text{ W/m}^2\text{K}$. Analizy przeprowadzono dla okresu pomiędzy 15 maja a 15 września, kiedy to występują liczne przekroczenia średnich temperatur powietrza wewnętrznego. Przyjęto założenie, że każde mieszkanie jest oddzielną strefą temperaturową oraz że wewnątrz pojedynczego lokalu nie występuje zmienność temperatury. Orientacje przyjętych do symulacji mieszkań na poszczególnych poziomach:



Rys. 4a. Wartości PMV w analizowanym lokalu mieszkalnym – osoba siedząca



Rys. 4b. Wartości PMV w analizowanym lokalu mieszkalnym – osoba pracująca

- mieszkanie numer 1 – wschód-południe,
- mieszkanie numer 2 – południe-zachód,
- mieszkanie numer 3 – zachód-północ,
- mieszkanie numer 4 – północ-wschód.

Ponadto do symulacji przyjęto dodatkowe założenia:

1. Lokale są ogrzewane od października do marca przez 7 dni w tygodniu, 24 godziny na dobę, przy średniej temperaturze w mieszkaniu 22°C ;
2. Gęstość zaludnienia pomieszczeń stanowi 0,08 osoby na m^2 , co odpowiada średnio trzem osobom znajdującym się w każdym mieszkaniu;
3. Sposób użytkowania mieszkania to 3 osoby w mieszkaniu pomiędzy 16:00 a 7:00 rano w dni robocze, oraz pomiędzy 18:00 i 6:00 rano w okresie weekendu; w pozostałym czasie liczbę użytkowników zredukowano o połowę (50%);
4. Aktywność fizyczną użytkowników oraz izolacyjność odzieży przyjęto na podstawie normy [4] na poziomie 1,2 met; w okresie zimowym = 1,0 clo; w okresie letnim = 0,5 clo;
5. Wymagania wentylacyjne przyjęto zgodnie z normą PN-83/B-03430, wg której założono wymianę powietrza na poziomie $70 \text{ m}^3/\text{godzinę}$ w kuchni oraz $50 \text{ m}^3/\text{godzinę}$ w łazience;
6. Zacienienia wewnętrzne w postaci ruchomych żaluzji poziomych o współczynniku odbicia promieniowania słonecznego 50%, zacienienia zewnętrzne w postaci statycznych żaluzji zewnętrznych.

Przeprowadzone analizy budynku po termomodernizacji wykazały, że temperatury wewnątrz w symulowanym okresie znacznie przekraczają maksymalne wartości temperatury (25°C) – rysunek 5.

Maksymalna temperatura na tym etapie symulacji wynosiła 35,80°C, a wartość wskaźnika PMV wynosiła ok. 3. Liczba godzin przegrzania w analizowanym okresie czasu w mieszkaniu nr 2 wynosiła 2553 godzin, a w mieszkaniu nr 4 wynosiła 2526 godzin.



Rys. 5. Liczba godzin przegrzania w budynku po termomodernizacji – mieszkania piętro siódme



Rys. 6. Liczba godzin przegrzania w budynku po termomodernizacji z zastosowaniem zacięń – mieszkania piętro siódme

W celu ograniczenia wysokich temperatur w symulacjach zastosowano ruchome poziome żaluzje wewnętrzne oraz zacięcie zewnętrzne w postaci stałych żaluzji poziomych umieszczonych na wysokości 1,0 m od górnej krawędzi okna. Zastosowanie tego typu osłon przeciwsłonecznych spowodowało redukcję godzin przegrzania w analizowanych mieszkaniach rysunku 6.

Maksymalna temperatura wynosząca w budynku ocieplonym 35,80°C została zredukowana zacięciami wewnętrznymi i zewnętrznymi do 32,5°C, natomiast liczba godzin przegrzania w analizowanym okresie czasu w mieszkaniu nr 2 zmniejszyła się z wartości 2553 w stanie rzeczywistym do 1483 (poprawa o 42%), dla mieszkania nr 4 z 2526 do 1457 (poprawa również o 42%). Również wartości wskaźników PMV uległy redukcji z wartości 3 do wartości 2, jednak ta redukcja nie jest

zadowalająca, gdyż wskaźnik PMV powinien mieścić się w przedziale $-0,5 < PMV < +0,5$.

4. Podsumowanie

Przedstawiona w tabeli 3 analiza wpływu różnych wariantów docieplenia poprawia parametry energetyczne budynku – przy wykonanej kompleksowej termomodernizacji ścian wartość współczynnika Htr zredukowana jest o ok. 60%. Niemniej w wariantach docieplenia bez i z wymienioną stolarką w budynku całkowicie ocieplonym zauważalne jest tylko względne zwiększenie wpływu mostków w całkowitych stratach ciepła (14% i 20% wiersz 3 i 4). Zwiększenie tego wpływu jest nieznaczne, niemniej jednak zauważalne i wynika z faktu, że w całkowitym bilansie energetycznym budynku, wpływ występowania mostków termicznych jest większy w przypadku budynków po kompleksowym dociepleniu. Na uwagę zasługuje również fakt, że porównując redukcję strat ciepła w wariantach ocieplenia budynku dostosowanego do obecnych standardów (wiersz 4 tabela 3), w stosunku do standardów czekających nas w 2021 r. (wiersz 5 tabela 3) różnica tych wartości kształtuje się na poziomie zaledwie 10% w stosunku do wartości wyjściowej. Dlatego też dyskusyjnym i wręcz nieekonomicznym staje się planowanie „dzisiaj” jakichkolwiek zabiegów dociepleniowych w oparciu o obowiązujące nas WT, albowiem koszt wykonania ponownego ocieplenia w niedługim czasie będzie niewspółmierny do oczekiwanych redukcji strat ciepła. Wobec powyższego, zdaniem autorów, projektowanie obecnych dociepleń powinno opierać się na wymogach obowiązujących nas dopiero za 7 lat.

Z prowadzonych analiz, dotyczących komfortu, wynika, że warunki komfortu cieplnego w budynkach wielkopłytowych po termomodernizacji są bardzo niekorzystne. Maksymalna temperatura wewnętrzna w jednym z analizowanych lokali (mieszkanie numer 2) wynosi 35,80°C, a liczba godzin przegrzania w analizowanym czasie wynosi w tym samym mieszkaniu 2553, natomiast w mieszkaniu nr 4, 2526. Przedstawione analizy symulacyjne jak również przeprowadzone wcześniej przez autorów symulacje w tego typu budynkach (opisane w [1], [2], [3]) potwierdzają te wnioski. Należy zauważyć, że w obecnych standardach wprawdzie priorytetem jest obniżenie zużycia energii na cele grzewcze w miesiącach zimowych, niemniej jednak nie należy zapominać, że komfort przebywania w tego typu budynkach zwłaszcza w miesiącach letnich nie powinien być pomijany. Rozwiązaniem tego problemu mogłoby być uwzględnienie podczas projektowania docieplenia, zastosowania zewnętrznych lub wewnętrznych osłon zacięających celem zminimalizowania efektu przegrzania. Działania te jednak w znacznym stopniu zmieniają uwarunkowania ekonomiczne całej inwestycji.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Nowak-Dzieszek K., Rojewska-Warchał M., Simulation analysis of microclimate conditions in a multi-family large panel building. *Czasopismo Techniczne Budownictwo* ISSN 1897 – 628X 3 – B/2014 s. 379–387
- [2] Nowak-Dzieszek K., Rojewska-Warchał M., Influence of shadings systems on the microclimate conditions in the large panel building. *Czasopismo Techniczne Budownictwo* ISSN 1897 – 628X 3 – B/2014 s. 371–377
- [3] Nowak-Dzieszek K., Rojewska-Warchał M., Analiza symulacji na komfortu cieplnego w wielokopłytowym budynku wielorodzinnym. *Materiały Budowlane* 8/2014, ISSN 0137-2971 s.47–49

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać

budynki i ich usytuowanie (Dz.U. nr 75, poz. 690 z późn. zm. ogłoszonymi w Dz.U. z 2003 r. Nr 33, poz. 270, z 2004 r. Nr 109, poz. 1156, z 2008 r. Nr 201, poz. 1238, z 2009 r. Nr 56, poz. 461, z 2010 r. Nr 239, poz. 1597, z 2012 r. poz. 1289 oraz z 2013 r., poz. 926

[2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 3 czerwca 2014 r., w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku i lokalu mieszkalnego lub części budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno-użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw charakterystyki energetycznej

[3] PN-EN6946, Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania

[4] PN-EN ISO 7730 Ergonomia środowiska termicznego – Analityczne wyznaczanie i interpretacja komfortu termicznego z zastosowaniem obliczania wskaźników PMV i PPD oraz kryteriów miejscowego komfortu termicznego

Wpływ mostków termicznych w istniejących i modernizowanych budynkach systemowych W70

Mgr inż. Katarzyna Nowak-Dzieszek, mgr inż. Małgorzata Rojewska-Warchał, dr inż. Jacek Dębowski, Politechnika Krakowska

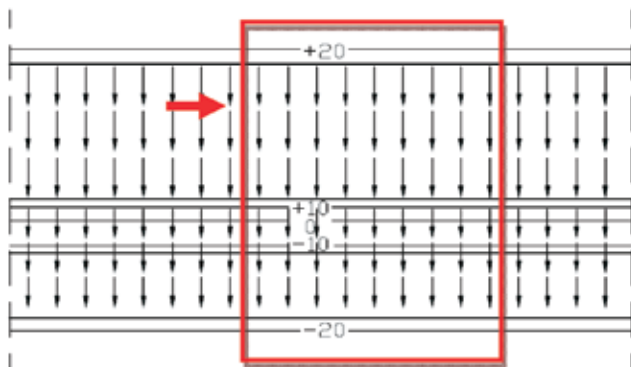
1. Wprowadzenie

Rozpoczęty w latach 90. wielki boom na termomodernizację, a co za tym idzie na oszczędność energii, przy wciąż zmieniających się wymaganiach termicznych spowodował, że budynki systemowe, które zostały zaprojektowane i wykonane w latach 70. i 80. muszą zostać poddawane zabiegom dociepleniowym. Mało tego, te które jako jedne z pierwszych zostały tym zabiegiem poddane, w obecnej chwili ponownie wymagają docieplenia

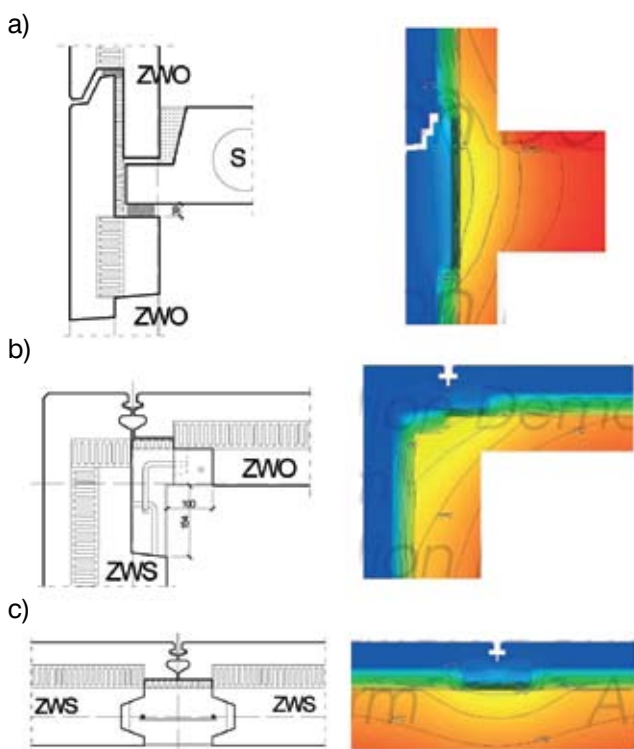
bądź jego remontu. Wynika to przede wszystkim z faktu, że grubość warstwy termicznej, zastosowana 15 lat temu (wówczas 5 cm) nie spełnia obecnych wymagań WT [1], a ponadto sama jakość wykonania ocieplenia wymusza jego naprawę. Dominującym kryterium podczas tzw. szeroko rozumianej termomodernizacji budynków systemowych jest poprawa charakterystyki energetycznej ścian, w ramach której podejmowane są najczęściej wyłącznie działania dociepleniowe. Pomijana jest zwykle kompleksowa analiza cieplna obudowy budynku z uwzględnieniem tak istotnego w bilansie energetycznym wpływu mostków cieplnych, szczególnie tych występujących w miejscach połączeń systemowych oraz balkonów i ich obudów.

2. Analiza mostków termicznych

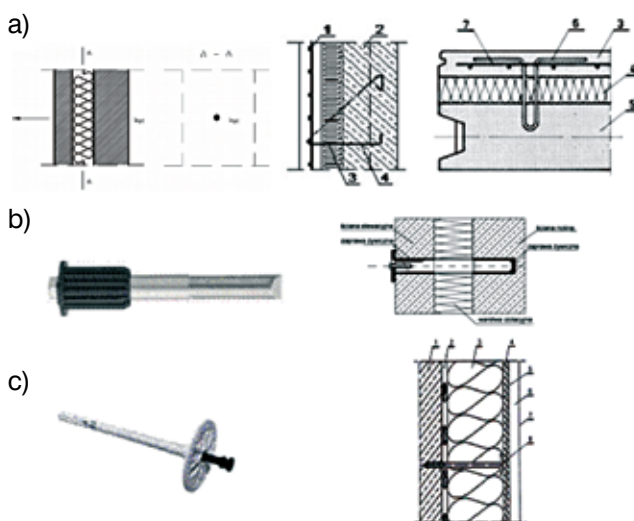
W projektowaniu przegród budowlanych pod kątem cieplno-wilgotnościowym przyjmowane jest najczęściej tylko kryterium grubości izolacji termicznej dobieranej tak, aby spełnione były wymagania [1] dotyczące maksymalnej wartości współczynnika przenikania ciepła U . Dla ścian zewnętrznych do końca 2013 roku był równy $0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$, obecnie $0,25 \text{ W/m}^2\text{K}$, od 1 stycznia 2021 wartość ta nie będzie mogła przekraczać



Rys. 1. Rozkład temperatur oraz gęstości strumienia cieplnego w przegrodzie jednorodnej

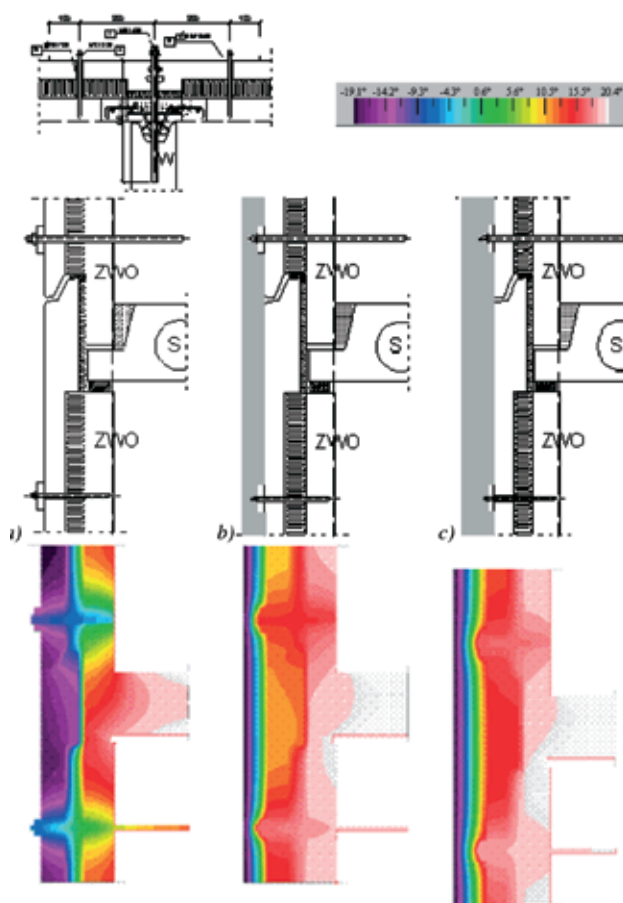


Rys. 2. Węzły systemowe i rozkład izoterm występujących w węzłach



Rys. 3. Przykłady punktowych mostków cieplnych w konstrukcjach wielkopłytych: a) wieszak systemowy w elemencie wielkopłytyowym, b) dodatkowa kotew wzmacniająca ścianę osłonową [3], c) kołek do mocowania izolacji [4]

0,20 W/m²K. W rzeczywistości, o izolacyjności przegrody decyduje nie tylko wartość współczynnika U , lecz tzw. gęstość strumienia cieplnego. W analizach rozważana jest zwykle płaska przegroda jednorodna lub warstwowa złożona z materiałów jednorodnych o stałej grubości, w której przepływ ciepła (strumień) jest jednowymiarowy. W tak określonym sposobie przepływu ciepła przez przegrodę izotermy są równoległe, natomiast linie gęstości strumienia cieplnego prostopadłe do powierzchni przegrody (rys. 1).



Rys. 4. Rozkład temperatur dla wzmocnienia z zastosowaniem stalowej tulei dystansowej wykonane w programie AnTherm: a) bez dodatkowej warstwy izolacyjnej, b) z dodatkową zewnętrzną 6 cm warstwą izolacyjną, c) z dodatkową zewnętrzną 10 cm warstwą izolacyjną [3]

W rzeczywistych przegrodach budowlanych, a zwłaszcza w budynkach systemowych, występują liczne przypadki odbiegające od schematu przegrody jednorodnej. W wyniku zmian geometrii wymuszonych konstrukcyjnie lub materiałowo, w przegrodzie może występować dwu- lub trójwymiarowy przepływ ciepła, a wszelkie tego typu odstępstwa prowadzą do odchylenia izoterm i linii gęstości strumienia cieplnego w stosunku do nakreślonego powyżej układu; przykłady przedstawiono na rysunku 2. Prowadzi to również do znacznych zaburzeń rozkładu temperatur w przekroju i na powierzchniach przegród, a zmiana ta powinna być uwzględniona przy obliczaniu współczynnika strat ciepła H_{tr} .

Co więcej, w budownictwie wielkopłytyowym występują również systemowe wieszaki i szpilki o wysokiej przewodności cieplnej, łączące warstwę fakturową z warstwą nośną, a przebijające warstwę izolacyjną (rys. 3a). Przy dodatkowym wzmocnieniu zakotwienia warstwy fakturowej z warstwą nośną ścian ZWS i ZWO oraz mocowaniu docieplenia do warstwy fakturowej występują kotwy powodujące zwielokrotnienie tego efektu (rys. 3b,c). Wpływ tych kotew jest uwzględniany przy wyznaczaniu współczynników przenikania ciepła przegród w postaci tzw. poprawek



Rys. 5a. Złuszczenia farby i zawilgocenia tynku ściany w obrębie parapetu w budynku po wadliwym dociepleniu ścian zewnętrznych



Rys. 5b. Zawilgocenia tynku w obszarze nadproża okiennego w obrębie złącza stropodachu w budynku, po dociepleniu ścian zewnętrznych

obliczanych na podstawie Załącznika D do normy [2]. Analiza termiczna wpływu wzmocnień budynków wielokopłytowych wskazuje, że typ wzmocnienia i grubość dodatkowej izolacji termicznej mają istotny wpływ na lokalną zmianę izolacyjności ściany osłonowej ZWO w obszarze wykonanych wzmocnień złącz pionowych ZWO-W-ZWO (rys. 4). Potwierdzają to analizy wykonane w pracy [3], w których wykazano, że uśredniony współczynnik przenikania ciepła U , wyznaczony dla obszaru wykonanego wzmocnienia jest znacznie większy niż w strefie poza wzmocnieniem. Dla wariantu bez docieplenia wynosi on $3,58 \text{ W/m}^2\text{K}$, przy dociepleniu 6 i 10 cm izolacji wartość zmniejsza się odpowiednio do $0,7 \text{ W/m}^2\text{K}$ i $0,4 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Niestety, miejsc z wielokierunkowym przepływem ciepła nie daje się opisać prostymi metodami analitycznymi, dlatego też konieczne jest stosowanie metod obliczeniowych bazujących na MES (Metodzie Elementów Skończonych).

W kompleksowym bilansie energetycznym budynku, względny wpływ występowania mostków termicznych jest większy w przypadku budynków po dociepleniu. Wynika to z faktu, iż im niższy jest współczynnik przenikania

ciepła ściany, tym większy jest wpływ mostków na całkowite straty ciepła. Ponadto ze względu na znaczne ograniczenia infiltracji powietrza przez przegrody, a także lokalne obniżenia temperatur w miejscach występowania mostków może nastąpić zawilgocenie i zagrzybienie ścian powodujące uszkodzenia tynków oraz warstw wykończeniowych (rys. 5).

3. Zawilgocenie na powierzchni przegrody

Analizując przegrodę pod względem wilgotnościowym, należy zwrócić uwagę na bardzo istotne zjawiska związane z transportem wilgoci, takie jak kondensacja węgłna oraz ryzyko powstania pleśni na powierzchni przegrody. Występowanie pleśni na wewnętrznych powierzchniach przegród w budynkach jest zjawiskiem niedopuszczalnym. Miejscem najbardziej narażonym na wystąpienie grzybów pleśniowych są powierzchnie opisanych wcześniej mostków cieplnych, gdzie temperatura powierzchni wewnętrznej przegrody jest najniższa. Sprzyjającymi warunkami do rozwoju w tych miejscach pleśni jest wysoka wilgotność względna powietrza przy powierzchni przegrody, co istotne – do rozwoju



Rys. 6a. Uszkodzenie warstwy fakturowej i zbrojącej na skutek wadliwego wykonania docieplenia w obszarze złącza ZWO-ZWO-S



Rys. 6b. Odsonięcie warstwy docieplenia w obszarze złącza ZWO-ZWO-S

pleśni może dojść już wówczas, gdy wilgotność ta przekroczy wartość 80% [6]. Tak więc do jej powstania nie jest konieczna kondensacja pary wodnej na samej powierzchni przegrody.

Ryzyko wystąpienia kondensacji powierzchniowej ocenia się zgodnie z PN EN 13788 [6] w oparciu o wartość bezwymiarowego współczynnika temperaturowego f_{Rsi} , będącego funkcją temperatury wewnętrznej, zewnętrznej oraz temperatury powierzchni przegrody θ_{si} . Na podstawie wartości minimalnej dopuszczalnej temperatury powierzchni $\theta_{si,min}$, poniżej której wilgotność względna na powierzchni przekroczy wartość 80%, określa się minimalny czynnik temperaturowy f_{Rsimin} . Wymaganie dotyczące zabezpieczenia przed powstaniem pleśni jest spełnione, jeśli wartość współczynnika f_{Rsi} jest większa od minimalnej wartości f_{Rsimin} podanej w przepisach budowlanych lub normie narodowej. Według [1] dopuszcza się przyjmowanie minimalnej wartości f_{Rsi} równej 0,72.

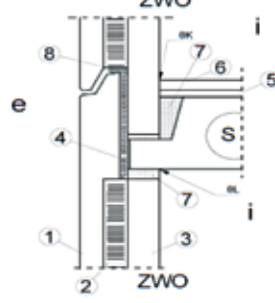
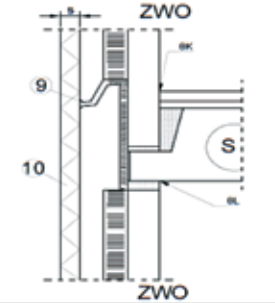
Problem powstawania pleśni w budynkach z wielkiej płyty dotyczy w szczególności obiektów, w których tradycyjna drewniana stolarka okienna została zastąpiona nową, szczelną wykonaną z PCV. Bardziej szczelne okna podwyższają wilgotność względną powietrza wewnętrznego, co może prowadzić do powstania pleśni.

W budynkach systemowych występowanie licznych mostków jest charakterystyczną wadą ścian zewnętrznych nieocieplanych, która wynika z konstrukcji złączy pomiędzy ścianami i stropami. Niestety przygotowywana obecnie dokumentacja projektowa termomodernizacji bloków z wielkiej płyty, nie zawiera praktycznie żadnych detali docieplenia złączy. Wszystkie mostki cieplne powinny być uwzględniane w obliczeniach ciepło-wilgotnościowych każdego budynku, a zwłaszcza budynku systemowego. W Polsce od 1991 r. funkcjonuje katalog detali systemów budownictwa wielkopłytyowego [7], który był uzupełnieniem do normy PN-91/B-02020 [8]. Niemniej jednak, ze względu na dużą liczbę różnego rodzaju systemów wielkopłytyowych, nie obejmuje on wszystkich przypadków. Ponadto znaczny postęp i rozwój, wprowadzanych na rynek, materiałów izolacyjnych spowodował, że katalog ten znacznie się zdezaktualizował.

4. Analiza termiczna typowego węzła ZWO-ZWO-S

W tabeli 1 przedstawiono przykładową analizę wybranego złącza systemowego ZWO-ZWO-S wraz z obliczonymi wartościami współczynnika przenikania ciepła U , liniowego współczynnika przenikania ciepła mostka Ψ , czynnika temperaturowego f_{Rsi} , wilgotności względnej na powierzchni mostka ϕ , w zależności od grubości ocieplenia. Analizę przeprowadzono w programie An-Therm, a do obliczeń, wartość θ_e przyjęto, zgodnie z PN-EN ISO 13788:2003 [5] minimalną średnią miesięczną temperaturę termometru suchego z klimatycznych

Tabela 1. Węzeł w obszarze złącza poziomego dwóch płyt osłonowych ZWO i stropu S [3]

W-70H/ZWO-ZWO-S			
Połączenie poziome ścian osłonowych z płytą stropową ZWO - S			
Szczegół skala 1:10		Parametry materiałów	
	1	nazwa materiału	d [mm]
	2	warstwa funkcyjna	5
	3	izolacja	5
	4	warstwa nośna betonu	8
	5	izolacja	2
	6	pręt	2
	7	zaprawa cementowa	3
	8	izolacja	5
	9	warstwa funkcyjna	5
	10	EPS fałda	5
Szczegół docieplenia styropianem skala 1:10		Parametry w zależności od grubości docieplenia	
	1	U [W/m²K]	0,04
	2	Ψ [W/mK]	0,009
	3	φ [%]	0,263
	4	φ [%]	0,029
	5	φ [%]	0,165
	6	φ [%]	0,1
	7	φ [%]	0,076
	8	φ [%]	0,054
	9	φ [%]	0,037
	10	φ [%]	0,029

danych statystycznych dla stacji meteorologicznej Kraków-Balice, wynoszącą $-2,6^{\circ}\text{C}$. Natomiast jako θ_i przyjęto wg [1] wartość 20°C .

W wyniku symulacji wykonanej w programie określono liniowy współczynnik przenikania mostka oraz najniższą temperaturę na wewnętrznej powierzchni przegrody. Dodatkowo ustalono maksymalną wartość wilgotności względnej powietrza wewnętrznego ϕ_{max} , przy której, dla powyższych warunków temperaturowych, nie zajdzie jeszcze ryzyko powstania pleśni.

Z przedstawionego poniżej przykładu wynika, że stosowane wcześniej ocieplenie cienką warstwą styropianu np. 5 cm (wartość U nie spełnia obecnych wymogów zawartych w [1]), powoduje gwałtowny spadek współczynnika przenikania ciepła U i liniowego współczynnika przenikania ciepła Ψ . Natomiast kolejne zwiększenie grubości styropianu, znacznie poprawia wartość współczynnika U , ale nie powoduje już tak gwałtownych zmian współczynnika Ψ . Poddaje to w wątpliwość sens dalszego pogrubiania izolacji poza wymagane min U , a wręcz ukierunkowuje na dokładniejszą analizę pod względem dopracowania szczegółu samego rozwiązania. Potwierdza to również nieznaczna zmiana, wskaźnika f_{Rsi} przy kolejnych zmianach grubości izolacji (z 10 na 15 cm).

Istotne jest, że przyjęta symulacja docieplenia węzłów zakłada poprawną realizację pod kątem wykonawczym (brak jakichkolwiek szczelin pomiędzy elementami ocieplenia,

odpowiednia grubość i parametry materiałowe), dlatego dla uzyskania właściwego (złożonego) efektu minimalizacji lub całkowitej likwidacji mostka cieplnego konieczne jest dokładne wykonanie ocieplenia poszczególnych złączy. Niestety założenia te nie zawsze bywają spełniane, co pokazują przytoczone poniżej przykłady (rys. 6).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ligęza W., Dębowski J., Nowak-Dziesko K., Rojewska-Warchał M., Zagadnienia remontowe i modernizacyjne w budynkach z „Wielkiej Płyty”, w: Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Konstrukcje żelbetowe, t. II., Wyd. PZITB Oddział w Gliwicach, 2014, 341-441
- [2] Dębowski J., Wpływ ukrytych wad wykonawczych na trwałość budynków wielkopłytowych, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2008
- [3] Adamczyk J., Analiza mostków termicznych w systemowym budownictwie mieszkaniowym z elementów wielkopłytowych – praca dyplomowa pod kierunkiem Jacka Dębowskiego, Politechnika Krakowska, Kraków 2013 r.

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. nr 75, poz. 690 z późn. zm. ogłoszonymi w Dz.U. z 2003 r. Nr 33, poz. 270, z 2004 r. Nr 109, poz. 1156, z 2008 r. Nr 201, poz. 1238, z 2009 r. Nr 56, poz. 461, z 2010 r. Nr 239, poz. 1597, z 2012 r. poz. 1289 oraz z 2013 r., poz. 926
- [2] PN-EN6946, Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania
- [3] Aprobata Techniczna ITB AT-15-6173/2010, Łączniki wklejane HWB do wzmocnienia betonowych ścian warstwowych
- [4] Koelner SA, AT –15 –3248/98 + ANEKS
- [5] PN-EN ISO 13788:2003, Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku – Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa – Metody obliczania
- [6] PN-EN ISO 10211:2008, Mostki cieplne w budynkach
- [7] Materiały pomocnicze do PN-91/B-02020, Ochrona cieplna budynków, ITB, Warszawa 1991
- [8] PN-91/B-02020, Ochrona cieplna budynków – Wymagania i obliczenia

Analizy dynamiczne w projektowaniu kładek dla pieszych

Dr inż. Marek Pańtak, Politechnika Krakowska

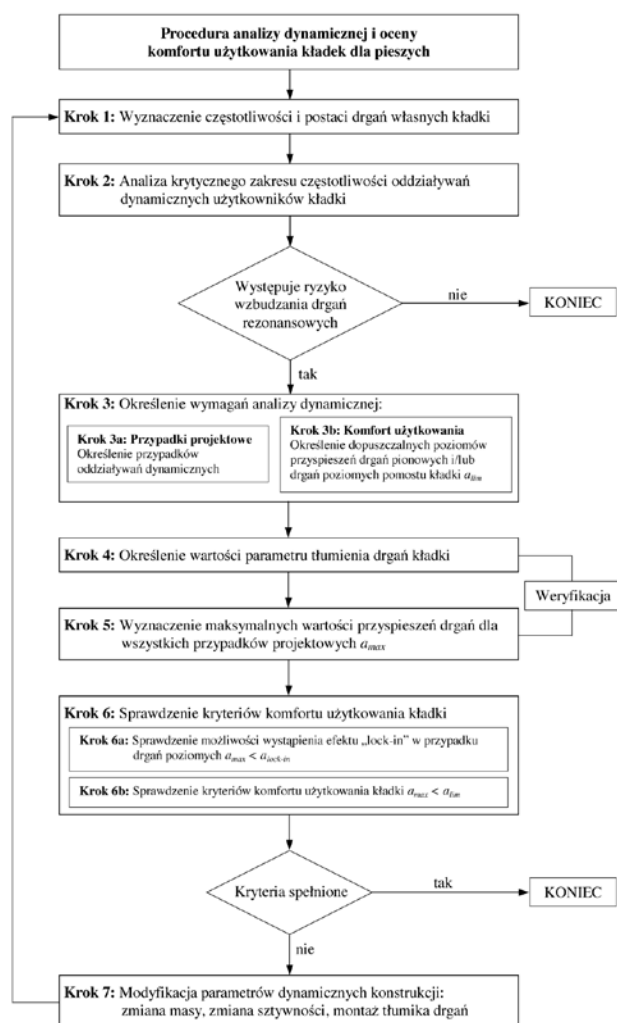
1. Analizy dynamiczne kładek dla pieszych

Kładki dla pieszych o średniej i dużej rozpiętości przęseł często charakteryzują się zwiększoną podatnością dynamiczną na oddziaływania dynamiczne pochodzące od ich użytkowników, powstające w normalnych warunkach użytkowania podczas chodu i biegu lub w warunkach oddziaływań wyjątkowych (akty wandalizmu) w postaci skoków i przysiadów. Duże znaczenia na etapie projektowania konstrukcji odgrywają analizy dynamiczne prowadzące do wyznaczenia poziomu drgań konstrukcji i oceny komfortu jej użytkowania. Analizy te stają się szczególnie istotne w przypadku projektowania smukłych i lekkich stalowych kładek dla pieszych charakteryzujących się małą masą, małą sztywnością oraz niskim poziomem tłumienia drgań. Na etapie projektowania konstrukcji tego typu istotne jest wykonywanie wstępnej analizy dynamicznej konstrukcji obejmującej wyznaczenie jej częstotliwości i postaci drgań własnych oraz analiza krytycznego zakresu częstotliwości związanych z ryzykiem wystąpienia drgań rezonansowych. W przypadku występowania ryzyka rezonansu konieczne jest wykonanie dalszych obliczeń dynamicznych (analiza drgań wzbudzonych) uwzględniających dynamiczne oddziaływania pieszych o naturze codziennej, takich

jak chód i bieg pojedynczych pieszych oraz ich większych grup. W przypadku kładek dla pieszych zlokalizowanych w ciągu tras o dużym natężeniu ruchu pieszych, kładek w centrach miast, kładek w sąsiedztwie dworców, obiektów sportowych oraz obiektów i terenów rekreacyjnych, a także kładek o dużych rozpiętościach przęseł i/lub nowoczesnej (prototypowej, nietypowej) formie konstrukcyjnej, w celu zapewnienia komfortu użytkowania konstrukcji wskazane jest uwzględnianie w analizach dynamicznych, oprócz oddziaływań o naturze codziennej, również oddziaływań rzadkich. Na rysunku 1 przedstawiono ogólny schemat blokowy procedury analizy dynamicznej i oceny komfortu użytkowania kładek dla pieszych. Kolejne kroki analizy pozwalają ustalić podstawowe parametry dynamiczne analizowanej konstrukcji, parametry obciążeń dynamicznych i w efekcie prowadzą do określenia maksymalnej wartości przyspieszeń drgań pomostu kładki i ocenę komfortu jej użytkowania.

1.1. Krytyczny zakres częstotliwości i modele dynamicznych oddziaływań użytkowników

Ważnym wstępnym etapem analizy są kroki nr 1 i 2 dotyczące określenia częstotliwości i postaci drgań własnych analizowanej konstrukcji oraz krytycznego zakresu



Rys. 1. Schemat blokowy procedury analizy dynamicznej i komfortu użytkowania kładek dla pieszych [1]

częstotliwości podstawowych typów dynamicznych oddziaływań użytkowników kładki.

Przedziały częstotliwości charakteryzujące podstawowe typy dynamicznych oddziaływań użytkowników na konstrukcję określono m.in. w [2]:

- chód (zakres całkowity – 1,4–2,4 Hz):
 - wolno – 1,4–1,7 Hz,
 - normalnie – 1,7–2,2 Hz,
 - szybko – 2,2–2,4 Hz,
- bieg (zakres całkowity – 1,9–3,3 Hz):
 - wolno – 1,9–2,2 Hz,
 - normalnie – 2,2–2,7 Hz,
 - szybko – 2,7–3,3 Hz,
- skoki, przysiady (zakres całkowity: 1,3–3,4 Hz):
 - wolno – 1,3–1,9 Hz,
 - normalnie – 1,9–3,0 Hz,
 - szybko – 3,0–3,4 Hz.

Jak wskazują na to liczne przykłady wynikające z analiz dynamicznych oraz dynamicznych badań terenowych różnych typów kładek dla pieszych, konstrukcje o rozpiętościach przęsła przekraczających 30,0 m często charakteryzują się częstotliwościami drgań własnych

mieszczącymi się w przedziałach częstotliwości oddziaływań pieszych (rys. 2).

Stwierdzenie na podstawie pierwszego i drugiego kroku analizy możliwości występowania drgań rezonansowych konstrukcji nie dyskwalifikuje jeszcze projektu i nie oznacza konieczności wprowadzania zmian konstrukcyjnych. W sytuacji tej wymagane jest jednak wykonanie analizy drgań wymuszonych konstrukcji w celu określenia maksymalnych wartości przyspieszeń drgań pomostu. Analizy takie wykonać można np. poprzez numeryczne całkowanie dynamicznego równania ruchu z użyciem zastępczego modelu dynamicznego konstrukcji o jednym stopniu swobody bądź złożonego modelu MES projektowanej konstrukcji obciążonego oddziaływaniami dynamicznymi w postaci sił generowanych przez użytkowników w różnych formach ich aktywności (chód, bieg, skoki). Oddziaływania te, określane terminem sił reakcji podłoża, są funkcjami okresowymi opisywanymi często, lecz nie wyłącznie, za pomocą szeregu Fouriera jako suma składowych harmonicznych o przebiegu sinusoidalnym. Do poprawnego zamodelowania oddziaływań wymagana jest znajomość szeregu parametrów wykorzystywanych w ich

a) 2,40 Hz



b) 2,33 Hz



c) 2,51 Hz



d) 2,14 Hz



e) 2,05 Hz



f) 1,57 Hz



Rys. 2. Przykłady podstawowych postaci i częstotliwości drgań własnych wybranych kładek dla pieszych: a) kładka stalowa o konstrukcji kratownicowej $L_t = 35,0$ m, b) kładka betonowa sprężona o konstrukcji ramowej $L_t = 14,0 + 34,0 + 14,0$ m, c) kładka stalowa o konstrukcji w formie kratownicy przestrzennej $L_t = 45,0$ m, d) kładka stalowa o konstrukcji łukowej $L_t = 45,0$ m, e) kładka o konstrukcji łukowej z pomostem betonowym $L_t = 100,0$ m, f) kładka podwieszona z pomostem zespolonym stalowo-betonowym $L_t = 25,5 + 60,0 + 25,5$ m

opisie np.: długość kroku, prędkość ruchu, czas kontaktu z podłożem, współczynniki wzmocnienia dynamicznego, przesunięcia fazowe składowych harmonicznym oddziaływania itp.

Poniższy szereg Fouriera, przy przyjęciu odpowiednich parametrów, pozwala na określenie siły reakcji podłoża generowanej podczas chodu, biegu oraz skoków.

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G\alpha_i \sin(2\pi f_s t + \varphi_i) \quad (1)$$

gdzie: G – ciężar osoby idącej, biegnącej lub skaczącej ($G \approx 700-800$ N), f_s – częstotliwość chodu, biegu lub skoków przyjmowana za równą częstotliwości drgań własnych analizowanej konstrukcji w celu modelowania oddziaływania o charakterze rezonansowym, t – krok czasowy, α_i – współczynniki Fouriera (współczynniki wzmocnienia dynamicznego) dla poszczególnych składowych harmonicznym, φ_i – przesunięcie fazowe i -tej składowej harmonicznym względem pierwszej składowej harmonicznym, i – numer składowej harmonicznym, n – liczba składowych harmonicznym uwzględnionych w analizie (w przypadku modelowania oddziaływań w postaci chodu i biegu najczęściej uwzględniane

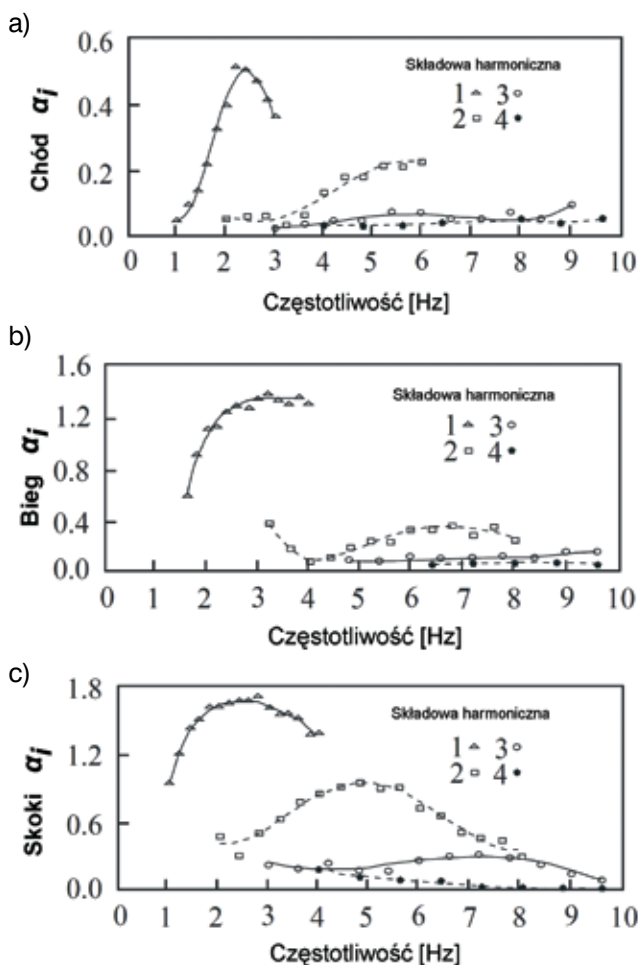
są trzy składowe harmonicznym, w przypadku modelowania oddziaływań w postaci skoków konieczne może być uwzględnienie czterech lub pięciu składowych harmonicznym [2]).

Bez znajomości parametrów α_i oraz φ_i praktyczne wykorzystanie równania (1) jest niemożliwe. W [2] i [3] zalecane jest przyjęcie $\phi_2 = \phi_3 = \pi/2$. W literaturze odnalezć można również zalecenia dotyczące przyjmowania wartości α_i . Wartości współczynników α_i dla chodu, biegu i skoków przedstawiono za [4, 5] na rysunku 3.

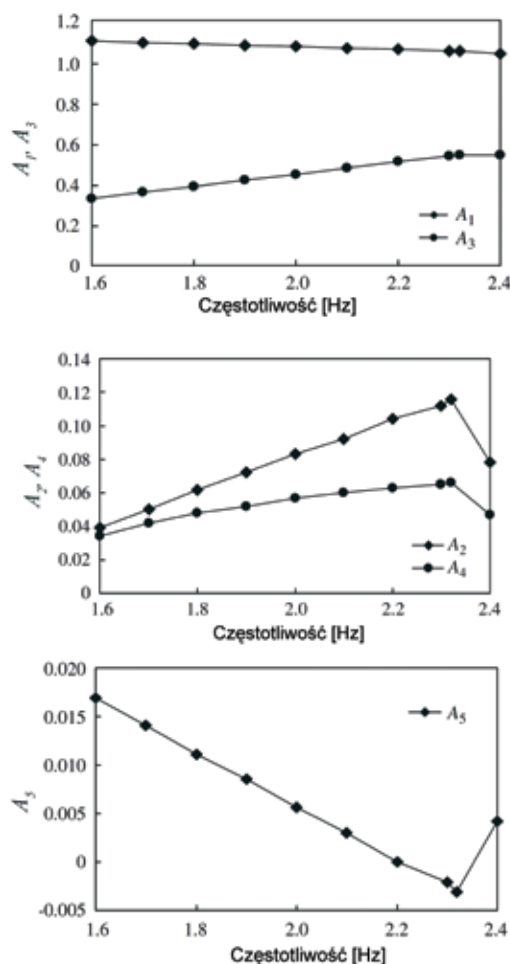
Równanie (1) w przypadku chodu opisuje ciągłą funkcję będącą sumą siły reakcji podłoża od prawej i lewej stopy. W celach analizy niekiedy bardziej przydatny może być opis siły reakcji podłoża generowanej przez jedną stopę. Pozwala na to wykorzystanie równania (2) [6].

$$F_e(t) = G \sum_{i=1}^5 A_i \sin\left[\frac{\pi n}{t_c} t\right], \quad 0 \leq t \leq t_c \quad (2)$$

gdzie: G – ciężar osoby idącej ($G \approx 700-800$ N), t_c – czas kontaktu stopy z podłożem podczas chodu ($t_c \approx 1.32T_p$, T_p – okres chodu (okres stawiania kroków)), A_i – amplituda i -tej składowej harmonicznym (rys. 4), t – krok czasowy, i – numer składowej harmonicznym.



Rys. 3. Współczynniki dynamiczne składowych harmonicznym α_i dla: a) chodu, b) biegu, c) skoków [4, 5]

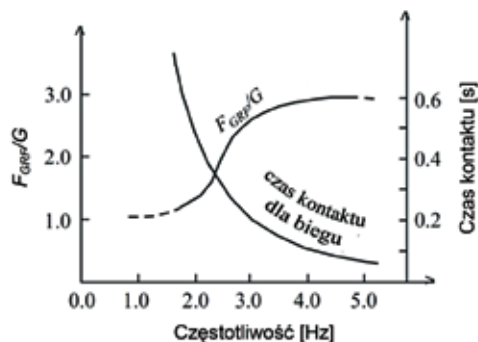
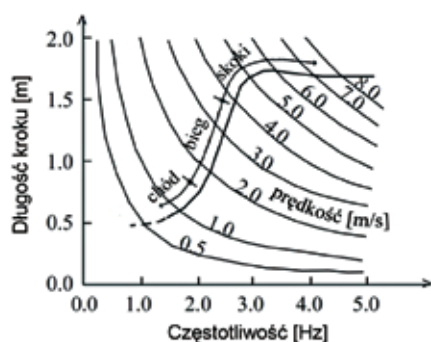


Rys. 4. Amplitudy składowych harmonicznym a) A_1, A_3 , b) A_2 , c) A_5 w przedziale częstotliwości 1.60 Hz - 2.40 Hz [6].

W celu modelowania oddziaływań w postaci biegu, oprócz równania (1), wykorzystać można również równanie (3) [7].

$$F(t) = \begin{cases} A m g \cdot \sin \left[\frac{\pi f_s}{k} \cdot t \right] & \text{dla } i \cdot T < t \leq (i+k) \cdot T \\ 0 & \text{dla } (i+k) \cdot T < t \leq (i+1) \cdot T \end{cases} \quad (3)$$

gdzie: $A = \pi/2k$ – współczynnik wzmocnienia dynamicznego, $k = t_c/T$ – współczynnik czasu kontaktu (t_c – czas kontaktu dla biegu – rys. 5), $T = 1/f_s$ – okres biegu, f_s – częstotliwość biegu, m – ciężar osoby biegnącej w [kg], g – przyspieszenie ziemskie w [m/s²], t – krok czasowy, $i = 1, 2, 3, \dots$



Rys. 5. Zależność długości kroku, prędkości ruchu, maksymalnej amplitudy siły oraz czasu kontaktu z podłożem dla biegu od częstotliwości kroków [8, 9]

Oddziaływania w postaci skoków opisane mogą być także równaniem (4) [10].

$$F(t) = \begin{cases} A \cdot G \cdot \left[0,5 - 0,5 \cos \left[\frac{2\pi \cdot t}{t_c} \right] \right] & \text{dla } t \leq t_c \\ 0 & \text{dla } t_c < t \leq T \end{cases} \quad (4)$$

gdzie: $A = 2T/t_c$ – współczynnik wzmocnienia dynamicznego podczas skoków, G – ciężar osoby skaczącej ($G \approx 700-800$ N), T – okres skoków, t_c – czas kontaktu z podłożem podczas skoków (tab. 1), t – krok czasowy.

Tabela 1. Czas kontaktu z podłożem dla różnych częstotliwości skoków

Typ oddziaływania	Częstotliwość [Hz]	Czas kontaktu t_c [s]	Źródło
Skoki	1.46	0.59	[11]
	1.71	0.51	
	1.90	0.43	
	1.95	0.39	
	2.49	0.25	
	2.69	0.25	
	2.00	0.36±0.04	[10]
	2.50	0.28±0.03	
	3.00	0.24±0.02	
	2.00	0.33	Badania własne autora
	2.50	0.25	
	2.75	0.23	

1.2. Tłumienie drgań

Ważnym zagadnieniem, wywierającym duży wpływ na końcowy wynik obliczeń, jest poprawne określenie parametru tłumienia drgań konstrukcji. Krok nr 4 w powyższym schemacie blokowym wymaga odpowiedniego przyjęcia wartości parametru tłumienia drgań występującego w analizowanej konstrukcji. Często wykorzystuje się w tym celu zalecenia literatury określające przedziały parametru tłumienia drgań np. ułamka tłumienia krytycznego $\xi \approx \delta/2\pi$ (δ – logarytmiczny dekrement tłumienia) dla różnych typów konstrukcji (stalowe, betonowe, zespolone, sprężone) (tab. 2) bądź własne bazy danych parametrów tłumienia. Ustalając wartość parametru tłumienia drgań, pamiętać należy, iż

jego wartość zależna jest m.in. od częstotliwości oraz od poziomu amplitud drgań. Podczas drgań o dużych amplitudach dochodzi do szybszej dyssypacji energii na skutek tarcia między elementami konstrukcji, co przekłada się na szybsze tłumienie drgań (wyższą wartość ułamka tłumienia krytycznego). Po wstępnym oszacowaniu wartości amplitud drgań w przypadku występowania drgań o dużych amplitudach konieczne

Tabela 2. Ułamek tłumienia krytycznego dla różnych typów kładek dla pieszych w przypadku małych amplitud drgań [1]

Typ konstrukcji	Ułamek tłumienia krytycznego ξ		
	Wartość minimalna	Wartość średnia	Wartość maksymalna
Żelbetowa	0,8%	1,3%	1,8%
Sprężona	0,5%	1,0%	1,5%
Zespolona (stal-beton)	0,3%	0,6%	0,9%
Stalowa	0,2%	0,4%	0,6%
Drewniana	1,0%	1,5%	2,0%
Wstęgowa	0,7%	1,0%	1,3%

Tabela 3. Ułamek tłumienia krytycznego dla różnych typów kładek dla pieszych w przypadku dużych amplitud drgań wzbudzanych celowo (wandalizm) [1]

Typ konstrukcji	Ułamek tłumienia krytycznego ξ
Żelbetowa	5,0%
Sprężona	2,0%
Stalowa – połączenia spawane	2,0%
Stalowa – połączenia śrubowe	4,0%

może okazać się zweryfikowanie przyjętej wartości tłumienia drgań (tab. 3).

W celu ustalenia ekstremalnych wartości przyspieszeń drgań konstrukcji w analizie wykorzystać można wartości minimalne i maksymalne parametru tłumienia drgań dla danego typu konstrukcji.

1.3. Kryteria komfortu użytkowania kładek dla pieszych

Wykonanie oceny komfortu użytkowania kładki wymaga odniesienia wyznaczonych poziomów przyspieszeń drgań do wymogów kryteriów komfortu użytkowania. W tym celu wykorzystać można zalecenia przedstawione w wytycznych [12] (tab. 3), które znacznie dokładniej niż podano to w rozdziale A2.4.3 załącznika A2 normy PN-EN 1990 określają poziomy dopuszczalnych przyspieszeń drgań pionowych i poziomych pomostów kładek dla pieszych. Zapewnienie w konstrukcji wartości przyspieszeń drgań nie przekraczających przyspieszeń zalecanych w [12] dla najwyższej klasy komfortu (klasa 1) pozwalają na zachowanie maksymalnego komfortu użytkowania konstrukcji i całkowite uniknięcie odczuwania drgań przez osoby idące. Klasa komfortu nr 3 znacznie łagodzi wymagania klasy 1, dopuszczając odczuwanie drgań przez pieszych pod warunkiem ich rzadkiego występowania. W przypadku dążenia do uniknięcia odczuwania drgań kładki przez osoby stojące (nie przemieszczające się) wymagania kryteriów komfortu muszą zostać zastrzeżone. Dopuszczalne poziomy

Tabela 4. Klasy komfortu użytkowania kładek dla pieszych [12]

Klasa komfortu	Ocena komfortu	Przyspieszenia drgań a_{max} [m/s ²]		Opis
		pion	poziom*)	
Klasa 1	Komfort maksymalny	0,0-0,5	0,0-0,15	Drgania nieodczuwalne przez użytkowników kładki będących w ruchu.
Klasa 2	Komfort średni	0,5-1,0	0,15-0,3	Drgania słabo odczuwane przez użytkowników kładki będących w ruchu.
Klasa 3	Komfort minimalny	1,0-2,5	0,3-0,8	Drgania odczuwane lecz nadal tolerowane przez użytkowników kładki będących w ruchu (dopuszczone pod warunkiem rzadkiego występowania).
Klasa 4	Brak komfortu	>2,5	>0,8	Drgania wyraźnie odczuwane, powodujące utrudnienie chodu, nie tolerowane przez użytkowników kładki będących w ruchu.

*) W przypadku drgań poziomych, w celu uniknięcia synchronizacji pieszych z częstotliwością i fazą drgań konstrukcji (efekt sprzężenia zwrotnego, efekt „lock-in”), przyspieszenie we wszystkich klasach komfortu zaleca się ograniczyć do wartości 0,10 m/s²

drgań są w takim przypadku dwu-, trzykrotnie mniejsze od określonych w (tab. 4).

2. Podsumowanie

W sytuacji przekroczenia dopuszczalnych poziomów drgań konstrukcji konieczne jest wprowadzenie modyfikacji projektu mających na celu zmianę parametrów dynamicznych konstrukcji. Osiągnąć to można przez modyfikację masy lub sztywności nadmiernie drgającego przęsła bądź przez zwiększenie poziomu tłumienia drgań konstrukcji (montaż tłumika lub zestawu tłumików drgań). W przypadku drgań rezonansowych najbardziej efektywnym sposobem redukcji amplitud drgań jest zwiększenie tłumienia drgań. Amplitudy drgań w rezonansie zależą bowiem odwrotnie proporcjonalnie od współczynnika tłumienia drgań [13]. Analizy teoretyczne dowodzą, iż zmiana masy lub sztywności konstrukcji w celu redukcji amplitud drgań rezonansowych (w granicach możliwych do realizacji w rzeczywistej konstrukcji) nie zapewnia pożądanego efektu.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Heinemeyer Ch., Butz Ch. i inni, Design of lightweight footbridges for human induced vibrations. JRC Scientific and Technical Reports, Luxembourg, JRC-ECCS, 2009
- [2] Bachmann H., „Lively” Footbridges – a real challenge. Proc. of the 1st International Conference on Design and Dynamic Behavior of Footbridges – „Footbridge 2002”, OTUA, Paris, 2002, s. 18–30
- [3] Bachmann H., Amman W., Deischl F., et al., Vibration problems in structures – practical guidelines, 2nd edition, Birkhäuser Verlag, Basel Berlin Boston, 1997 (CEB Bulletin d'information No.209: „Vibration problems in structures – practical guidelines”, 1st edition 1991)
- [4] Rainer J. H., Pernica G., Allen D. E., Dynamic loading and response of footbridges, Canadian Journal of Civil Engineering vol. 15, No. 1, 1988, s. 66–71
- [5] Rainer J. H., Pernica G., Vertical Dynamic Forces from Footsteps, Research Paper National Research Council Canada, Institute for Research in Construction, Vol. 1371, 1985
- [6] Li Q., Fan J. et al., Crowd-induced random vibration of footbridge and vibration control using multiple tuned mass dampers, Journal of Sound and Vibration, Vol. 329, 2010, s. 4068–4092.
- [7] Occhiuzzi A., Spizzuoco M.: Running pedestrian dynamic load model for footbridges, Proc. of the 3rd International Conference on Design and Dynamic Behavior of Footbridges – “Footbridge 2008 – Footbridge for urban renewal”, Porto, 2008, s. 259–269
- [8] Wheeler J. E., Prediction and control of pedestrian induced vibration in footbridges. ASCE Journal of the Structural Division, 1982, Vol. 108, No. 9, s. 2045–2065
- [9] Živanović, S., Pavić, A., Reynolds, P., Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. Journal of Sound and Vibration, 2005, Vol. 279, No. 1–2, s. 1–74
- [10] Faisca, R. G., Characterization of dynamic loads associated with human activities, (Caracterização de cargas dinâmicas geradas por atividades humanas), PhD. Thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2003
- [11] Caetano E., Cunha A., Moutinho C., Vandal loads and induced vibrations on a footbridge, Journal of Bridge Engineering, Vol. 16, Iss. 3, 2011, s. 375–382
- [12] SÉTRA, Footbridges – Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading. Service d'études techniques des routes et autoroutes – SÉTRA, October, 2006
- [13] Lewandowski R., Dynamika konstrukcji budowlanych. Poznań, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2006

Analiza termiczna żelbetowych kominów

Mgr inż. Bartłomiej Ratajewicz, słuchacz studiów doktoranckich, Politechnika Krakowska, prof. dr. hab. inż. Tadeusz Tatara, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

W eksploatacji jednoprzewodowych kominów żelbetowych bardzo istotnym zagadnieniem jest ocena wpływu warunków klimatycznych na zachowanie się konstrukcji. Oddziaływanie wiatru [22] oraz zmiennego pola temperatur ma znaczący wpływ na wartości naprężeń występujących w żelbetowym płaszczu tego typu obiektów.

Agresywne działanie spalin i zastosowane materiały powodują, że większość kominów tego rodzaju wybudowanych przed rokiem 1990 bardzo szybko traci warstwę termoizolacji położoną pomiędzy wewnętrzną wymurówką a płaszczem komina. Brak termoizolacji powoduje narażenie betonu trzonu komina na temperatury wyższe niż przewidywane na etapie projektu, powodując zwiększenie naprężeń termicznych w trzonie; jest to przyczyną rozwarcia rys i penetracji spalin oraz kondensatu w głąb płaszcza. Wysoka kwasowość kondensatu spalin powoduje zmianę odczynu betonu trzonu, a co za tym idzie osłabienie ochronnego działania wywieranego przez beton na stal zbrojeniową, powodując korozję zbrojenia trzonu. Kwasowy odczyn kondensatu spalin i samych spalin sprzyja także karbonatyzacji betonu, powodując zmiany w jego właściwościach materiałowych [1, 2, 3 i 4].

Stan techniczny komina ma również wpływ na charakterystyki dynamiczne konstrukcji. Wpływ degradacji płaszcza komina na jego częstotliwości drgań własnych analizowano w pracy [8]. Wykorzystano trzy warianty modelu uwzględniające stopień degradacji konstrukcji.

W prezentowanej pracy, przyjmując trzy warianty modelu komina, w zależności od jego stanu technicznego, analizowano wpływ obciążenia termicznego w zależności od pory roku na stan naprężeń w konstrukcji.

2. Dane projektowe analizowanego komina

Analizowany komin można uznać za reprezentatywny dla klasy żelbetowych kominów o wysokości do 200 m. Komin wzniesiony został w roku 1975. Jest to jednoprzewodowy komin żelbetowy z wykładziną murowaną o wysokości 180 m (rys. 1). Poniżej, za pracą [8], przytacza się podstawowe dane o konstrukcji komina. Średnica u wylotu wynosi 4,03 m, przy podstawie – 8,15 m. Komin jest zbieżny osiowo od poziomu +20 m. Grubość płaszcza przy podstawie wynosi 70 cm, w segmencie zawierającym wloty czopuchów – 60 cm, a następnie od poziomu +20 m zmniejsza się stopniowo od 50 cm

do 15 cm na poziomie IV galerii (+179 m). Otwory czopuchowe mają wymiary 1,8x6,0 m i znajdują się na wysokości 7 m po przeciwnych stronach trzonu. Płaszcz komina wykonany został z betonu o wytrzymałości odpowiadającej klasie C25/30, zbrojonego stalą klasy A-0. Komin ma jeden przewód spalinowy z wymurówką wykonaną z cegły szamotowej „C1” grubości 25 cm od podstawy do poziomu +30 m, a powyżej tego poziomu z cegły ceramicznej dziurawki grubości 12 cm, odpowiadającej wytrzymałością obecnej klasie 15 [23]. Galerie obsługi znajdują się na poziomach +42,5, +87,5, +132,5 i +178,8 m. Termoizolację trzonu stanowi warstwa wełny żużlowej o grubości 6cm do poziomu +70 m, 4 cm pomiędzy +70 m a +90 m i 4 cm od poziomu +90 m do +150 m. Na ostatnich 30 m rolę termoizolacji pełni warstwa szkła piankowego szarego grubości 4 cm.

3. Zmiany stanu technicznego komina w świetle badań w latach 2000-2010

Podczas eksploatacji komina w latach 1975-2010 elementy jego konstrukcji ulegały postępującej korozji. Warstwa wełny mineralnej doszczętnie skorodowała i bardzo szybko przestała pełnić swoją funkcję. Trzon komina był wielokrotnie remontowany z powodu licznych pęknięć, rys i perforacji spowodowanych gromadzeniem się kondensatu na wspornikach pomiędzy wymurówką i płaszczem komina. Postępująca karbonatyzacja spowodowała znaczący wzrost wytrzymałości na ściskanie betonu, z którego wykonany został komin, jednocześnie powodując spadek jego odczynu poniżej 11.8pH, sprzyjając korozji zbrojenia [6]. W wewnętrznej warstwie żelbetowego płaszcza komina, narażonej na bezpośredni wpływ spalin, nastąpiły znaczne ubytki grubości betonu (średnio 1 cm grubości ścianki) [11,12,13].

4. Analiza numeryczna konstrukcji komina

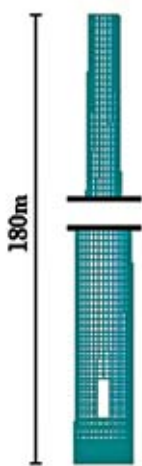
4. 1. Model komina

Komin zamodelowano elementami powłokowymi w programie metody elementów skończonych MIDAS Gen [24]. Przyjęto model komina o utwierdzeniu pełnym, bez uwzględnienia warunków gruntowych (rys. 2, 3).

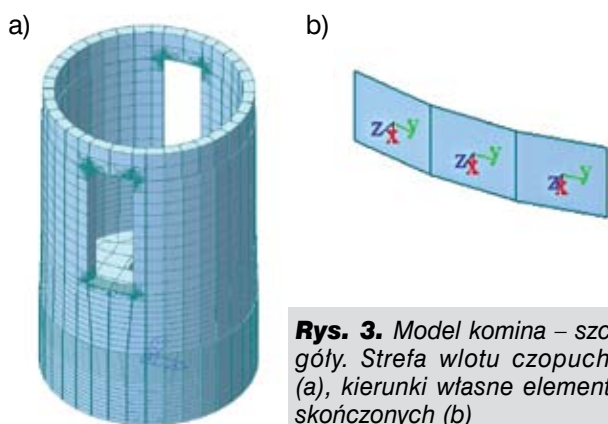
W analizach wykorzystano trzy warianty modelu numerycznego komina, odpowiadające różnym jego stanom technicznym. Model „A” jest to model komina w stanie projektowym (idealnym); model „B” odpowiada stanowi technicznemu komina w roku 2000, a model „C” stanowi komina w roku 2010 [8].



Rys. 1. Widok komina



Rys. 2. Widok modelu komina

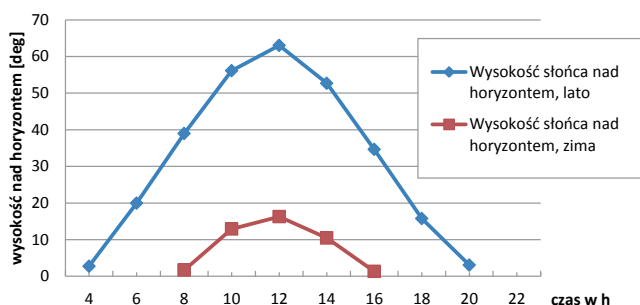


Rys. 3. Model komina – szczegóły. Strefa wlotu czopuchów (a), kierunki własne elementów skończonych (b)

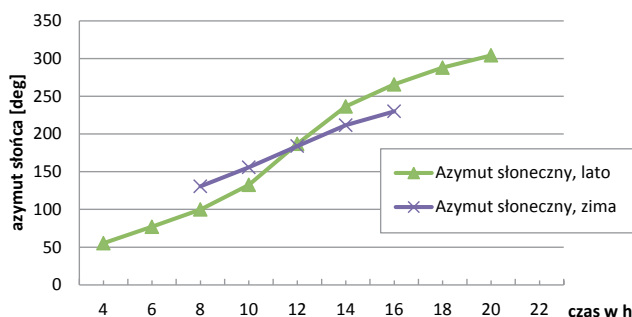
Modele „B” i „C” uwzględniają zmiany wytrzymałości betonu i grubości ścianek żelbetowego płaszcza w kolejnych segmentach na podstawie interpolacji wykorzystującej dane z analizy próbek pobranych z płaszcza na poziomach galerii obsługi. Dodatkowo uwzględniono wpływ korozji na zbrojenie, obniżając pole powierzchni zbrojenia o 25% dla modeli „B” i „C” [1, 5, 7].

4.2. Model obciążenia termicznego

W wariantach modelu uwzględnione zostało zmienne pole temperatur spowodowane warunkami klimatycznymi. Obciążenie to przyłożone zostało do analizowanych



Rys. 4. Wykres wysokości słońca nad horyzontem



Rys. 5. Wykres azymutu słońca

modeli jako gradienty temperatur pomiędzy wewnętrzną i zewnętrzną stroną płaszcza. Nominalna temperatura gazów spalinowych przy wlocie do komina wynosi 130°C , zaś maksymalna 150°C [11]. Dla ciągu naturalnego spadek temperatury wynosi $0,5^{\circ}\text{C}$ na każdy metr wysokości komina.

Na temperaturę powierzchni płaszcza komina wpływ ma także promieniowanie słoneczne absorbowane przez beton. Powoduje ono nierównomierny rozkład temperatur na powierzchni płaszcza, wpływając na naprężenia panujące w betonie. Ilość energii dostarczanej w ten sposób różni się w zależności od pory roku i dnia, z powodu różnej wysokości słońca nad horyzontem (por. rys. 4) i zmian jego azymutu (por. rys. 5) [5].

Na podstawie danych z rysunków 4 i 5 można obliczyć ilość energii absorbowanej przez powierzchnię trzonu komina na podstawie wzoru (1) [5,9]:

$$I_{\beta} = I_{dir} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + h(t) - \beta\right) \cdot \cos(a_s(t) - a_w) \quad (1)$$

gdzie:

I_{dir} – promieniowanie bezpośrednie [W/m^2],

$h(t)$ – wysokość słońca nad horyzontem w funkcji czasu,

β – nachylenie powierzchni elementu,

a_w – azymut normalnej powierzchni elementu [rad],

a_s – azymut słońca w funkcji czasu.

Promieniowanie bezpośrednie określone jest jako [5]:

$$I_{dir} = I_0 \cdot q_G \quad (2)$$

gdzie:

I_0 – stała słoneczna równa $1370 \text{ W}/\text{m}^2$,

q_G – współczynnik zależny od wysokości słońca, pory roku i zanieczyszczenia powietrza.

Temperaturę na powierzchni zewnętrznej płaszcza (T_z) oblicza się wykorzystując zależność (3) [5,9]:

$$T_z = T_0 + I_{\beta} \cdot \frac{E}{\alpha_e} \quad (3)$$

gdzie:

I_{β} – natężenie promieniowania słonecznego na daną powierzchnię [W/m^2],

E – współczynnik absorpcji promieniowania słonecznego,

Tabela 1. Średnie wartości temperatury betonu w segmentach trzonu komina [°C]

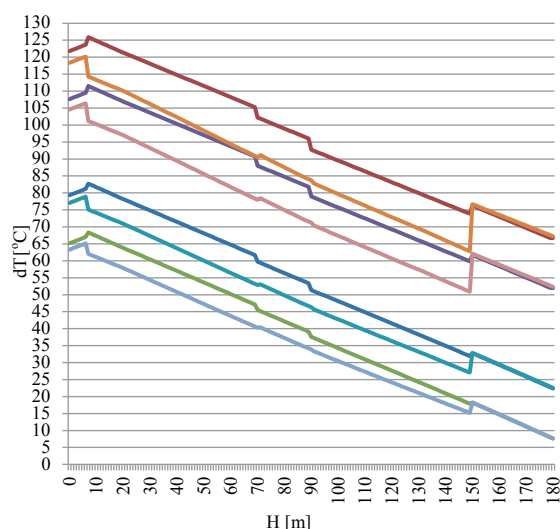
			Model „A”				Model „B”				Model „C”			
			Lato		Zima		Lato		Zima		Lato		Zima	
Segment			słońce	cień	słońce	cień	słońce	cień	słońce	cień	słońce	cień	słońce	cień
0	-	20m	81,18	66,87	38,26	23,95	85,88	72,59	46,01	32,72	85,92	72,6	46,02	32,74
20	-	30m	78,91	64,51	35,72	21,32	84,9	71,89	45,87	32,86	84,95	71,91	45,89	32,89
30	-	40m	77,29	62,86	34,02	19,59	83,43	70,51	44,66	31,74	83,45	70,53	44,67	31,78
40	-	50m	75,69	61,22	32,32	17,86	81,93	69,09	43,42	30,58	81,97	69,15	43,5	30,68
50	-	60m	74,1	59,59	30,63	16,13	80,39	67,64	42,15	29,4	80,5	67,78	42,35	29,63
60	-	70m	72,63	58,11	29,16	14,65	78,81	66,15	40,83	28,17	78,98	66,37	41,16	28,55
70	-	80m	72,15	57,95	29,61	15,42	76,78	64,08	38,68	25,98	77,04	64,42	39,19	26,57
80	-	90m	70,64	56,43	28,12	13,93	75,15	62,54	37,32	24,71	75,45	62,95	37,94	25,44
90	-	100m	70,08	56,25	28,67	14,86	73,7	61,27	36,41	23,98	73,93	61,58	36,89	24,55
100	-	110m	68,39	54,53	25,9	13,06	71,98	59,65	34,98	22,65	72,13	59,85	35,31	23,05
110	-	120m	66,71	52,82	25,14	11,26	70,19	57,94	33,45	21,21	70,27	58,07	33,66	21,46
120	-	130m	65,05	51,11	23,37	9,46	68,35	56,19	31,87	19,72	68,38	56,24	31,97	19,83
130	-	140m	63,69	49,41	21,6	7,65	66,47	54,41	30,27	18,21	66,49	54,43	30,31	18,26
140	-	150m	61,69	47,62	19,64	5,6	64,26	52,05	27,63	15,42	64,28	52,08	27,69	15,47
150	-	160m	59,54	44,94	15,94	1,39	59,55	45,01	15,62	1,52	59,61	45,03	15,68	1,56
160	-	170m	58,05	43,39	14,28	-0,3	58,09	43,44	13,89	-0,11	58,15	43,47	13,92	0,07
170	-	180m	56,6	41,86	12,6	-2,07	56,61	41,87	12,17	-2,03	56,66	42,05	12,21	-1,95

α_e – współczynnik przejmowania ciepła na powierzchni,
 T_o – temperatura powietrza dla danej pory roku,
 Obliczoną temperaturę na powierzchni zewnętrznej płaszcza po stronie nasłonecznionej wg zależności (3) wykorzystano do wyznaczenia rozkładu temperatur w warstwach trzonu komina. Współczynnik przenikania ciepła przez przegrodę cylindryczną wyliczono według wzoru (4) [5,9]:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_n} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{g_i}{\lambda_i} \cdot \chi_i \cdot \frac{R}{r_i} \right) + \frac{1}{\alpha_o} \quad (4)$$

w którym:

α_n – współczynnik napływu ciepła dla wewnętrznej strony wykładziny [W/m²K];
 α_o – współczynnik odpływu ciepła dla zewnętrznej powierzchni trzonu [W/m²K];

**Rys. 4.** Wykres wysokości słońca nad horyzontem

g_i – grubość i-tej warstwy przegrody cieplnej;
 λ_i – współczynnik przewodności cieplnej i-tej warstwy przegrody wg załącznika 1 normy [16];
 χ_i – współczynnik poprawkowy uwzględniający zakrzywienie ściany, w funkcji (R/r_i);
 r_i – wewnętrzny promień krzywizny i-tej warstwy przegrody;
 R – zewnętrzny promień trzonu komina.
 Wartości temperatur na kolejnych warstwach przegród obliczone zostały, wg zależności (5):

$$\Delta t_i = k \cdot \frac{g_i}{\lambda_i} \cdot \chi_i \cdot \frac{R}{r_i} \cdot dT \quad (5)$$

w której:

$$dT = T_w - T_z \quad (6)$$

gdzie:

T_w – temperatura wewnętrzna,
 T_z – temperatura zewnętrzna.

Na podstawie wzoru (6) obliczono różnicę temperatur między wewnętrzną a zewnętrzną częścią trzonu komina dla kolejnych metrów wysokości komina. Przykładowo na rysunku 6 pokazano zmiany różnic temperatur w obliczeniowych modelach „A” i „C”. Ilustrację ograniczono do modeli „A” i „C” z uwagi na skrajne ich stany techniczne. Wykresy wyraźnie ilustrują różnicę pomiędzy gradientem temperatur występującym w zimie i w lecie w modelach „A” i „C”. Dla szczytowych segmentów komina różnice są nieznaczne ze względu na warstwę szkła piankowego, która nadal spełnia swoje zadanie w przeciwieństwie do warstw termoizolacyjnych z wełny żużlowej na niż-

Tabela 2. Zbrojenie w poszczególnych segmentach komina

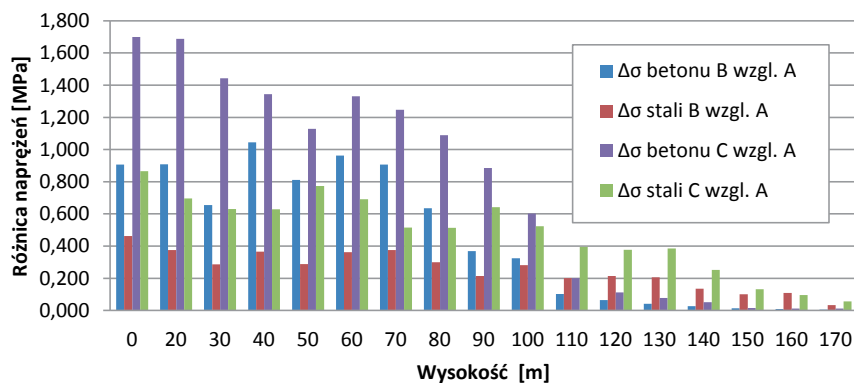
Segment			Zbrojenie pionowe						Zbrojenie obwodowe					
			wg projektu			Pole powierzchni [cm²]			wg projektu		Pole powierzchni [cm²]			
			Średnica [mm]	na m.b.	Rozstaw [cm]	„A”	„B”	„C”	Średnica [mm]	Rozstaw [cm]	„A”	„B”	„C”	
0	-	20m	20	10,0	10,0	31,4	28,3	25,1	14	10,0	15,4	13,9	12,3	
20	-	30m	16	8,0	12,5	16,1	14,5	12,9	12	10,0	11,3	10,2	9,0	
30	-	40m	16	8,0	12,5	16,1	14,5	12,9	12	10,0	11,3	10,2	9,0	
40	-	50m	16	8,0	12,5	16,1	14,5	12,9	12	10,0	11,3	10,2	9,0	
50	-	60m	16	8,0	12,5	16,1	14,5	12,9	12	10,0	11,3	10,2	9,0	
60	-	70m	16	9,0	11,1	18,1	16,3	13,6	12	12,5	14,1	12,7	10,6	
70	-	80m	16	9,0	11,1	18,1	16,3	13,6	8	10,0	5,0	4,5	3,8	
80	-	90m	14	10,0	10,0	15,4	12,3	11,5	8	12,5	6,3	5,0	4,7	
90	-	100m	14	9,0	11,1	13,9	11,1	10,4	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
100	-	110m	12	11,0	9,1	12,4	10,0	9,3	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
110	-	120m	12	11,0	9,1	12,4	10,0	9,3	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
120	-	130m	12	8,0	12,5	9,0	7,2	6,8	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
130	-	140m	8	11,0	9,1	5,5	4,4	4,1	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
140	-	150m	8	9,0	11,1	4,5	3,6	3,4	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
150	-	160m	8	9,0	11,1	4,5	3,6	3,4	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
160	-	170m	8	9,0	11,1	4,5	3,6	3,4	8	20,0	10,1	8,0	7,5	
170	-	180m	8	9,0	11,1	4,5	3,6	3,4	8	20,0	10,1	8,0	7,5	

Tabela 3. Naprężenia w stali i betonie trzonu komina

Segment			Naprężenia w stali [MPa]			Naprężenia w betonie [MPa]		
			„A”	„B”	„C”	„A”	„B”	„C”
0	-	20m	11,334	12,241	13,034	5,775	6,237	6,641
20	-	30m	12,982	13,891	14,670	5,361	5,736	6,058
30	-	40m	13,115	13,771	14,558	5,731	6,018	6,361
40	-	50m	14,938	15,984	16,731	5,233	5,599	5,861
50	-	60m	14,477	15,288	16,649	5,152	5,441	5,925
60	-	70m	14,157	15,120	15,997	5,323	5,685	6,015
70	-	80m	11,336	12,243	12,583	4,688	5,063	5,204
80	-	90m	9,073	9,708	10,162	4,274	4,573	4,787
90	-	100m	7,371	7,740	8,477	4,277	4,491	4,919
100	-	110m	4,633	4,957	5,235	4,023	4,305	4,546
110	-	120m	1,832	1,935	2,034	3,588	3,789	3,983
120	-	130m	0,094	0,100	0,105	3,142	3,356	3,519
130	-	140m	0,052	0,056	0,060	2,569	2,775	2,954
140	-	150m	0,039	0,042	0,044	1,938	2,074	2,190
150	-	160m	0,0321	0,0331	0,034	1,5230	1,5687	1,691
160	-	170m	0,0183	0,0187	0,019	1,4410	1,4698	1,513
170	-	180m	0,0154	0,0160	0,016	0,7950	0,8268	0,819

Tabela 4. Wartości rozwarcia rys w płaszczyźnie komina

Segment			Rozwarcie rys [mm]		
			„A”	„B”	„C”
0	-	20m	0,188	0,201	0,203
20	-	30m	0,154	0,163	0,168
30	-	40m	0,194	0,208	0,213
40	-	50m	0,162	0,174	0,182
50	-	60m	0,156	0,164	0,2
60	-	70m	0,137	0,145	0,163
70	-	80m	0,161	0,172	0,176
80	-	90m	0,217	0,233	0,239
90	-	100m	0,214	0,225	0,253
100	-	110m	0,239	0,253	0,289
110	-	120m	0,363	0,388	0,392
120	-	130m	0,342	0,368	0,374
130	-	140m	0,311	0,327	0,355
140	-	150m	0,285	0,302	0,319
150	-	160m	0,262	0,283	0,277
160	-	170m	0,251	0,266	0,261
170	-	180m	0,257	0,267	0,268

**Rys. 7.** Różnice naprężeń pionowych w betonie i stali trzonu komina (model B względem A i C względem A)

szych segmentach. Średnie temperatury betonu w poszczególnych segmentach trzonu przedstawia tabela 1.

4.3. Wyniki analizy numerycznej w zakresie statyczno-wytrzymałościowym

Analiza statyczna modeli „A”, „B” i „C” została wykonana z uwzględnieniem stanu technicznego (ubytki betonu [8]) oraz wpływu naprężeń termicznych. Do analizy wybrano „model dla okresu letniego” ze względu na występowanie wyższych tem-

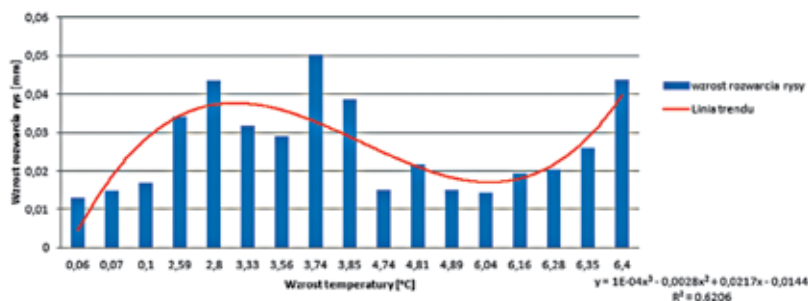
peratur w płaszczu żelbetowym. Zbrojenie przyjęto według projektu, obniżając dodatkowo pole zbrojenia o 20% i 25% dla modeli „B” i „C” (tab. 2).

W tabeli 3 zestawiono obliczone naprężenia pionowe w stali i betonie trzonu komina. Obliczenia wykazały około 8% wzrost naprężeń w zbrojeniu i betonie w modelu C względem modelu A, oraz 4% w modelu B względem modelu A – por. rysunek 7.

Z analizy wyników obliczeń naprężeń termicznych widoczny jest ich miarowy wzrost wraz ze wzrostem gradientu temperatur w betonowym płaszczu komina.

Analizy numeryczne wykazały też zwiększenie się szerokości rozwarcia rys w płaszczu komina (tab. 4.), spowodowane znacznym wzrostem temperatury betonu w rozpatrywanych modelach „A”, „B” i „C”.

Przykładowo zależność wzrostu rozwarcia rysy w modelu „C” od zmiany temperatury betonu trzonu wraz z linią trendu pokazano na rysunku 8.



Rys. 8. Zależność między zmianą temperatury a wzrostem szerokości rozwarcia rys

5. Podsumowanie

Wyniki analizy numerycznej przedmiotowego komina ukazują zmniejszenie różnicy temperatur między warstwami płaszcza oraz wzrost naprężeń w zbrojeniu i betonie dla modeli „B” i „C”. W porównaniu z modelem „A”, gradienty temperatur modeli „B” i „C” zmniejszyły się o ok. 4%, powodując nagrzanie zewnętrznej warstwy płaszcza i zmiany w naprężeniach panujących w trzonie komina. Bezpośredni wpływ ma na to brak izolacji termicznej, w modelach „B” i „C”, doszczętnie skorodowanej przez spaliny.

Wzrost temperatury żelbetowego płaszcza podczas eksploatacji powoduje zwiększenie rozwarcia rys i postępujące rozszczelnienie komina [5]. Dodatkowo wzrost temperatury może spowodować odkształcanie się stali zbrojeniowej, a w efekcie utratę przyczepności zbrojenia i zniszczenie otuliny.

Naprężenia w betonie i stali zbrojeniowej w modelach „B” i „C” nie przekraczają dopuszczalnych normowych wartości [17], ale postępująca korozja i utrata grubości ścian trzonu mogą spowodować ich przekroczenie.

Celem precyzyjnego określenia obecnego stanu komina konieczna jest analiza termowizyjna i ponowne pobranie próbek płaszcza, co pozwoli ocenić rzeczywisty rozkład temperatur w betonie podczas pracy komina oraz określić postęp korozji.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Fiertak M., Kańka S., Postęp destrukcji betonu trzonu komina energetycznego. Materiały XII Konferencji Naukowo-Technicznej KONTRA, Zakopane 2000
- [2] Fiertak M., Kańka S., Ocena stopnia destrukcji materiałów w żelbetowych kominach energetycznych. Inżynieria i Budownictwo, nr 7-8/1995

- [3] Fiertak M., Kańka S., Ocena jakości i stopnia destrukcji betonu na podstawie badań chemicznych i wytrzymałościowych. Cement-Wapno-Gips, nr 3/1995
- [4] Kańka S., Materiałowe i eksploatacyjne uwarunkowania trwałości żelbetowych kominów przemysłowych. Praca doktorska. Politechnika Krakowska, Kraków 2012
- [5] Lechman M., Ocena wpływu nierównomiernego nasłonecznienia na konstrukcje kominów żelbetowych i murowanych. Prace Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 78, Wrocław 2000
- [6] Oruba R., Analiza wpływu uszkodzeń na sztywność i właściwości dynamiczne żelbetowych kominów przemysłowych. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 1994
- [7] Oruba R., Oddziaływanie środowiska przemysłowego i eksploatacji górniczej na bezpieczeństwo żelbetowych kominów przemysłowych. Rozprawy Monografie 211. Wydawnictwa AGH, Kraków 2010
- [8] Tąta T., Ratajczak B., Wpływ stanu technicznego komina żelbetowego na jego właściwości dynamiczne, „Inżynieria i Budownictwo”, nr 1/2015
- [9] Zych M., Naprężenia termiczne w dojrzewającym betonie ściany zbiornika żelbetowego, Czasopismo Techniczne z.12 – Środowisko z. 1-Ś/2007, ISSN 0011-4561, str. 191-208
- [10] Praca zbiorowa, Budownictwo betonowe, tom XIII – Zbiorniki, zasobniki, silosy, kominy i maszty. Arkady, Warszawa 1966

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

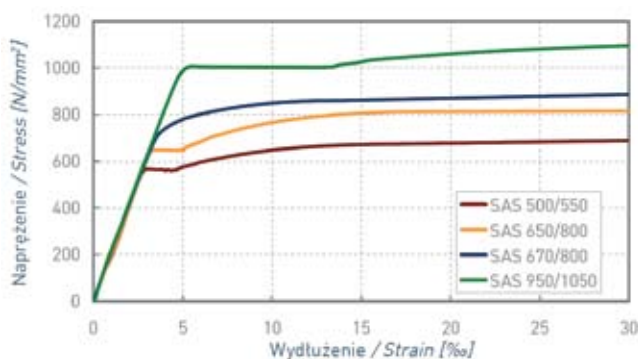
- [11] Ocena stanu technicznego żelbetowego komina H = 180 m w Elektrociepłowni nr 2 w Zakładach Koksowniczych „Zdzieszowice”. Politechnika Krakowska, Kraków 2000
- [12] Ocena stanu technicznego żelbetowego komina H = 180 m w Elektrociepłowni nr 2 w Zakładach Koksowniczych „Zdzieszowice”. Politechnika Krakowska, Kraków 2005
- [13] Ocena stanu technicznego żelbetowego komina H = 180 m w Elektrociepłowni nr 2 w Zakładach Koksowniczych „Zdzieszowice”. Politechnika Krakowska, Kraków 2010
- [14] ISO 4354:2009 Wind actions on structures
- [15] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje. Cz. 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [16] PN-B-03004:1988 Kominy murowane i żelbetowe – Obliczenia statyczne i projektowanie
- [17] PN-B-03254:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie
- [18] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [19] PN-EN 13084-1:2007 Kominy przemysłowe wolno stojące. Część 1: Wymagania ogólne
- [20] PN-EN 13084-2:2007 Kominy wolno stojące. Część 2: Kominy betonowe
- [21] PN-EN 13084-4:2006 Kominy wolno stojące. Część 4: Wykładziny murowane. Projektowanie i wykonanie
- [22] PN-77B-02011 Obciążenie wiatrem
- [23] PN-EN 771-1 Wymagania dotyczące elementów murowych – Część 1: Elementy murowe ceramiczne
- [24] http://manual.midasuser.com/EN_TW/Gen/761/whnjs.htm, sierpień 2010

Wpływ zbrojenia przypowierzchniowego na szerokość rys w świetle norm PN-EN 1992-1-1 oraz ACI 318

Mgr inż. Iga Rewers, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

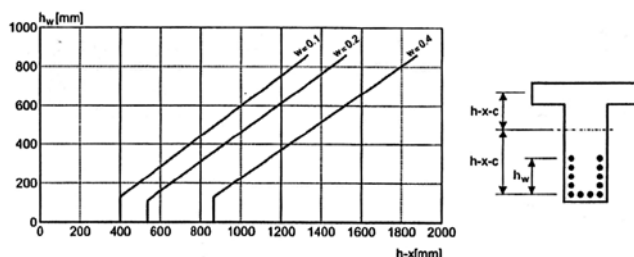
Na polskim rynku zaczęto stosować stal SAS 670/800. Jest to stal, której granica plastyczności znajduje się pomiędzy typowym zbrojeniem a stalą sprężającą. Aprobata [3] wskazuje przeznaczenie wspomnianej stali na zbrojenie elementów ściskanych. Zaczęto rozważać możliwość wykorzystania jej również do elementów belkowych. Niesie to jednak za sobą ryzyko nadmiernego zarysowania, spowodowane podwyższoną wytrzymałością na rozciąganie przy module sprężystości wynoszącym 205 GPa. Rozwiązaniem tego problemu mogłoby być zastosowanie zbrojenia przypowierzchniowego. Reguły dotyczące tego zbrojenia oraz zasady obliczania szerokości rys przedstawione są w niniejszym artykule. Praca nie obejmuje zagadnień związanych z zastosowaniem zbrojenia przypowierzchniowego w przypadkach oddziaływań pośrednich, takich jak skurcz i termika. Przypadki takie są omówione wyczerpująco między innymi w [4].



Rys. 1. Zależność naprężenie – odkształcenie [10]

2. Reguły dotyczące zbrojenia przypowierzchniowego

Według PN-EN 1992-1-1 [8] zbrojenie przypowierzchniowe należy stosować, gdy: średnica wiązki prętów lub pojedynczego pręta przekracza 32 mm, otulina zbrojenia jest większa niż 70 mm lub wysokość belki



Rys. 2. Wysokość, na jaką powinno sięgać zbrojenie przypowierzchniowe, aby zapobiec przekroczeniu szerokości rys poza efektywną strefą rozciągania [7]

przekracza 1000 mm. Norma [8] definiuje pole przekroju takiego zbrojenia, jego rozstaw oraz wysokość, na jaką powinno sięgać.

Norma ACI 318R [1] wymaga użycia zbrojenia przypowierzchniowego, gdy wysokość belki przekroczy 36 in., czyli 91 cm. Zbrojenie to ma sięgać do połowy wysokości belki, a jego rozstaw oblicza się ze wzoru:

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (1)$$

ale nie może przekraczać: $380 (280/f_s)$

gdzie:

f_s – obliczeniowe naprężenie zbrojenia znajdującego się najbliżej rozciąganej krawędzi elementu, można przyjmować wartość $2/3 f_y$, MPa,

c_c – najmniejsza odległość między powierzchnią zbrojenia a boczną krawędzią elementu, mm.

Norma [1] nie stawia wymagań co do średnicy zbrojenia powierzchniowego ani jego pola powierzchni.

Model Code 2010 [7] zawiera nomogram (patrz rys. 2), który umożliwia odczytanie wysokości, na jaką powinno sięgać zbrojenie przypowierzchniowe. Nie podaje natomiast wytycznych odnośnie wielkości średnicy prętów zbrojeniowych, ich pola powierzchni czy rozstawu.

3. Badania szerokości rys w belkach wysokich o zróżnicowanym zbrojeniu przypowierzchniowym

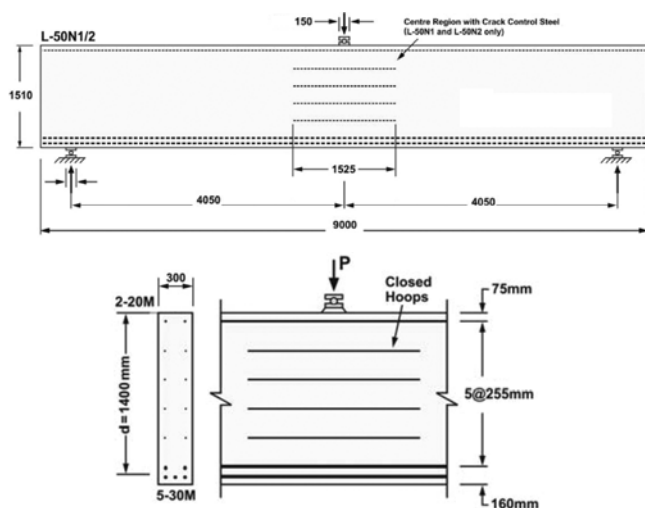
Badania zawarte w [9] miały na celu sprawdzenie, czy przepisy normowe mogą nie stawiać wymagań

co do średnicy zbrojenia przypowierzchniowego. W tym celu wysokie belki żelbetowe poddano trójpunktowemu zginaniu (patrz tab. 1., rys. 3). W badanych belkach zastosowano dwa typy zbrojenia przypowierzchniowego: zbrojenie z prętów D4 (element L-50N1) i z prętów 15M (element L-50N2). Element L-10N2 nie miał zbrojenia przypowierzchniowego.

Wyniki badań doświadczalnych zostały porównane z wynikami prognozowanymi według normy ACI 318 [1].

Tabela 1. Dane dotyczące wybranych elementów badanych w pracy [9]

Element	Wiek [dni]	f_c' [MPa]	Max rozmiar kruszywa [mm]	Średnica zbrojenia przypowierzchniowego
L-10N2	133	40,3	9,5	-
L-50N1	29	41,0	51	D4; 5,7 mm
L-50N2	48	40,1	51	15M; 16 mm



Rys. 3. Schemat badanych elementów i ich zbrojenia [9]

4. Kontrola szerokości i rozstawu rys

4.1. Podejście amerykańskie – ACI 318 [1]

Omówione poniżej prace [5], [6] stanowiły podstawę do wprowadzenia zmian w ACI-318R-05.

W 1999 r. Frosch R. J. opublikował pracę [5], w której zaproponował wzór na obliczanie szerokości rys, oparty na rozważaniu modelu fizycznego pęknięcia elementu:

$$w_c = \varepsilon_s S_c \quad (2)$$

gdzie:

S_c – rozstaw rys,

ε_s – odkształcenie stali zbrojeniowej:

$$\varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad (3)$$

gdzie:

f_s – naprężenie w stali zbrojeniowej,

E_s – moduł sprężystości stali.

Równanie (2) jest oparte na założeniu, że odkształcenie stali jest jednakowe na długości pomiędzy rysami. Frosch R. J. świadomie pomija w nim udział betonu rozciąganego, co powoduje niewielkie przeszacowanie szerokości rys.

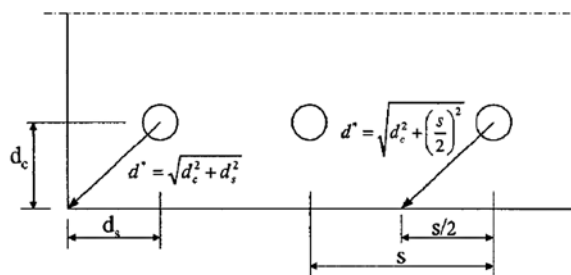
Wzór potrzebny do obliczenia szerokości rys ma następującą postać:

$$S_c = \psi_s d^* \quad (4)$$

gdzie:

ψ_s – współczynnik rozstawu rys, przyjmuje wartości: 1,0 dla minimalnego rozstawu rys, 1,5 dla średniego rozstawu rys i 2,0 dla maksymalnego rozstawu rys,

d^* – wielkość uwzględniająca otulenie pręta i jego odległość do najbliższego pręta lub do krawędzi elementu (patrz rys. 4).



Rys. 4. Graficzna interpretacja wielkości d^* [5]

W 2002 roku ukazała się kolejna praca R. J. Froscha [6] dotycząca szacowania szerokości rys. Jej celem było ujednolicenie zapisów dla rys na krawędziach dolnej i bocznych. Podany jest w niej wzór na obliczenie szerokości rozwarcia rys:

$$w_s = \psi_s \varepsilon_x d_x^* \quad (5)$$

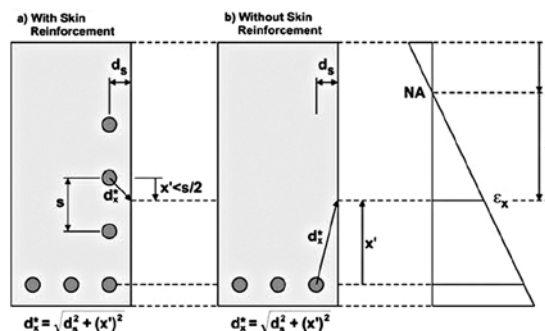
gdzie:

ε_x – podłużne odkształcenie w odległości x od osi obrotowej,

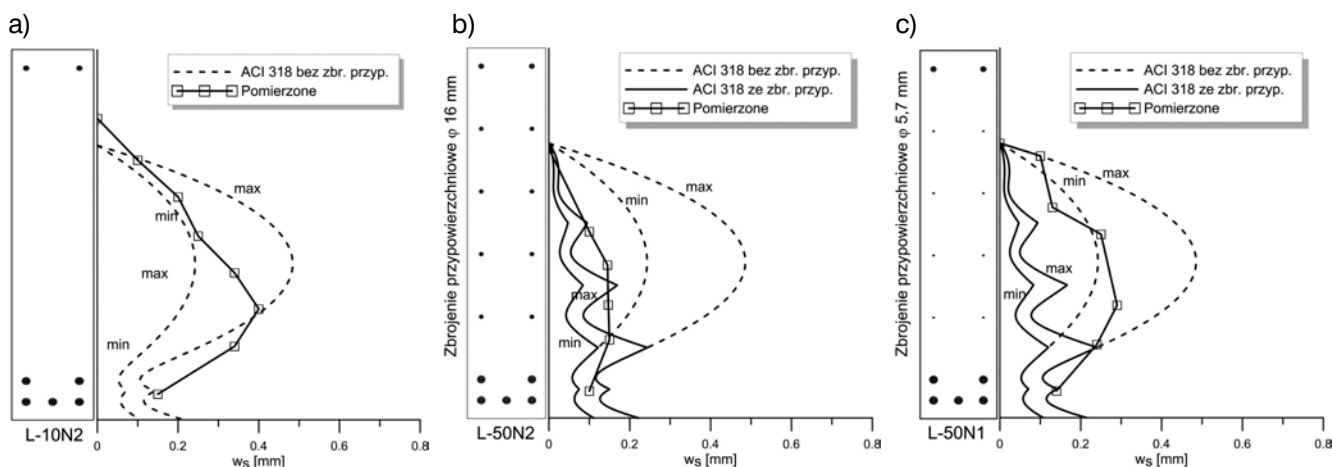
d_x^* – wielkość uwzględniająca grubość otuliny i odległość x od najbliższego pręta, równa $\sqrt{(x')^2 + d_s^2}$ (patrz rys. 5),

ψ_s – j.w.,

x' – pionowa odległość punktu x do najbliższego pręta zbrojeniowego.



Rys. 5. Wpływ zbrojenia przypowierzchniowego [9]



Rys. 6. Najszersze pomierzone rysy w części środkowej belki (linia ciągła z kwadratowymi znacznikami) i prognozowane szerokości rys w przypadku występowania zbrojenia przypowierzchniowego (linia ciągła) oraz braku takiego zbrojenia (linia przerywana) [9]

Ze wzoru można wywnioskować, że rysy będą coraz szersze wraz z oddalaniem się od zbrojenia, co pokrywa się z badaniami. Wzory nie uwzględniają w bezpośredni sposób średnicy zbrojenia. Frosch R. J. uznał, że dowolna średnica pręta może być wykorzystana jako zbrojenie przypowierzchniowe. Wyniki badań Sherwooda E. G. [9] przeczą tej tezie (patrz rys. 6).

W przypadku braku zbrojenia przypowierzchniowego równanie (5) dobrze opisuje szerokości rys (rys. 6a). Pomierzone wartości mieszczą się pomiędzy minimalnymi a maksymalnymi prognozowanymi wielkościami wyliczonymi z założeniem odpowiednio $\Psi_s = 1,0$ i $\Psi_s = 2,0$.

Obliczone szerokości rys dla elementu ze zbrojeniem przypowierzchniowym o średnicy 16 mm również dobrze przewidują pomierzone wartości (rys. 6b). Zgodność ta nie występuje natomiast w przypadku zastosowania zbrojenia przypowierzchniowego o średnicy 5,7 mm. Jak widać (rys. 6c) w tym przypadku realne wielkości rys lepiej się wpisują w wykresy stworzone przy założeniu braku istnienia zbrojenia przypowierzchniowego, niż przy uwzględnieniu rzeczywistego zbrojenia.

Badania Sherwooda E. G. [9] wykazały, że średnica i pole powierzchni zbrojenia przypowierzchniowego mają jednak wpływ na szerokość rys. Nasuwa się wniosek, że w pozycjach normatywnych konieczny jest zapis wskazujący jakie średnice prętów należy stosować jako zbrojenie przypowierzchniowe.

4.2. Podejście europejskie – PN-EN 1992-1-1 [8]

Interesujące wydaje się, jak otrzymane wyniki badań Sherwooda E. G. [9] wpisują się w reguły zawarte w PN-EN 1992-1-1 [8]. Norma ta podaje wzór na obliczenie szerokości rys:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6)$$

gdzie:

$s_{r,max}$ – maksymalny rozstaw rys,

ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia obliczone z uwzględnieniem wpływu odkształceń wymuszonych oraz wpływu usztywnienia przy rozciąganiu,

ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu między rysami.

Różnicę średnich odkształceń betonu i stali oblicza się z poniższego wzoru:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (7)$$

lecz nie mniej niż: $0,6 \sigma_s / E_s$

gdzie:

σ_s – napężenie w zbrojeniu rozciągającym, przy założeniu, że przekrój jest zarysowany,

k_t – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia,

$\rho_{p,eff}$ – stopień zbrojenia obliczany ze wzoru (8),

α_c – stosunek E_s / E_{cm} ,

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (8)$$

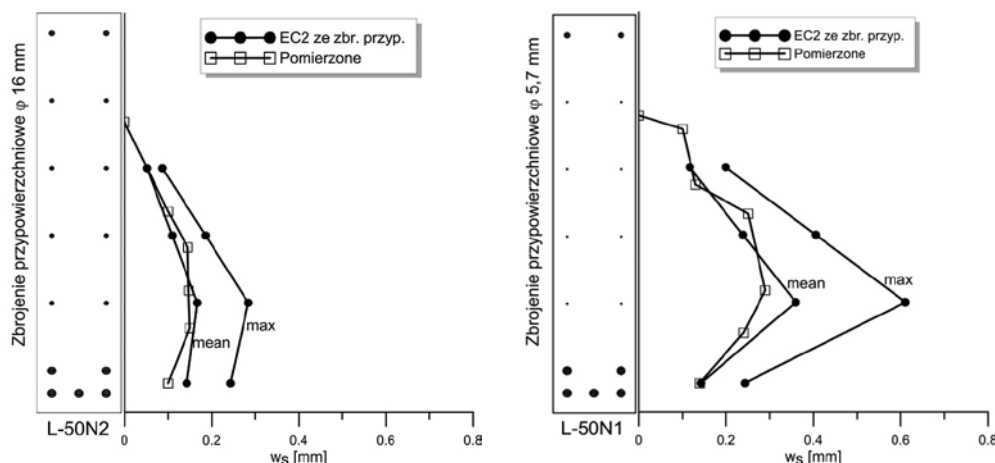
gdzie:

$A_{c,eff}$ – efektywne pole betonu rozciąganego otaczającego zbrojenie lub cięgna sprężające.

W związku z tym, że wzór na szerokość rys zawiera różnicę pomiędzy uśrednionymi odkształceniami stali i betonu, szerokości rys można obliczać wyłącznie w miejscach występowania prętów zbrojeniowych, a nie na dowolnej wysokości belki.

Norma [8] nie precyzuje, jak należy przyjmować $A_{c,eff}$ dla zbrojenia przypowierzchniowego. Autorka w obliczeniach posłużyła się zapisem znajdującym się w CSA [2], który pozwalał przyjąć wysokość efektywnego pola równą sumie średnicy zbrojenia i dwukrotności otuliny.

Rozstaw zbrojenia rozciąganego nie przekraczał 5 ($c + \varphi/2$), dlatego przy obliczaniu rozstawu rys należało skorzystać ze wzoru:

**Rys. 7.**

Porównanie obliczonych szerokości rys wg PN-EN 1992-1-1 [8] z wartościami pomierzonymi w badaniu [9]

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varphi}{\rho_{p,eff}} \quad (9)$$

gdzie:

c – grubość otuliny zbrojenia podłużnego,

φ – średnica zbrojenia,

k_1 – współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia,

k_2 – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń,

k_3 – wartość zalecana $2 \cdot 1,7 = 3,4$,

k_4 – wartość zalecana $0,25 \cdot 1,7 = 0,425$.

Warto zwrócić uwagę, że rozstaw rys powinno się obliczać dla każdego poziomu zbrojenia osobno, gdyż realny rozstaw jest zmienny po wysokości belki.

Jak widać, wg PN – EN 1992-1-1 [8] przy obliczaniu szerokości rys brany jest pod uwagę nie tylko rozstaw zbrojenia, ale i jego średnica. Przy tym samym rozstawie zbrojenia, ale różnych wielkościach średnic prognozowane szerokości rys wg EC2 znacznie od siebie odbiegają (rys 7a i b)). Natomiast bez względu na wielkość średnicy zbrojenia obliczenia te dobrze przewidyują szerokości rys.

5. Podsumowanie

W pracy przedstawione zostały wymagania dotyczące zbrojenia przypowierzchniowego stawiane przez PN-EN 1992-1-1 [8], ACI 318 [1], Model Code 2010 [7]. Następnie zaprezentowano badania sprawdzające wpływ średnicy zbrojenia przypowierzchniowego na szerokości rys. Ich wyniki zostały porównane z wartościami obliczonymi wg ACI 318 [1] i PN-EN 1992-1-1 [8].

Wykonanie obliczeń szerokości rys wymagało szczególnego podejścia do zapisów PN-EN 1992-1-1 [8], ponieważ reguły w nim zawarte są przeznaczone dla zbrojenia skoncentrowanego u dołu belki, a nie rozmieszczonego po jej wysokości. Natomiast wzór Froscha R. J. jest sformułowany dla zbrojenia przypowierzchniowego.

W artykule zwrócono uwagę, że wzory na wyznaczenie szerokości rys zawarte w ACI 318 [1] nie uwzględniają

w sposób bezpośredni wartości średnicy zbrojenia przypowierzchniowego. Badania E. G. Sherwooda [9] wykazały, że średnica i pole powierzchni tego zbrojenia mają wpływ na szerokość rys. Można wnioskować z tego, że wytyczne mówiące o zbrojeniu przypowierzchniowym powinny zawierać informacje nie tylko o rozstawie, ale również o średnicy wymaganego zbrojenia lub o jego polu powierzchni.

Procedura obliczania rys zawarta w PN-EN 1992-1-1 [8] dobrze opisuje wyniki badań E. G. Sherwooda [9].

Autorka planuje wykonanie analizy numerycznej w programie Abaqus obejmującej belki L-50N1 i L-50N2 w celu porównania wyników analitycznych z doświadczalnymi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318R-14, American Concrete Institute, Farmington Hills
- [2] CSA Committee A23.3, Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, 2004
- [3] ETA-13/0840, Europejska Aprobata Techniczna. System zbrojenia wysokiej wytrzymałości SAS 670
- [4] Flaga K., Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych, Monografia 391, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011
- [5] Frosch R. J., Another look at cracking and crack control in reinforced concrete, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 3, Maj, str. 437-442, 1999
- [6] Frosch R. J., Modelling and control of side face beam cracking, ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 3, Maj-Czerwiec, str. 376-385, 2002
- [7] Model Code 2010, final draft, Volume 2, International Federation for Structural Concrete, 2012
- [8] PN-EN 1992-1-1:2008 – Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [9] Sherwood E. G., One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2008
- [10] System zbrojenia wysokiej wytrzymałości SAS 670/800. Materiały firmowe ATM Sp. z o.o.

Zmiana prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w cegle ceramicznej eksponowanej w siarczanowym i chlorkowym środowisku korozyjnym

Dr inż. Teresa Stryzewska, dr inż. Stanisław Kańka, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

W wyniku podciągania kapilarnego wody, porowata tekstura cegły ceramicznej ulega całkowitemu nasyceniu. Wraz z wodą do materiału wnikają rozpuszczone w niej sole [1]. Wiele z nich, w tym sole siarczanowe i chlorkowe nie są obojętne dla trwałości czerepu cegły. Obecność soli w cegle ceramicznej zwykłej zmienia jej właściwości fizykomechaniczne [2]. Porowata tekstura sprzyja gromadzeniu się produktów korozji oraz wykrystalizowanych soli wraz z upływem czasu eksploatacji [3]. W długim okresie czasu systematyczny proces akumulacji w czerepie cegły substancji prowadzi do stopniowej utraty wyjściowych właściwości. Oczywiście intensywność oraz szybkość tego procesu zależy od rodzaju i stężenia soli oraz wyjściowych właściwości cegły (skład fazowy oraz struktura porowatości).

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych, które dotyczyły zdolności akumulowania soli siarczanowych i chlorkowych w czerepie cegły zwykłej. Proces ten monitorowano poprzez pomiar zmian masy badanych próbek oraz przez ustalenie zmian prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w czerepie ceramicznym, w którego porowatej teksturze sukcesywnie narasta ilość wykrystalizowanych soli.

2. Materiały badane

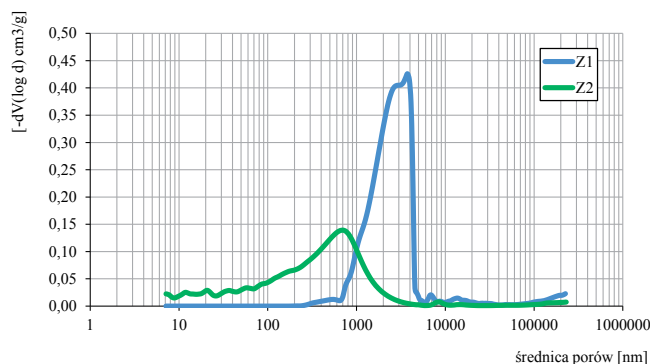
Do badań wybrano dwa rodzaje cegły ceramicznej oznaczone jako Z_1 i Z_2 . Badane materiały dobrano w taki sposób, by właściwości mechaniczne oraz właściwości fizyczne były wyraźnie zróżnicowane. Charakterystykę badanych materiałów [4] przedstawiono w tabeli 1.

Badania grawimetryczne oraz pomiar prędkości przejścia fali ultradźwiękowej prowadzono na próbkach walcowych o średnicy 75 mm i wysokości 65 mm (grubość cegły), wyciętych z cegły.

Jednym z ważniejszych aspektów trwałości cegieł ceramicznych w środowisku agresywnym jest struktura

Tabela 1. Charakterystyka badanych materiałów

Właściwość		Z_1	Z_2
Wytrzymałość na ściskanie	[MPa]	34,6	69,5
Gęstość rzeczywista	[g/cm ³]	2,713	2,679
Gęstość objętościowa	[g/cm ³]	1,451	1,832
Nasiąkliwość masowa	[%]	28,1	14,3
Nasiąkliwość objętościowa	[%]	40,7	26,1
Porowatość całkowita	[%]	46,5	31,6
Porowatość otwarta	[%]	39,1	26,2
Porowatość zamknięta	[%]	7,4	5,4



Rys. 1. Krzywe populacyjne materiału Z_1 i Z_2

porowatości. Na rysunku 1 przedstawiono krzywe populacyjne obu materiałów. Na ich podstawie wyznaczono charakterystyczne, dla danego materiału, kategorie porów w zależności od średnicy. Uzyskane wyniki przedstawiono w tabeli 2.

Jednym z ważniejszych czynników determinujących zasolenie materiałów murowych jest struktura porowatości. Materiał o większym udziale bardzo małych porów generalnie charakteryzuje się mniejszą trwałością niż materiał z mniejszą ilością porów większych. Z drugiej zaś strony materiałem bardziej zagrożonym, będącym dominującym miejscem kumulacji soli w materiałach mineralnych, jest materiał o większej porowatości. W porach większych łatwiej dochodzi do procesu krystalizacji.

Tabela 2. Kategorie porów w materiale Z_1 i Z_2

Materiał	Srednica porów	Udział porów	Udział porów
	[nm]	[g/cm ³]	[%]
Z_1	< 700	0,0038	1,7
	700 ÷ 5000	0,2043	92,2
	> 5000	0,0136	6,1
	Suma	0,2217	100,0
Z_2	< 100	0,0316	21,4
	100 ÷ 3000	0,1112	75,2
	> 3000	0,0050	3,4
	Suma	0,1478	100,0

Materiał taki stosunkowo łatwo ulega penetracji przez środowisko agresywne, a proces wzrostu kryształów początkowo nie jest ograniczony ani hamowany przez sam materiał. Ponadto w ocenie trwałości materiału należy brać również pod uwagę skład fazowy. W przypadku obecności składników reaktywnych w czerepie zachodzą reakcje składników matrycy ze środowiskiem korozyjnym. Dotyczy to reakcji np. jonów wapnia z jonami siarczanowymi, w wyniku czego powstaje wtórny gips.

W materiale Z_1 dominującą kategorią porów są pory o średnicy od 700 do 5000 nm, które stanowią ponad 90% całej populacji porów otwartych w tym materiale. Inną strukturą porowatości charakteryzuje się materiał Z_2 , w którym największy udział stanowią pory o zdecydowanie mniejszej średnicy, tj. od 100 do 3000 nm. Ponadto w materiale tym znajduje się też bardzo dużo porów małych o średnicy poniżej 300 nm, których jest około 20%. Większa porowatość otwarta ułatwia penetrację środowisk agresywnych do wnętrza materiałów.

3. Metodyka badania

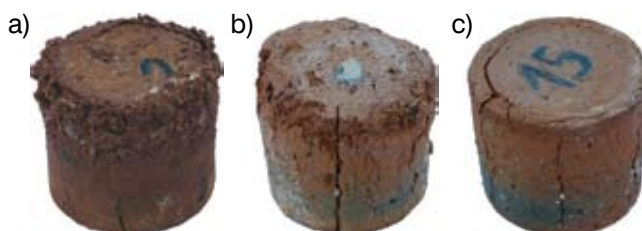
Przedstawione w artykule wyniki badań stanowią część programu badawczego, którego celem było określenie trwałości cegły ceramicznej w środowisku soli siarczanowych i chlorkowych. Zakres badań obejmował badanie zmian cech mechanicznych, struktury porowatości oraz określenie składu fazowego i obserwacje mikrostruktury [5]. Dobór cech diagnostycznych umożliwiających ocenę wpływu środowisk agresywnych wykonano w oparciu o wstępne wyniki badań laboratoryjnych oraz o dane literaturowe w zakresie badań korozyjnych. W przypadku badań ultradźwiękowych zasugerowano się możliwością wykorzystania tej techniki w badaniach materiałów mineralnych do oceny min. takich cech jak: anizotropii materiałów, wytrzymałości czy też stopnia zawilgocenia [6–8]].

Z partii wyprodukowanych wyrobów wybrano nieuszkodzone cegły ceramiczne, z których wiertłem koronowym wycięto odpowiednie próbki. Wysuszone i zważone kształtki poddano ekspozycji korozyjnej w roztworach:

– siarczanu magnezu, w którym stężenie jonów SO_4^{2-} wynosiło 50g/dm³,

– chlorku sodu, o stężeniu jonów Cl^- wynosiło 50 g/dm³,
– siarczanu magnezu i chlorku sodu, w którym stężenie jonów SO_4^{2-} wynosiło 25g/dm³ i stężenie jonów Cl^- wynosi 25g/dm³.

Ekspozycję korozyjną prowadzono cyklicznie. Przez dwie doby badane elementy były zanurzone w roztworach korozyjnych do ½ wysokości kształtki. W tym czasie w wyniku podciągania kapilarnego próbki ulegały nasyceniu na całej wysokości. Następnie nasyczone roztworami korozyjnymi próbki suszono przez dwie kolejne doby w temperaturze 105°C, w celu usunięcia wody higroskopijnej, bez usuwania wody krystalizacyjnej wchodzącej w skład powstających hydratów. Ponadto miejsce krystalizacji zależy od szybkości parowania i szybkości transportu cieczy. W sytuacji gdy proces parowania wilgoci ze ściany zachodzi wolno, krystalizacja soli następuje na powierzchni, czego objawem są wykwyty. Natomiast w sytuacji odwrotnej, kiedy szybkość parowania jest znacznie większa, sole krystalizują wewnątrz materiału, powodując jego destrukcję. Z tego też względu próbki suszono w sposób przyspieszony, a nie swobodny w warunkach laboratoryjnych. Należy również zwrócić uwagę na fakt, że cykliczne nasycanie i suszenie intensyfikuje wpływ soli, a powtarzający się transport wody sprzyja powiększaniu się porów i gromadzeniu w nich rozpuszczonych soli. Równocześnie prowadzono badania na próbkach nie poddawanych ekspozycji korozyjnej tzw. referencyjnych.

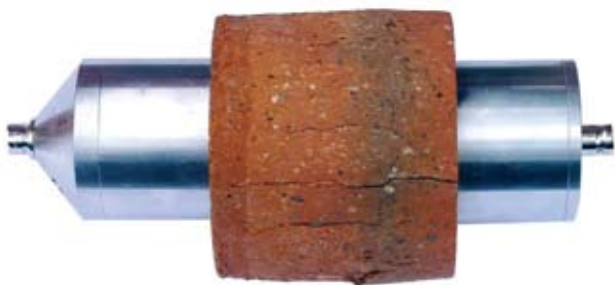


Rys. 2. Obrazy destrukcji czerepu cegły ceramicznej: a) w środowisku MgSO_4 ; b) w środowisku NaCl c) w środowisku $\text{MgSO}_4 + \text{NaCl}$

W artykule przedstawiono wyniki badań po pełnych 5, 10, 15 i 20 cyklach ekspozycji korozyjnej. Zdjęcia korodowanych próbek przedstawione na rysunku 2 ilustrują charakterystyczny dla danego środowiska sposób ich zniszczenia.

Jako cechy diagnostyczne pozwalające określić zdolność akumulacji poszczególnych soli i produktów korozji powstających w wyniku ich oddziaływania przyjęto zmianę masy korodowanych elementów oraz zmianę prędkości przejścia fali ultradźwiękowych mierzoną po wysokości walca. Metoda ta oparta jest na fizycznym związku między prędkością rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w ośrodku a właściwościami tego ośrodka. W badaniach ultradźwiękowych z reguły zakłada się, że występuje fala płaska jako przybliżenie wycinaka fali kulistej w pewnej odległości od źródła. Dlatego

określając związki fizyczne między właściwościami materiału a prędkościami fal ultradźwiękowych rozpatruje się płaską sinusoidalną falę rozchodzącą się ośrodku sprężystym [9]. W tym przypadku wykorzystano zależność wzrostu prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej wraz ze wzrostem gęstości ośrodka stałego, jakim jest czerep ceramiczny, w którego porowatej teksturze krystalizują sole. Badanie wykonano przy użyciu betonoskopu Pundit Plus wyposażonego w głowice cylindryczne o częstotliwości 54 kHz. Na rysunku 3 przedstawiono schemat wykonania pomiarów prędkości przepływu fali ultradźwiękowej.



Rys. 3. Pomiar przepływu fali ultradźwiękowej

4. Wyniki badań i ich analiza

4.1. Badania grawimetryczne

Pomiar masy wykonywano po każdym pełnym cyklu, czyli zawsze po dwóch dobach suszenia w temperaturze 105°C. Dokładność odczytu pomiaru masy wynosiła $\pm 0,05\text{g}$. Otrzymane wyniki pomiarów przedstawiono na rysunkach 4–5.

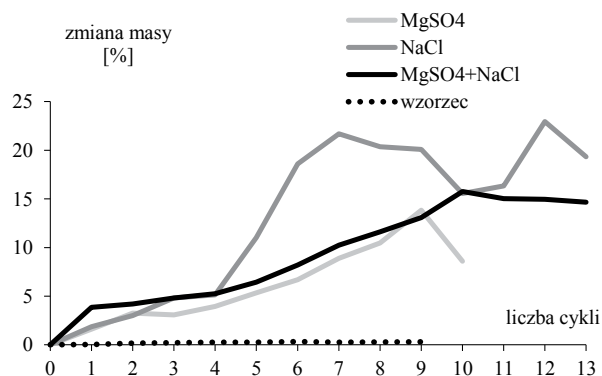
Ze względu na różną odporność korozyjną badanych materiałów Z_1 i Z_2 czas ekspozycji był różny. W przypadku materiału Z_1 pomiary masy zakończono po 13 cyklu, ze względu na destrukcję materiału. Natomiast ekspozycja korozyjna elementów z materiału Z_2 była trzykrotnie dłuższa. W początkowym okresie ekspozycji uzyskane wyniki odzwierciedlały wprost masę soli, która wykrywała w materiale. Natomiast w dłuższym okresie czasu wynik pomiaru masy był wypadkową dwóch procesów; przyrostu masy związanego z krystalizacją soli oraz ubytku w wyniku destrukcji badanych elementów. Ekspozycja korozyjna powodowała łuszczenie i rozwarstwianie materiałów. Wyjątek stanowiły elementy z materiału Z_2 korodowane w środowisku zawierającym równocześnie jony siarczanowe i chlorkowe. W tym przypadku w całym okresie ekspozycji uzyskane wyniki były odzwierciedleniem przyrostu masy związanego z akumulacją soli, ponieważ badane elementy nie wykazywały oznak destrukcji.

Najmniejsze przyrosty masy próbek zarówno materiału Z_1 i Z_2 zarejestrowano w przypadku działania środowiska siarczanu magnezu. W obu przypadkach obserwowano systematyczny przyrost masy do 10 cyklu. Maksymalny przyrost masy materiału Z_1 wynosił 16%,

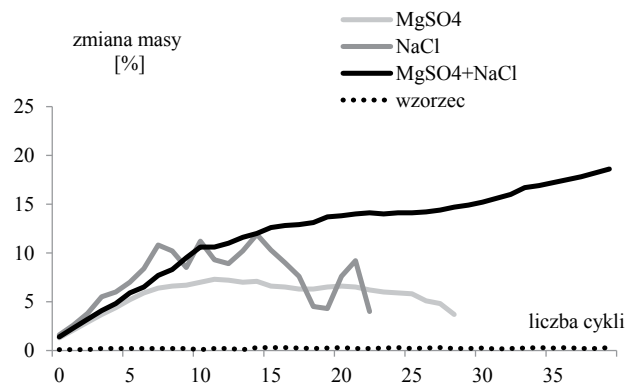
a materiału Z_2 7%. Po tym okresie w przypadku cegły Z_1 nastąpił gwałtowny spadek masy związany z gwałtowną destrukcją próbek.

Charakterystyka zmian masy próbek eksponowanych w roztworze zawierającym tylko jony chlorkowe wskazywała na intensywny przyrost masy próbek w początkowym okresie badania, tj. do 7 cyklu. Maksimum przyrostu masy próbek materiału Z_1 wynosiło 22%, a materiału Z_2 11%. W obu przypadkach dalszy proces ekspozycji powodował gwałtowną destrukcję badanych materiałów. Charakterystyka zmian masy próbek po 7 cyklu obrazuje intensywny proces kruszenia i łuszczenia się obu materiałów, któremu towarzyszył postępujący proces akumulacji chlorku sodu. W ciągu kolejnych cykli korozyjnych nadal obserwowano pojawianie się nowych rys oraz rozrost wcześniejszych.

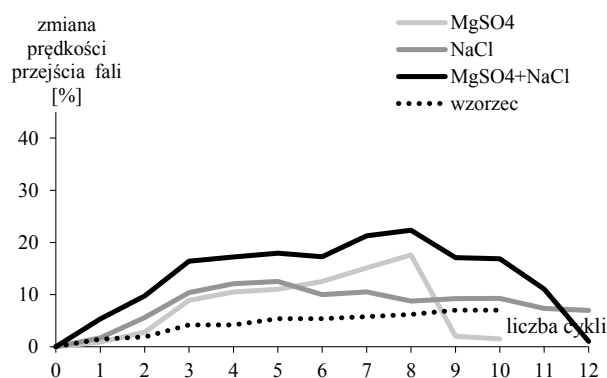
W środowisku zawierającym równocześnie jony siarczanowe i chlorkowe badane materiały zachowywały się nieco odmiennie. W przypadku próbek materiału Z_1 do 10 cyklu rejestrowano systematyczny przyrost masy, który maksymalnie wynosił 16%. W dalszym okresie ekspozycji masa próbek nieznacznie zmniejszała się. Było to wynikiem wykruszania się dolnych warstw oraz kruszenia się krawędzi próbek w miejscu tworzenia się grubych rys o znacznej rozwarłości. Próbki z materiału Z_2 w całym okresie badawczym charakteryzowały się



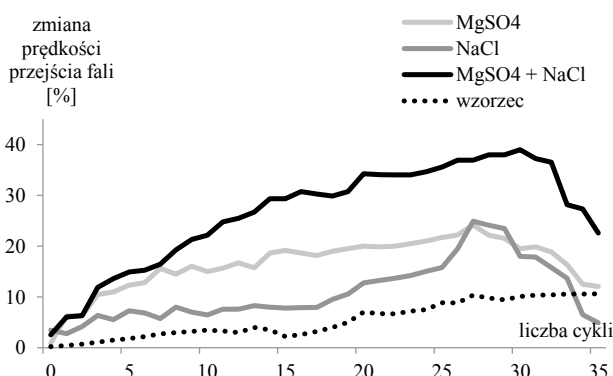
Rys. 4. Względna zmiana masy cegły Z_1



Rys. 5. Względna zmiana masy cegły Z_2



Rys. 6. Względna zmiana prędkości przejścia fali przez materiał Z_1 , poddany cyklicznej ekspozycji korozyjnej



Rys. 7. Względna zmiana prędkości przejścia fali przez materiał Z_2 , poddany cyklicznej ekspozycji korozyjnej

przyrostem masy, bez oznak destrukcji. Zatem przyrost masy, nawet w końcowym etapie ekspozycji odzwierciedlał zdolność akumulacji soli w teksturze materiału bez jego destrukcji.

4.2. Badania ultrasonograficzne

Pomiary prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej wykonywano po każdym pełnym cyklu ekspozycji korozyjnej, na próbkach suszonych przez dwie doby w temp. 105°C.

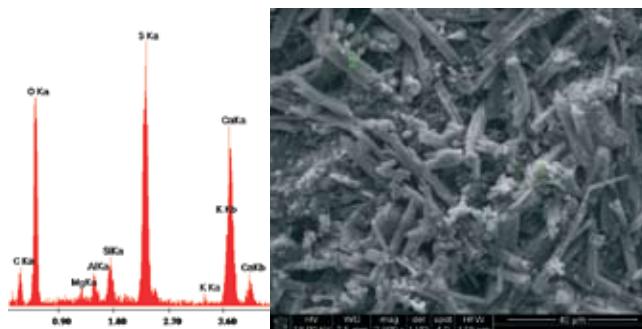
Celem badania było określenie zmian prędkości przejścia fali ultradźwiękowej przez materiały po określonym czasie ekspozycji korozyjnej. Wiadomym jest, że ruch falowy w nieruchomym ośrodku stałym, czyli w tym przypadku czerepie ceramicznym wywoływany jest zaburzeniem stanu równowagi spowodowanym przyłożeniem sił zmiennych w czasie. Cząstki ośrodka zaczynają wówczas drgać i przekazują część energii sąsiadnym cząstkom. Przenoszenie tej energii jest istotą ruchu fal sprężystych, a prędkość tego przenoszenia jest nazywana prędkością przejścia fali. Pomiar prędkości przejścia fali jest parametrem umożliwiającym monitorowanie zmian zachodzących w materiale pod wpływem środowiska zewnętrznego. Przyrost prędkości przejścia fali przez próbki, z których uprzednio usunięto wodę higroskopijną jest wynikiem doszczelnienia tekstury wykrywalnymi solami.

Na rysunkach 6–7 przedstawiono zmiany prędkości przejścia fali próbek korodowanych w odniesieniu do próbki referencyjnej. Prędkość przepływu fali ultradźwiękowej w materiale Z_1 i Z_2 nieskażonym i w stanie wysuszonym wynosiła odpowiednio 2,66 i 3,37 km/s.

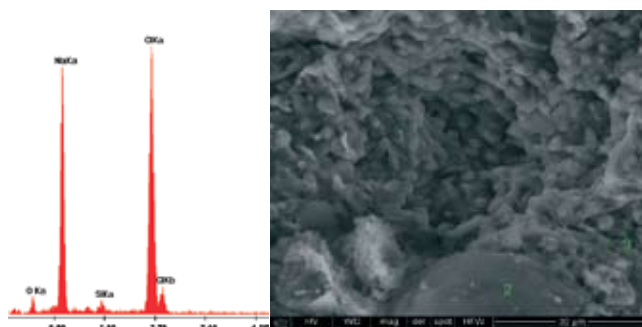
W przyjętym sposobie ekspozycji korozyjnej próbki nasycano wodą destylowaną i roztworami korozyjnymi w wyniku podciągania kapilarnego. Ten sposób nasykania powodował, że rozpuszczalne składniki czerepu cegły były transportowane wraz z wodą w górną część próbek, gdzie gromadziły się wypełniając wolne przestrzenie. Fakt ten tłumaczy przyrost prędkości fali w próbkach referencyjnych, którego nie uwzględniano każdorazowo w analizie wyników próbek skażonych siarczanami i chlorkami.

Gromadzenie się wykrywalnych soli oraz powstałych produktów korozji w porach materiału w początkowym okresie ekspozycji korozyjnej powoduje ich wypełnianie. Proces ten początkowo jest praktycznie niezauważalny, dopiero w momencie gdy wolne przestrzenie zostaną wypełnione, a proces krystalizacji przebiega nadal, następuje zniszczenie materiału. Jednym ze sposobów monitorowania zmian zachodzących w teksturze materiału może być pomiar prędkości przepływu fali.

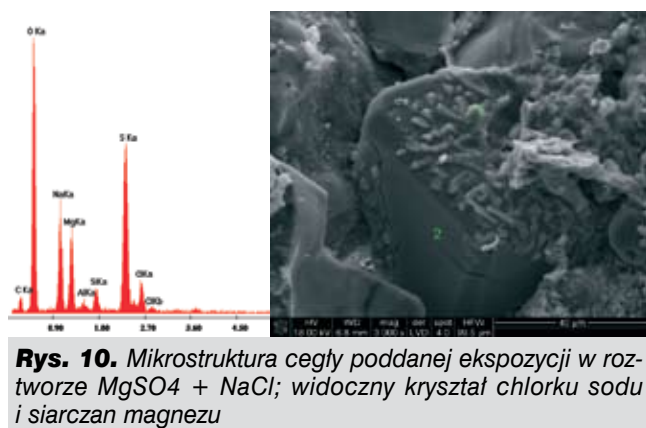
W badaniach wykazano, że we wszystkich środowiskach obserwowano proces doszczelnienia czerepu ceramicznego w wyniku krystalizacji soli, czemu towarzyszył wzrost prędkości przejścia fali. Jak już wspomniano, początkowe doszczelnienie tekstury badanych cegieł, a następnie ich zniszczenie jest wynikiem



Rys. 8. Mikrostruktura cegły poddanej ekspozycji w roztworze $MgSO_4$; widoczne kryształy gipsu wtórnego



Rys. 9. Mikrostruktura cegły poddanej ekspozycji w roztworze $NaCl$; widoczne kryształy chlorku sodu wypełniające por



krystalizacji soli oraz powstających produktów korozji. Na rysunkach 8–10 przedstawiono typowe produkty krystalizacji soli i procesów korozji zachodzących w czerepie cegły ceramicznej wraz z przykładową analizą EDS wykonaną w punkcie.

Biorąc pod uwagę liczbę cykli, po której rejestrowano maksimum prędkości fali, można stwierdzić, że możliwość akumulacji soli w czerepie materiału Z_1 pomimo większej porowatości otwartej była wyraźnie mniejsza w porównaniu do materiału Z_2 . Większa dostępność tekstury materiału Z_1 na środowisko agresywne była jedną z istotniejszych przyczyn wczesnego zniszczenia tego materiału. Ponadto obserwacje w mikroskopie skaningowym wykazały w tym materiale obecność produktów korozji takich jak gips, który ze względu na ekspansywny charakter jest jedną z głównych przyczyn zniszczenia materiału. Nie bez znaczenia pozostaje wytrzymałość obu materiałów, która jest wypadkową przede wszystkim struktury porowatości oraz sił spójności. Aby materiał uległ zniszczeniu w wyniku krystalizacji soli, ciśnienie krystalizacji musi być większe niż wytrzymałość materiału. Zatem w materiale Z_2 o wyraźnie większej wytrzymałości pomimo większej zawartości porów małych proces destrukcji następuje zdecydowanie wolniej.

Największy efekt doszczelnienia czerepu cegły ceramicznej obserwowano w przypadku próbek poddanych ekspozycji w roztworze zawierającym obie sole. Maksymalny przyrost prędkości przejścia fali w materiale Z_1 wynosił 22%, a w materiale Z_2 39%.

W środowisku siarczanu magnezu efekt maksymalnego doszczelnienia uzyskano na poziomie przyrostu prędkości przepływu fali 17%, w materiale Z_1 i 25% w materiale Z_2 . Po uzyskaniu maksimum obserwowano gwałtowny spadek prędkości przepływu fali. Związane było to z tłumieniem fal na granicy ośrodka ciągłego czyli doszczelnionego wykrywalnymi solami czerepu ceramicznego i ośrodka sprężystego, czyli wypełnionej powietrzem rysy.

Natomiast w środowisku chlorku sodu charakterystyka zmian przyrostu prędkości wskazywała na wczesną utratę ciągłości (mikro-, a następnie makropęknięcia) materiału spowodowaną krystalizacją chlorku sodu. Dotyczyło to przede wszystkim elementów z materiału

Z_1 . W tym przypadku maksymalny przyrost prędkości przejścia fali wynosił 12% i był rejestrowany między 5 a 6 cyklem ekspozycji. Dalszej ekspozycji towarzyszyło powstawanie płaszczyzn łupliwości, obecność których powodowała spadek prędkości przepływu fali ultradźwiękowej.

5. Podsumowanie

Badanie przepływu prędkości fali w materiałach mineralnych takich jak cegła daje możliwość oceny zmian zachodzących w teksturze pod wpływem środowiska zewnętrznego. W aspekcie trwałości obiektów murowanych taki monitoring ułatwia podejmowanie działań mających na celu ograniczenie destrukcyjnego oddziaływania soli na materiał. Proces krystalizacji początkowo przebiega w porach materiału, wypełniając je, co można uznać nawet za pozytywny efekt. Przez długi okres czasu skutki tego procesu poza pogorszeniem estetyki w wyniku pojawienia się wykwitów na ścianach mogą być słabo widoczne. Jednakże w sytuacji, gdy pory w materiale zostaną już wypełnione, a proces krystalizacji przebiega nadal, następuje gwałtowne pogorszenie stanu technicznego obiektu. Analiza wyników badań prędkości przepływu fali ultradźwiękowej umożliwia monitorowanie stanu materiałów. Należy pamiętać, że zawartość soli, przy której następuje zniszczenie, jest różna i zależy od rodzaju soli i właściwości materiału, zwłaszcza struktury porowatości i sił spójności tego materiału. Badanie takie może być podstawą określenia czasu życia materiału, w którym traci on zwięzłość.

BIBLIOGRAFIA

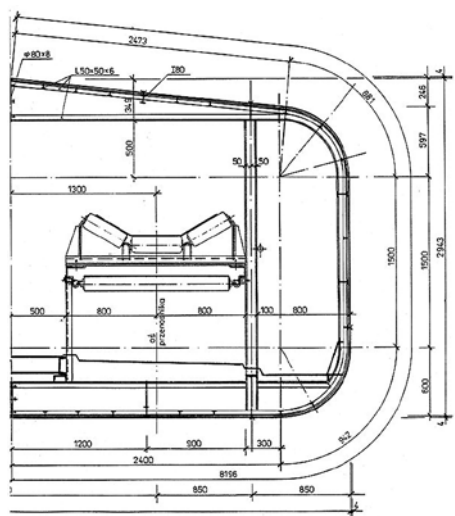
- [1] Hall C., Hoff William D., Water transport in brick, stone and concrete. Wydanie drugie. Taylor and Francis Group 2009
- [2] Stryszewska T., Dobór cechy diagnostycznej w badaniach wpływu soli rozpuszczalnych w wodzie na trwałość cegły zwykłej. Materiały Budowlane 2012/5, s.69-71
- [3] Stryszewska T., Wodnicka K., Tekstura i mikrostruktura cegły ceramicznej skażonej jonami chlorkowymi i siarczanowymi. Materiały Ceramiczne 2013/1, s.87-91
- [4] Stryszewska T., Wpływ pełnego nasycenia wodą na wybrane właściwości fizykomechaniczne cegły ceramicznej. Materiały Ceramiczne 1/2014, s.81-87
- [5] Stryszewska T., The change in selected properties of ceramic materials obtained from ceramic brick treated by the sulphate and chloride ions. Construction and Building Materials 66 (2014), s.268-274
- [6] Runkiewicz L., Rodzik W., Badania nieniszczące wytrzymałości murowanych obiektów zabytkowych. Inżynieria i Budownictwo 1990/2, s.50-52
- [7] Hager I., Wytrzymałość na ściskanie i prędkość rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w betonach zwykłych i wysokowartościowych poddanych działaniu wysokiej temperatury, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2011/276, s. 307-312
- [8] Olek J., Śliwiński J., Możliwości badania pełnych cegieł ceramicznych metodami nieniszczącymi, Czasopismo Techniczne 1/1977, s.12-14
- [9] Lewińska-Romicka A., Badania nieniszczące. Podstawy defektoskopii. WNT, Warszawa 2001

Analiza nośności wieloprzęstowej stalowej galerii transportowej

Dr inż. Maciej Suchodoła, Politechnika Krakowska

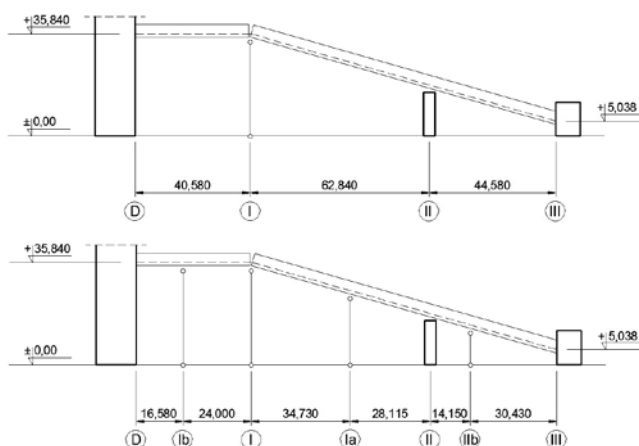
1. Powłokowa galeria transportowa

W artykule przedstawiono sposoby wymiarowania powłokowej galerii transportowej na przykładzie istniejącego obiektu. Analizowaną galerię pod taśmociągą nawęglania kotłowni wybudowano w latach 70. ub. wieku. Dokumentacja jest wzorowana na rozwiązaniu typowym opracowanym przez COBPKM „MOSTOSTAL” (wykorzystano technologię stosowaną przy wykonawstwie galerii typowych). Projekt obejmował galerię powłokową z dnem i dachem płaskim oraz wyokrąglonymi narożnikami, o zewnętrznej szerokości wręgi $B=6000$ mm. Galeria ta jest przeznaczona dla dwóch przenośników taśmowych o szerokości taśm $B_t=1200$ mm usytuowanych symetrycznie w odstępnie osiowym $b_t=2600$ mm. Pomiedzy przenośnikami umieszczono przejście komunikacyjne o szerokości 1000 mm, a wzdłuż obu ścian bocznych wydzielono przejścia remontowo-komunikacyjne o szerokości 2×700 mm (por. rys. 1). Galeria w okresie użytkowania była dwukrotnie modyfikowana. Zmiany



Rys. 1.
Przekrój
poprzeczny
galerii

konstrukcji galerii obejmowały wykonanie dodatkowych podpór w osi Ia z podniesieniem wykonawczym przęsła skośnego o 30 mm oraz w osiach IIb, Ib, z podniesieniem wykonawczym przęsła poziomego o 20 mm. Powyższe modyfikacje spowodowały zmianę schematu statycznego w części skośnej z dwuprzęsłowej belki na czteroprzęsłową oraz zmianę w części poziomej z jednoprzęsłowej na dwuprzęsłową. Konsekwencją



Rys. 2. Schemat galerii nawęglania: stan pierwotny i stan aktualny



Rys. 3. Widok ogólny galerii nawęglania

zmiany schematu statycznego była redystrybucja sił przekrojowych oraz ograniczenie ugięć. Schemat galerii wg stanu pierwotnego i aktualnego pokazano odpowiednio na górnym i dolnym rysunku 2, na którym naniesiono wszystkie zinwentaryzowane podpory. Widok ogólny aktualnego stanu galerii nawęglania przedstawiono na rysunku 3.

Poszycie galerii zaprojektowano z blachy o grubości $t = 4$ mm, uźebrowanej podłużnicami z teowników T 50x50x6 i dwuteowników walcowanych IPN 100 (rys. 4) – ściany boczne lub IPN 80 – dach i dno o zmiennym rozstawie. Żebra poprzeczne (wręgi) pośrednie zaprojektowano w rozstawie co 1500 mm, w formie ram



Rys. 4. Widok od wewnątrz na dach galerii transportowej

zamkniętych o zmiennym przekroju ukształtowanym z 2T 50x50x6 mm. Wręgi przyporowe posiadają konstrukcję różniącą się od opisanej powyżej, ponieważ wykonano je z przekrojów pełnościennych spawanych. Podłogę galerii stanowił w wersji pierwotnej pomost z ciężkich płyt żelbetonowych prefabrykowanych 150x30x6 cm, zamieniony w trakcie eksploatacji na blachę żeberkową, ponieważ galeria od jej scalenia wykazywała duże ugięcia, które próbowano zredukować poprzez jej odciążenie.

2. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

Galerię zaprojektowano w latach 70. ub. wieku wg obowiązującej wtedy metody naprężeń dopuszczalnych i krajowej normy projektowania konstrukcji stalowych PN-56/B-03200. W projekcie autorskim jaki i w innych dokumentacjach typowych galerii przyjmowano w obliczeniach statycznych model konstrukcji prętowej pracującej w stanie liniowo sprężystym. Wymiarowanie przekrojów było oparte o kryterium wytrzymałości:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yEd}}{W_{yel}} + \frac{M_{zEd}}{W_{zel}} \leq k$$

gdzie:

k – naprężenia dopuszczalne wg PN-56/B-03200

W związku ze zmianami, jakie zaszły w Polsce, w trakcie wieloletniej eksploatacji galerii, w zakresie projektowania konstrukcji budowlanych, a w szczególności przyjęciu w 2010 r. Eurokodów, w miejsce norm krajowych,

w artykule przeprowadzono analizę nośności przekrojów galerii wg rekomendowanej w normie PN-EN 1993-1-1 formuły:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}} \leq 1,0$$

gdzie:

$$N_{Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{yRd} = W_{yeff} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{zRd} = W_{zeff} f_y / \gamma_{M0}$$

A_{eff} – efektywne pole przekroju galerii,

W_{yeff} , W_{zeff} – efektywne wskaźniki wytrzymałości przekroju galerii względem osi y i z .

Eurokod 3 [7] dopuszcza dwie metody oceny nośności konstrukcji powierzchniowych:

- metodę naprężeń zredukowanych,
- metodę charakterystyk efektywnych.

W punkcie 2.1 i 2.2 przeprowadzono odpowiednie obliczenia dla przęsła poziomego metodą charakterystyk efektywnych, z uwzględnieniem specyfikacji elementów niezawodności konstrukcji wg Eurokodu 1990 [2]. W artykule ograniczono się do przedstawienia warunków nośności wynikających z naprężeń normalnych do przekroju poprzecznego galerii transportowej.

2.1. Charakterystyki geometryczne przekrojów

W przeprowadzonych obliczeniach charakterystyk efektywnych uwzględniono redukcję grubości blach płaskich paneli ściskanych – współczynnikami stateczności miejscowej ($r = 0,631$) wg wzorów zamieszczonych w Eurokodzie PN-EN 1993-1-5 [7], a dla paneli ściskanych zakrzywionych ($c = 0,684$) wg wzorów zamieszczonych w normie PN-EN 1993-1-6 [8]. Ponadto uwzględniono wpływ wyboczenia podłużnic ściskanych T , poprzez redukcję ich pola przekroju współczynnikami wyboczeniowymi ($c = 0,487$) wg wzorów zamieszczonych w normie PN-EN 1993-1-1 [6], wyznaczając c jak dla elementu belkowego o rozpiętości równej rozstawowi usztywnień poprzecznych – wręg. Dokumentację przeprowadzonych iteracyjnie obliczeń charakterystyk efektywnych przedstawiono niżej, gdzie końcowe rezultaty zestawiono w tabeli 1 w kolumnach (5)– (12).

W kolumnach (1)– (4) zestawiono charakterystyki brutto. W dalszych obliczeniach wykorzystano również charakterystyki geometryczne przekroju galerii względem osi pionowej z , tj. moment bezwładności $I_{zbr} = 47457700 \text{ cm}^4$ oraz wskaźnik zginania $W_z = 158192 \text{ cm}^3$.

Tabela 1. Charakterystyki geometryczne przekrojów galerii

Charakterystyki przekroju brutto				Charakterystyki efektywne							
				Ściskanie dachu				Ściskanie dna			
A_{brut}	$I_{ybr}/10^6$	W_{yg}	W_{yd}	A_{eff}	$I_{yeff}/10^6$	W_{yeffg}	W_{yeffd}	A_{eff}	$I_{yeff}/10^6$	W_{yeffg}	W_{yeffd}
cm^2	cm^4	cm^3	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm^3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1072	15,320	102300	105950	868	12,797	71332	110701	858	12,893	98046	78856

2.2. Ekstremalne siły przekrojowe przęsła poziomego

Dla wyznaczenia sił przekrojowych wykonano zestawienie obciążeń, uwzględniając: obciążenie stałe G , obciążenia technologiczne Q_1 , obciążenia pochodzące od zapylania Q_2 , obciążenia wiatrem Q_3 i śniegiem Q_4 . Ostatecznie obciążenie obliczeniowe stałe G i zmienne Q galerii wynoszą odpowiednio $G = 26,1 \text{ kN/m}$ i $Q = 27,0 \text{ kN/m}$, co sumarycznie daje wartość $53,1 \text{ kN/m}$.

Galeria w wersji pierwotnej. Schematem statycznym galerii poziomej w wersji pierwotnej była belka swobodnie podparta – przegubowo na podporach D-I według rysunku 2. Dla takiego schematu, ekstremalne momenty zginające przekrój w środku rozpiętości wynosi:

$$M_{y,Ed} = 0,125 \times 53,1 \times 40,582 = 10930 \text{ kNm},$$

$$M_{z,Ed} = 0,125 \times 2,3 \times 40,582 = 473 \text{ kNm}.$$

Galeria z podporą pośrednią lb. Uwzględniając (wg tab. 1) moment bezwładności $I_y = 15320000 \text{ cm}^4$ oraz schemat statyczny belki swobodnie podpartej D-I wg rysunku 2, podniesienie wykonawcze w osi podpory lb o 20 mm wymagało siły $P_{Ed} = 48,3 \text{ kN}$. Siła P_{Ed} wywołała liniowe pole montażowych momentów zginających o ekstremalnej rzędnej:

$$\Delta M_{Ed} = -48,3 \times 16,58 \times 24,00 / 40,58 = -474 \text{ kNm}.$$

Dodatkowa podpora zmieniła schemat statyczny z belki jednoprzęsłowej na dwuprzęsłową wg rysunku 3.2. Ekstremalny moment zginający w przekroju podpory lb, wywołany obciążeniami stałymi i montażowymi wynosi:

$$M_{yg,Ed} = \frac{26,1 \cdot 40,58 \cdot 16,58}{2} \left[1 - \frac{16,58}{40,58} \right] - 474 = 5667 \text{ kNm}.$$

Obliczenia komputerowe dla belki dwuprzęsłowej prowadzą do następujących momentów zginających przekroje galerii:

Ekstremalny moment podporowy od obciążeń zmiennych p (na obu przęsłach)

$$\text{łącznie} \quad M_{yp,Ed} = -1529 \text{ kNm},$$

$$\min M_{yq,Ed} = 5667 - 1529 = 4138 \text{ kNm}.$$

Ekstremalny moment przęsłowy od obciążeń zmiennych p (na dłuższym przęśle $x_0 = 13,77 \text{ m}$)

$$M_{yp,Ed} = +1412 \text{ kNm},$$

moment zginający w przekroju $x = 16,58 + 13,77 = 30,35 \text{ m}$ od obciążeń stałych i montażowych:

$$M_{yg,Ed} = \frac{26,1 \cdot 40,58 \cdot 30,35}{2} \left[1 - \frac{30,35}{40,58} \right] - 474 \cdot \frac{10,23}{24,00} = 3850 \text{ kNm}$$

łącznie

$$\max M_{yq,Ed} = 1412 + 3850 = 5262 \text{ kNm} < 5667 \text{ kNm}.$$

Wniosek: pomimo wprowadzenia podpory pośredniej, dach galerii będzie w każdym przypadku ściskany.

2.3. Warunki stanu granicznego nośności

Rekomendowana przez PKN norma europejska projektowania konstrukcji stalowych PN-EN 1993-1-1 podaje wartości nominalne wytrzymałości współczesnych stali, które można zinterpretować jako identyczne z minimumami hutniczymi $f_y = R_{e,min}$. Dla stali St3S, z której wykonano konstrukcję mostu, norma krajowa PN-62/B-03200 obowiązująca w latach 1970 podaje wartość $R_{e,min} = 235 \text{ MPa}$.

Do dalszych obliczeń, przeprowadzonych poniżej, przyjęto konwencjonalną wytrzymałość stali, która uwzględnia ubytki korozyjne blach (η_d) oraz współczynnik nośności plastycznej, wyspecyfikowany w krajowych badaniach statystycznych ($\gamma_{Mo} = 1,05$) [1]:

$$f_y / \gamma_{Mo} = \eta_c \cdot (R_{e,min} / \gamma_{Mo})$$

– dla przekrojów nad pomostem

$$f_y / \gamma_{Mo} = 0,96 \cdot (235 / 1,05) = 215 \text{ MPa}$$

– dla przekrojów pod pomostem

$$f_y / \gamma_{Mo} = 0,86 \cdot (235 / 1,05) = 1912 \text{ MPa}$$

Nośność przekrojów galerii przy zginaniu:

– pionowym

$$M_{Ryg} = 71332 \times 215 \times 10^{-3} = 15336 \text{ kNm},$$

$$M_{Ryd} = 110701 \times 192 \times 10^{-3} = 21254 \text{ kNm},$$

wynosi

$$M_{Ry} = \min(15336, 21254) = 15336 \text{ kNm},$$

– poziomym

$$M_{Rz} = 158192 \times 215 \times 10^{-3} = 34011 \text{ kNm}.$$

Warunek nośności galerii w wersji pierwotnej:

$$\frac{10930}{15336} + \frac{473}{34011} = 0,713 + 0,014 = 0,727 < 1,000$$

spełniał wymagania niezawodności wg Eurokodu PN-EN 1990, jednocześnie stwierdza się, że wpływ obciążenia wiatrem na wyężenie przekroju jest nieduży.

Dodatkowe podparcie galerii podporą lb:

$$\frac{5667}{15336} = 0,370 < 1,000$$

spowodowało redukcję wskaźnika wykorzystania nośności o $100 \times 0,370 / 0,727 = 51\%$.

Można również wykazać, że pochyła część mostu, dodatkowo podparta podporami Ia i Ib, także spełnia wymagania niezawodności wg Eurokodu PN-EN 1990.

3. Podsumowanie

Przeprowadzona w p. 2 analiza nośności galerii, z uwzględnieniem istniejącego stanu technicznego, wykazała że omawiana konstrukcja stalowej powłoki

spełnia wymagania niezawodności wg aktualnie obowiązujących w Polsce norm europejskich, a w szczególności norm: PN-EN 1990 (podstawy projektowania), PN-EN 1991 (obciążenia) i PN-EN 1993 (projektowanie konstrukcji stalowych).

Pomimo wieloletniej eksploatacji, przeprowadzone zmiany konstrukcyjne pozwolą na dalszą eksploatację galei przez okres kolejnych 15–20 lat.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Gwóźdź, M. Machowski., Wybrane badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011
[2] PN-EN 1990:2004. Eurokod, Podstawy projektowania konstrukcji. PKN Warszawa 2004

[3] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach. PKN Warszawa 2004

[4] PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem. PKN Warszawa 2005

[5] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru. PKN Warszawa 2008.

[6] PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN Warszawa 2006

[7] PN-EN 1993-1-5:2008. Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice. PKN Warszawa 2008

[8] PN-EN 1993-1-6:2009. Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych. PKN Warszawa 2009

Pierwsze krajowe pomosty wag samochodowych z betonu sprężonego

Dr inż. Rafał Szydłowski, inż. Małgorzata Ogrodniczek, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Na rynku polskim dostępna jest cała gama wag samochodowych o nominalnej nośności od 6 do 60 ton. Waga w wersji najmocniejszej, o nominalnym zakresie do 60 ton oferowana jest w wariantach długości 18,0 i 24,0 m. Konstrukcja pomostu składa się z modułów o długości 3,0 lub 6,0 m. Przykładowo, ciężar pojedynczego modułu betonowego o długości 6,0 m wynosi około 12 ton, a ciężar całego pomostu o długości 18,0 m wynosi 36 ton.

W Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK podjęto próbę opracowania pomostów z betonu sprężonego dla wag samochodowych o zakresie pracy do 60 ton. Z uwagi na mały ciężar płyt w stosunku do obciążenia użytkowego płyty zostały zaprojektowane jako częściowo sprężone ciągnami bez przyczepności.

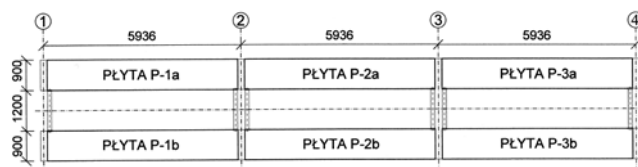
Problem projektowania elementów częściowo sprężonych był przedmiotem zainteresowań wielu badaczy. Od lat 60. ubiegłego stulecia opublikowano w tym zakresie wiele prac i raportów z badań prowadzonych głównie w USA, a w mniejszym stopniu w Europie, np. [2], [3], [4]. W znacznie mniejszym stopniu analizowane było zachowanie elementów częściowo sprężonych pod obciążeniem cyklicznym [5], [6]. Niewątpliwie najmniej rozpoznany zagadnieniem jest zachowanie elementów sprężonych ciągnami bez przyczepności pod obciążeniem cyklicznym. W literaturze naukowo-technicznej można znaleźć raporty z nielicznych badań w tym zakresie.

Wobec trudności obliczeniowej oceny zachowania płyt w trakcie okresu użytkowania, w Laboratorium Badawczym Politechniki Krakowskiej dwie zaprojektowane płyty poddano badaniom pod obciążeniem cyklicznie zmiennym.

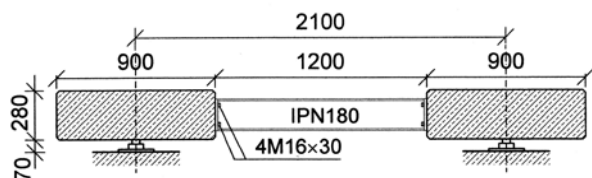
2. Ogólna charakterystyka pomostu

Pierwotnie przyjęta długość pomostu miała wynosić 18,0 m, a jego szerokość 3,0 m. Założono skonstruowanie pomostu z trzech wolno podpartych przęseł o rozpiętości 6,0 m (rys. 1). Kolejnym z założeń było ograniczenie łącznego ciężaru pomostu do 24 ton. Zdecydowano więc zaprojektować pomost z dwóch równoległych, betonowych torów o przekroju 900×280 mm pod koła, połączonych stalowymi łącznikami wykonanymi z dwuteownika IPN180. Rzut mostu przedstawiono na rysunku 1, natomiast przekrój na rysunku 2.

Po analizie różnych wariantów pojazdów i dopuszczalnych obciążeń przyjęto ostatecznie obciążenie w postaci



Rys. 1. Rzut pomostu



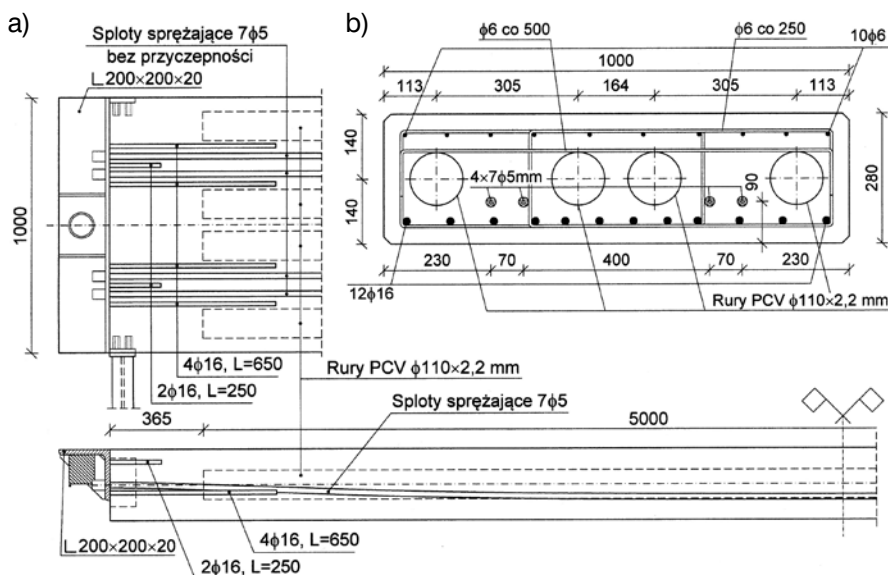
Rys. 2. Przekrój poprzeczny pomostu

trzech osi w rozstawie 1,25 m i nacisk na każdą oś 120 kN. Jednym z wiodących założeń był również niski koszt wykonania pomostu. Wobec powyższych, przyjęto technologię kablobetonu z cięgnami bez przyczepności. W układzie podłużnym przewidziano 3 typy płyty. Płyty wsparte są poprzez wsporniki stalowe wykonane z kątowników gorącowalcowanych na 8 przetwornikach tensometrycznych. Wszystkie płyty mają identyczne wymiary elementu betonowego, a różnią się jedynie geometrią stalowych elementów podpierających.

3. Charakterystyka płyt sprężonych

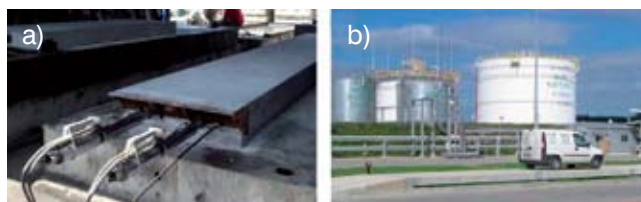
Wstępne analizy obliczeniowe wykazały, iż ze względu na mały udział ciężaru własnego w całkowitym obciążeniu niezwykle trudno będzie zaprojektować płytę pracującą w stanie niezarysowanym. Zapewnienie rysoodporności wymagało zastosowania kilkunastu cięgien $7\phi 5$ mm w każdej płycie. Postanowiono zaprojektować elementy częściowo sprężone z cięgnami bez przyczepności. Zastosowano 4 cięgna $7\phi 5$ mm (rys. 4) w każdej płycie o zwisie 50 mm ($f_{pk} = 1860$ MPa). Siła naciągu cięgna wynosi 200 kN. Płyta zbrojona jest dołem 12 prętami żebrowanymi $\phi 16$ mm.

Zbrojenie poprzeczne stanowią strzemiona $\phi 6$ mm w rozstawie co 250 mm. Płyty wykonywane są z betonu C40/50 na kruszywie bazaltowym i cemencie CEM I.



Rys. 4. Geometria płyty: fragment rzutu i przekrój dłuży (a), przekrój środkowy (b)

Po wykonaniu pierwszych pomostów szerokość płyty 0,9 m okazała się zbyt mała, została zwiększona do 1,0 m. Kolejne pomosty wykonano z płytami o przekroju 1000×280 mm. Te z kolei okazały się zbyt ciężkie. Ciężar płyty przekroczył znacznie 4000 kg, natomiast ciężar całego pomostu wartość 24 ton. Spowodowało to, iż pomost nie mógł być transportowany w całości, co znacznie podniosło jego koszty. Szukano łatwego rozwiązania zmniejszenia wagi płyt. Zdecydowano zastosować kanały wewnątrz przekroju płyty (rys. 4). Użyto w tym celu 4 rur kanalizacyjnych PCV $\phi 110 \times 2,2$ mm. Wprowadzono 4 kanały o długości 5,0 m w rozstawie przedstawionym na rysunku 4. Każdy z kanałów dał oszczędność w ciężarze płyty ok. 240 kg. Płyta stała się więc lżejsza o 960 kg, natomiast pomost o prawie 4 tony.



Rys. 5. Sprężanie prototypu płyty (a), widok pomostu wagi w miejscu użytkowania (b).

Prognozowane naprężenia po sprężeniu wynoszą -0,38 MPa na górnej i 5,8 MPa na dolnej powierzchni. W sytuacji użytkowej (pod obciążeniem pojazdem i po stratach reologicznych) naprężenia w teoretycznym przekroju betonowym wynoszą 14,0 MPa na górnej i -8,8 MPa na dolnej powierzchni. Szerokość rysy wg normy [1] wynosi 0,21 mm, rozstaw rys 0,31 m, a naprężenia w stali zbrojeniowej (od stanu dekompresji przekroju) to 245,9 MPa. Na rysunku 5a przedstawiono widok pierwszej wykonanej płyty w trakcie sprężania. Rysunek 5b przedstawia natomiast widok kompletnego pomostu w miejscu jego użytkowania.

Do chwili obecnej wykonano łącznie 12 pomostów: 3 w wersji z pełną płytą o przekroju 900×280 mm, 2 w wersji z pełną płytą o przekroju 1000×280 mm i 7 w wersji ostatecznej przedstawionej na rysunku 4.

4. Badania płyt

4.1. Elementy i stanowisko badawcze

Badaniom poddano 2 identyczne płyty. Do wykonania płyt użyto materiałów stosowanych do ich seryjnej produkcji. Różnica polegała jedynie na zastosowaniu cementu CEM II B-V zamiast CEM I. Od betonowania do sprężenia i badania pierwszej płyty upłynęło jednak 89 dni. Beton osiągnął



Rys. 6. Płyty „kanałowe” pomostu wagi przed zabetonowaniem

swoją projektowaną wytrzymałość 28-dniową, a długi okres dojrzewania przed sprężeniem pozwala sądzić, iż przyrost wytrzymałości po 28 dniach prawie dobiegł końca. Na rysunku 6 przedstawiono widok płyt przed betonowaniem. Średnie wartości wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości wyznaczone na walcach $f_{150 \times 300}$ mm wynosiły odpowiednio 45,0 MPa i 41,8 GPa po 28 dniach i 58,9 MPa i 43,3 GPa po 90 dniach.

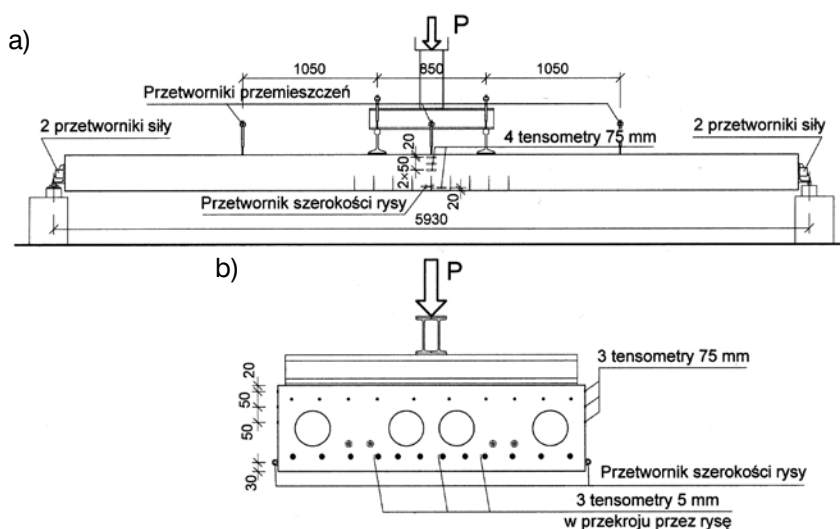
Na rysunku 7 przedstawiono schemat stanowiska badawczego wraz z lokalizacją przetworników pomiarowych. Rysunek 8 przedstawia widok stanowiska. Zastosowano dwupunktowe obciążenie. Rozstaw szyn obciążających dobrano tak, aby przy obciążeniu dwupunktowym uży-



Rys. 8. Widok stanowiska badawczego

w kamieniołomach, fabrykach, kopalniach, na wysypiskach śmieci itd. Wagi użytkowane są z bardzo różną intensywnością. W projektowaniu programu obciążania założono umowną liczbę 250 cykli obciążeniowych w ciągu doby i żywotność płyty 10 lat. Zdecydowano poddać płyty 1 000 000 cykli obciążenia.

Projektowane obciążenie 180 kN uwzględniało przeciążenie pojazdu o 20%. Z tego względu wartość obciążenia cyklicznie zmiennego zmieniała się od 20 do 150 kN. Co około 150 tys. cykli obciążanie było zatrzymywane, po 30 minutach od zatrzymania dokonywano rejestracji wszystkich monitorowanych wielkości, po czym płyta była w jednym cyklu obciążana do 180 kN (obciążenie kontrolne) i odciążana. W trakcie tego cyklu prowadzono ciągły pomiar wszystkich badanych wielkości. Po ukończeniu cyklicznego obciążania pierwsza badana płyta została obciążona do zniszczenia.



Rys. 7. Schemat stanowiska badawczego

skazać taki sam moment zginający jak przy obciążeniu trójpunktowym od trzech osi (2×90 kN zamiast 3×60 kN). Zainstalowano następujące przetworniki: 3 tensometry o bazie 5 mm na 3 prętach zbrojeniowych w przekroju przez rysę, 8 tensometrów o bazie 75 mm na dwóch powierzchniach bocznych płyty, 5 przetworników ugięć, 2 przetworniki szerokości rysy (na obu powierzchniach bocznych – rysunek 7b), przetworniki siły (na każdym kablu, naprzemiennie po 2 na każdym końcu płyty).

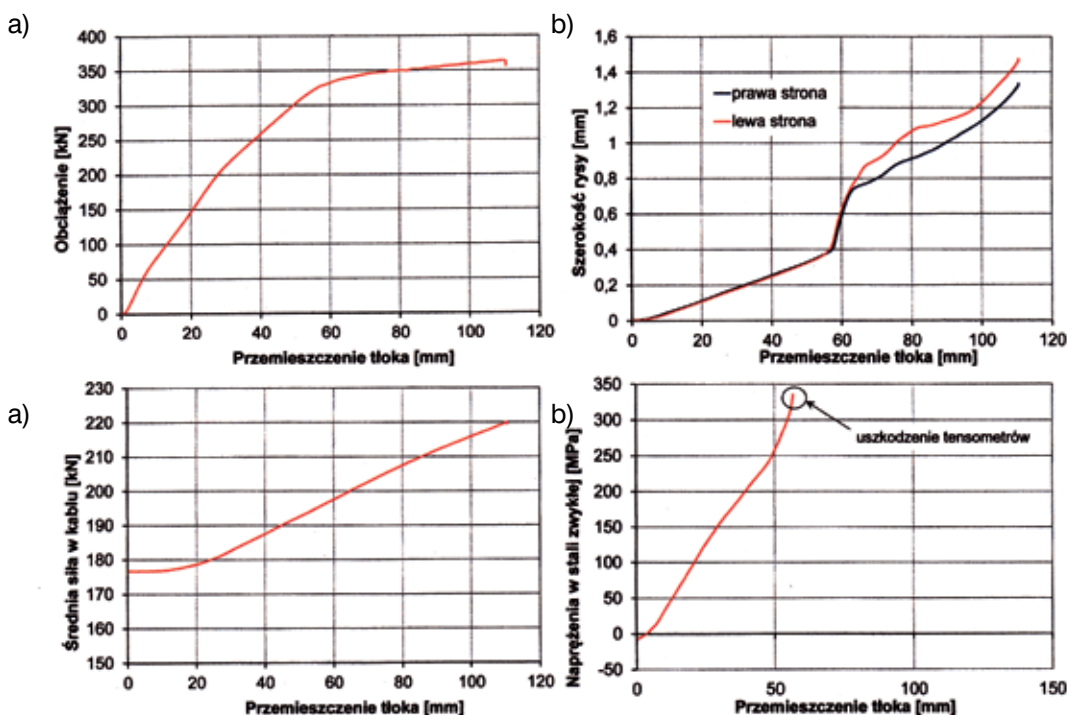
4.2. Program badań

Zaprojektowane pomosty wag samochodowych dedykowane są do ważenia pojazdów w składach z materiałami,

4.3. Wyniki badań

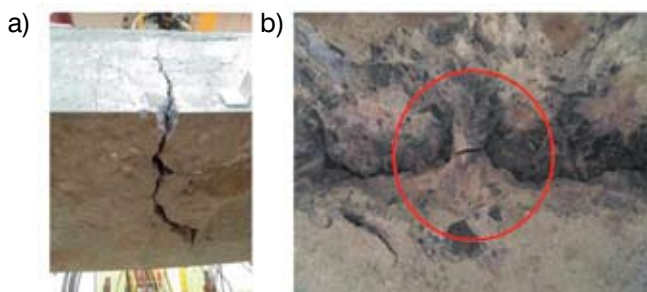
Pierwsza z płyt zupełnie dobrze zniósła 1 000 000 cykli obciążenia. Po za-

kończeniu przewidzianego programu została ponownie obciążona, tym razem do zniszczenia. Przebieg wartości wybranych wielkości przedstawiono na rysunku 9. Jako miarę deformacji użyto wysuwu tłoka prasy. Rysunek 9a prezentuje zależność siły w prasie od przemieszczenia tłoka. Największą nośność płyta osiągnęła przy wysuwie 110 mm, która wyniosła 364 kN. Załamanie wykresu wystąpiło przy przemieszczeniu około 60 mm. Nagła utrata sztywności w tym miejscu została potwierdzona skokiem szerokości rysy (rys. 9b). Rysunek 9c przedstawia przyrost średniej siły w kablach, która wzrosła od 176,7 do 219,5 kN przy zniszczeniu. Na uwagę zasługuje wysoki przyrost naprężeń



Rys. 9. Przebieg wybranych wielkości w zależności od ugięcia w próbie niszczenia płyty: siły w prasie (a), szerokości rysy (b), siły sprężającej (c), naprężeń w stali zwykłej (d)

w ciągnach w stanie niszczenia wynoszący 285,3 MPa wobec zalecanej w normie [1] wartości 100 MPa. Tak wysokie przyrosty uzyskiwano również w licznych badaniach prezentowanych m.in. w pracach [7], [8], [9]. Na rysunku 9d przedstawiono przyrost naprężeń w prętach zbrojeniowych. Naprężenia wyznaczono w oparciu o wartość modułu sprężystości równą 202,3 GPa, wyznaczoną w próbie rozciągania prętów. W miejscu nagłego spadku sztywności tensometry zostały jednak uszkodzone. Największe zarejestrowane naprężenia wyniosły 336 MPa (średnia szerokość rysy wynosiła wówczas 0,40 mm).



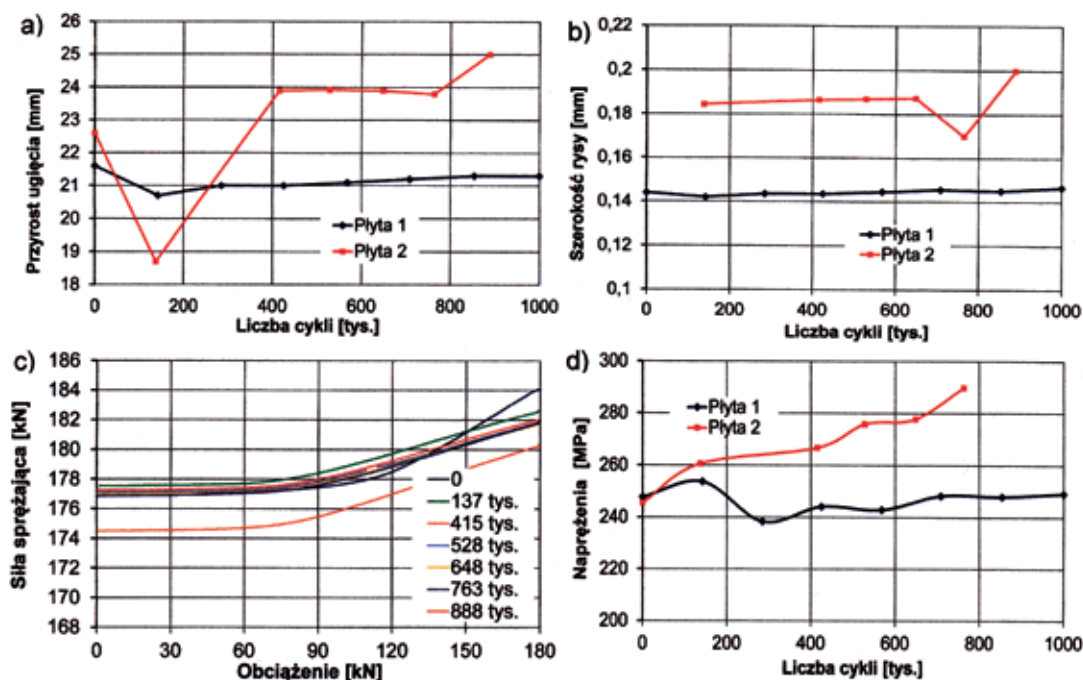
Rys. 10. Uszkodzona płyta nr 2: pęknięcie przekroju w środku rozpiętości (a), pęknięcie zmęczeniowe pręta zbrojeniowego (b)

Próba niszczenia płyty wykazała, iż zaprogramowana górna wartość obciążenia cyklicznie zmiennego 150 kN stanowi 41%. Powszechnie przyjęto się uważać, iż obciążenie cyklicznie zmiennie o górnej wartości mniejszej niż 0,4 obciążenia niszczonego nie prowadzi do uszkodzenia elementu przez zmęczenie. Z uwagi na pozytywny wynik badania pierwszej płyty (rys. 11) zdecydowano zwiększyć górną granicę

i amplitudę obciążenia cyklicznego przy obciążaniu płyty nr 2. Górna wartość siły wynosiła teraz 180 kN, natomiast dolna 40 kN. Górna wartość obciążenia wynosiła teraz 49% obciążenia niszczonego. Druga płyta uległa niespodziewanej awarii po około 980 tys. cyklach. Uszkodzenie płyty polegało na pęknięciu zmęczeniowym 9 z 12 prętów zbrojeniowych (rys. 10).

Po zaprzestaniu obciążeń cyklicznych odczekiwano ok. 30 minut i rejestrowano pozostające ugięcia płyty. Wygięcia w górę w wyniku sprężenia wynoszące 2 mm dla płyty 1 i 1,9 mm dla płyty 2 zostały trwale zniwelowane już przy pierwszym obciążeniu płyt. Trwałe ugięcia narastały wraz z liczbą cykli. Dla płyty 1 po 1 mln cykli wynosiło nieco ponad 1 mm. Dla płyty 2 natomiast po 888 tys. cykli trwałe ugięcie wynosiło 1,9 mm. Rysunek 11a przedstawia natomiast wyniki przyrostu ugięć przy przykładaniu obciążenia kontrolnego 180 kN.

Również tutaj można zauważyć wzrost wartości wraz ze wzrostem liczby cykli, zwłaszcza w płycie nr 2. Znaczny przyrost ugięcia w płycie 2 pomiędzy 763 a 888 tys. cykli podyktowany jest spadkiem siły w jednym z kabli. Wykluczając ten przypadek z dalszej analizy przyrosty ugięć wynosiły odpowiednio 21,3 mm dla płyty 1 i 23,9 mm dla płyty 2. Stanowi to odpowiednio 1/278 i 1/248 rozpiętości. Na rysunku 11b przedstawiono zmianę szerokości rysy, a na rysunku 1d zmianę naprężeń w stali zbrojeniowej wraz z przyrostem liczby cykli. W obu przypadkach można zauważyć tendencję wzrostową. Szerokość rysy w całym zakresie obciążania była na bezpiecznym poziomie. W płycie 1 oscylowała pomiędzy 0,14 a 0,15 mm, a w płycie 2 pomiędzy 0,18 a 0,19 mm. Szerokość rysy jest mniejsza niż wartość obliczona (0,21 mm), naprężenia w stali



Rys. 11. Przyrost ugięcia (a), zmiana szerokości rys (b), zmiana średniej siły w kablu dla płyty 2 (c) oraz naprężenie w stali zwykłej (d) pod obciążeniem kontrolnym

zwykłej oscylują wokół wartości obliczonej (245,9 MPa), a średni rozstaw rys (127 mm) jest ponad dwukrotnie mniejszy od wartości teoretycznej (310 mm).

Rysunek 11c przedstawia przebieg siły sprężającej w płycie 2 w zależności od przyłożonego obciążenia w różnych etapach obciążania. W obu płytach zauważono spadek zarówno początkowej, jak i końcowej siły sprężającej w procesie obciążania. Fakt ten świadczy o spadającym udziale sprężenia, a wzrastającym udziale zbrojenia zwykłego, co zostało potwierdzone przyrostem naprężeń w stali zwykłej (rys. 12b). Drastyczny spadek siły sprężającej w płycie 2 po 888 tys. cykli spowodowany jest spadkiem siły w jednym z kabli. Początkowa wartość siły w kablu spadła z poziomu 182 kN do 152 kN, czyli o 16%. Jest to spowodowane prawdopodobnie pęknięciem zmęczeniowym jednego z drutów (14% ubytek powierzchni splotu).

5. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki badań pierwszych krajowych płyt wag samochodowych z betonu sprężonego. Na podstawie badań stwierdzono, że:

- przy obciążeniu nominalnym 150 kN płyta przetrwała 1 000 000 cykli obciążenia, nie zwiększając znacząco wartości świadczących o pogorszeniu warunków użyteczności czy trwałości (szerokość rys, ugięcie),
- przy obciążeniu cyklicznym 180 kN płyta uległa awarii po 980 000 cyklach, zastosowane obciążenie cykliczne o wartości 180 kN uwzględnia jednak 20% przeciążenie, a prawdopodobieństwo wystąpienia takiego obciążenia w naturze (nawet obciążenia nominalnego 150 kN) w założonej liczbie cykli jest znikome,

- płyty zostały prawidłowo zaprojektowane i przy nieprzewidzianych czynnikach i należytej opiece powinny bezawaryjnie pracować przez wiele lat, okres użytkowania będzie jednak uzależniony od agresywności środowiska powodującego korozję betonu i stali,
- dalsza modyfikacja płyt przez zmniejszenie grubości płyt czy powierzchni stali może być skazana na niepowodzenie, jako że płyta osiąga graniczne ugięcie, a naprężenia w zbrojeniu osiągają wysoki poziom 280 MPa. Oszczędności można szukać w ciężarze płyt i ilości betonu, zwiększając średnicę kanałów.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008
- [2] Abeles P. W., Design of Partially-Prestressed Concrete Beams, ACI Journal, V. 64, No.10, October 1967, pp. 669-677
- [3] LIN T. Y., Partial Prestressing Design Philosophy and Approach, FIP Notes 69, July-August 1977, pp. 5-9
- [4] Naaman A. E., Siriakson A., Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, Part 1: Analytic Formulation, PCI Journal, V. 24, No. 2, March-April 1979
- [5] Harajli M. H., Naaman A. E., Deformation and Cracking of Partially Prestressed Concrete Beams Under Static and Cyclic Fatigue Loading, Research Report No. UMCE 85-2, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, April 1985
- [6] Kripanarayanan K. M., Branson D. A., Short-term deflections of beams under single and repeated load cycles, ACI Journal, V. 69, No. 2, February 1972
- [7] Seruga A., Politalski W., Graniczne naprężenia stali sprężającej w elementach zginanych sprężanych cięgnami bez przyczepności. Czasopismo Techniczne, Z1-B/2004, str. 1-25
- [8] Politalski W., Przyrost naprężeń w cięgnie bez przyczepności w wyniku obciążenia sprężonej belki kablobetonowej. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo, Z. 109, 2006, str. 309-316
- [9] Seruga A., Faustman D., Politalski W., Stan graniczny nośności zginanych belek sprężonych cięgnami bez przyczepności. Materiały Konferencji Dni Betonu, Wisła, 13-15 października 2006, str. 847-856

Możliwości rewitalizacji formy architektonicznej i układu funkcjonalno-przestrzennego budynków wielkopłytowych na przykładzie osiedla „Ruczaj-Zaborze” w Krakowie

Mgr inż. arch. Bartłomiej Ziarko, mgr inż. arch. Agnieszka Bucka, dr inż. arch. Karolina Kolisz, dr inż. arch. Andrzej K. Kłosak, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Proces odbudowy zniszczeń po II wojnie światowej stworzył potrzebę szybkiego zaspokojenia rosnących potrzeb mieszkaniowych. Opracowana technologia wznoszenia budynków oparta na modułowych elementach konstrukcyjnych wykonanych poza placem budowy była najszybszym rozwiązaniem problemu [1]. Intensywny rozwój budownictwa wielkopłyтового w Polsce przypada na lata 60., 70. i 80. XX wieku, stanowiąc podstawę budownictwa mieszkaniowego. Po kilkudziesięciu latach eksploatacji wysłużone budynki nie odpowiadają współczesnym potrzebom użytkowników i wymagają kompleksowej modernizacji. B.E. Gronostajska, autorka licznych publikacji na temat osiedli z wielkiej płyty, wymienia trzy obszary działań, jakie powinny być wprowadzone równocześnie, aby modernizacja tego typu zabudowy przyniosła oczekiwany rezultat [2]. Jest to skala makro – przekształcenia urbanistyczno-architektoniczne całych osiedli, skala mezo – przekształcenia dotyczące tzw. przestrzeni sąsiedzkich, oraz skala mikro – zmiany funkcjonalno-przestrzenne poszczególnych mieszkań. Niniejszy artykuł przedstawia możliwości rewitalizacji, na przykładzie krakowskiego osiedla Ruczaj-Zaborze, w skali mikro. Przekształcenia w skali makro i mezo opisano w oddzielnym artykule [5]. Omówiona poniżej koncepcja stanowi składową projektu kompleksowej modernizacji krakowskiego zespołu budynków mieszkalnych, jaką opracował zespół pracowników Zakładu Budownictwa i Fizyki Budowli Politechniki Krakowskiej w roku 2014 [4].

Obecnie szacuje się, że w Polsce obiekty powstałe w technologii wielkiej płyty zamieszkuje 12 mln osób. Budynki te w większości nie spełniają obecnych standardów funkcjonalnych i technicznych, a zastąpienie istniejącej tkanki mieszkaniowej nowymi lokalami nie jest możliwe [6]. Aby spełnić wymagania izolacyjności cieplnej, wykonywana jest termomodernizacja części obiektów, jednak jest to działanie najczęściej nieskoordynowane w kontekście estetyki całego osiedla. Zróznicowana struktura własnościowa osiedli powoduje, że poszczególne budynki są niejednokrotnie remontowane według oddzielnych koncepcji kolorystycznych, nie uwzględniając kontekstu urbanistycznego jak i tektoniki samych obiektów. Próba ucieczki od „wizualnej monotonii” w efekcie sprowadza



Rys. 1.
Stan obecny osiedla (fot. archiwum zespołu)



Rys. 2.
Propozycja rewitalizacji (wizualizacja: opracowanie zespołu)

w skali urbanistycznej skażenie kolorystyczne blokowisk, których specyfiką było odczytywanie ich w zespołach [7]. Osiedle mieszkaniowe będące przedmiotem opracowania znajduje się przy ulicy Lipińskiego w Krakowie. Powstało w latach 80. XX wieku i zostało wybudowane w systemie WUF-GT/84 według projektu R. Janasa. Projekt koncepcyjny rewitalizacji osiedla Ruczaj – Zaborze, zagospodarowanie terenu – poziom terenu pokazano w osobnym artykule [5] na rysunku 1.

W ramach prac nad koncepcją rewitalizacji przeprowadzono analizę zgłaszanych problemów przez mieszkańców i zarząd spółdzielni. Efektem prac zespołu była koncepcja uwzględniająca uwagi dotyczące komfortu i warunków mieszkalnych (skala mikro):

- małe, wąskie kuchnie z brakiem możliwości otwarcia na pokój dzienny,
- mały metraż pokoi,
- niska izolacyjność akustyczna lokali,
- typizacja mieszkań,
- brak podziału na część dzienną i nocną.

2. Rewitalizacja układu funkcjonalno-przestrzennego budynków wielkopłytowych

W zakresie projektu koncepcyjnego przedstawiono propozycję adaptacji wnętrza budynków tak, aby proponowany

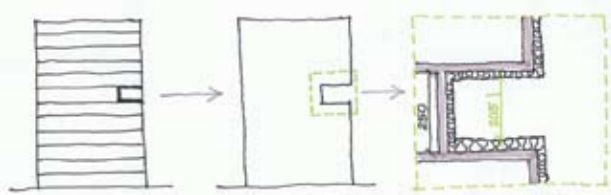
nowy układ odpowiadał obecnym wymaganiom użytkowników przy zachowaniu nowoczesnej estetyki lokali mieszkalnych. Omawiane obiekty składają się z dwóch rodzajów budynków: typu punktowiec (12 kondygnacyjny) i segmentowo-klatkowy (4- i 5-kondygnacyjny).

Budynek typu punktowiec ma dwanaście kondygnacji nadziemnych, w których znajduje się łącznie 48 lokali mieszkalnych o niemalże jednakowej powierzchni użytkowej.

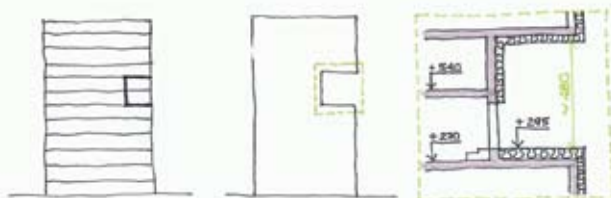
W uproszczeniu plan obiektu tworzą cztery prostokąty ułożone razem w kształt zbliżony do planu kwadratu. Do budynku prowadzą dwa wejścia połączone ze sobą korytarzem z jedną klatką schodową, dwoma windami i zsysem na śmieci. Na każdej kondygnacji znajdują się cztery lokale mieszkalne o podobnej powierzchni wynoszącej w przybliżeniu 65 m². Jeden lokal na parterze ma mniejszą powierzchnię 56 m² ze względu na znajdujące się w budynku pomieszczenie dla pojemników na odpady.

Budynek segmentowo-klatkowy w planie ma kształt zbliżony do litery L, gdzie jedno z ramion jest 4-kondygnacyjne, a drugie 5-kondygnacyjne. Obiekt ma 3 oddzielne wejścia i klatki schodowe, które prowadzą do 32 lokali mieszkalnych. W niższej części znajdują się trzy mieszkania na każdej kondygnacji (30 m², 35 m², 55 m²), w wyższej są to cztery lokale mieszkalne (55 m², 65 m²), do których prowadzą dwie klatki schodowe.

Rzut kondygnacji powtarzalnej budynku segmentowo-klatkowego i punktowca przedstawiono na rysunkach 5 i 7. System konstrukcyjny WUF-GT/84 daje duży wachlarz możliwości zmian układu funkcjonalnego. Ze względu na małe zróżnicowanie powierzchni użytkowej lokali mieszkalnych przeprowadzono analizę możliwości jej zwiększenia poprzez łączenie sąsiednich lokali mieszkalnych lub części pomieszczeń. Przeanalizowane warianty modyfikacji obejmowały możliwości łączenia mieszkań zarówno w obrębie jednej, jak i dwóch kondygnacji.



Rys. 3. Analiza możliwości stworzenia tarasu poprzez wycięcie fragmentu jednej kondygnacji (schemat: opracowanie zespołu)



Rys. 4. Analiza możliwości stworzenia tarasu poprzez wycięcie fragmentu dwóch kondygnacji (schemat: opracowanie zespołu)

Rozpatrywane koncepcje zmian funkcjonalnych punktowca uwzględniały m.in. możliwości przebudowy części pomieszczeń poprzez wycięcie lub wysunięcie poszczególnych modułów konstrukcyjnych. Urozmaicona w ten sposób bryła obiektu stałaby się bardziej atrakcyjna zewnętrznie, a uzyskana dodatkowa powierzchnia tarasów zwiększyłaby funkcjonalność lokali mieszkalnych. Jednak takie rozwiązanie stwarza szereg utrudnień zarówno w sferze konstrukcyjnej, jak i użytkowej. O ile tak daleko idące możliwości modyfikacji konstrukcji są możliwe do zrealizowania, o tyle użytkowe uzasadnienie takiego rozwiązania jest niejednoznaczne. Wycięcie przestrzeni w obrębie jednej kondygnacji w budynku wielopłytowym wymaga analizy możliwości wykonania konstrukcyjnego, uzasadnionego ekonomicznie oraz konieczności wykonania niezbędnej izolacji termicznej na płaszczyznach stropów. Wysokość kondygnacji w budynkach wielopłytowych była zwykle minimalizowana i w budynkach rozpatrywanego osiedla wynosi tylko 251 cm. Odległość powierzchni tarasu od stropu wyższej kondygnacji będzie niewystarczająca, aby móc w wygodny sposób korzystać z uzyskanej przestrzeni. Dołożenie 15 cm izolacji termicznej na stropie wyższej kondygnacji i około 20 cm na powierzchni tarasu sprawia, że uzyskana wysokość 205 cm nie spełnia nawet minimalnej wymaganej wysokości użytkowej (rys. 3). Rozwiązaniem mogłoby być wykonanie takiego tarasu poprzez wycięcie fragmentu dwóch kondygnacji. Jednak zrodziłoby to potrzebę wykonania dodatkowych stopni wewnątrz lokali mieszkalnych, aby zniwelować różnicę poziomów powstałą na styku powierzchni tarasu, a podłogą mieszkania (rys. 4). Ostatecznie propozycja zmiany układu funkcjonalnego ograniczyła się do modyfikacji w obrębie istniejącego obrysu budynku wysokiego. Zaproponowano cztery warianty aranżacji mieszkań najmniej ingerujące w układ konstrukcyjny budynku: I-45 m², II-65 m², III- 85 m², IV-130 m² (rys. 7 i 8). Ze względu na układ komunikacji zdecydowano, że łączenie i modyfikacja zrealizowana zostanie w obrębie dwóch sąsiadujących ze sobą lokali mieszkalnych na danej kondygnacji. Warianty I i III zostały uzyskane dzięki włączeniu jednego modułu konstrukcyjnego do jednego z lokali. Uzyskano dzięki temu mniejsze mieszkanie z kuchnią, jadalnią i pokojem gościnnym pełniącym również rolę sypialni oraz większe mające trzy sypialnie w części nocnej, salon, kuchnię i jadalnię w części dziennej. Wariant IV uzyskano dzięki połączeniu dwóch lokali mieszkalnych. W jednym utworzono część dzienną z obszernym salonem, jadalnią i otwartą kuchnią, natomiast drugi lokal stanowi część nocną czterema sypialniami.

W ramach opracowywania koncepcji rewitalizacji jedna z rozpatrywanych wersji (wariant II) zakładała wykorzystanie obecnego podziału mieszkań i obejmowała jedynie przeprojektowanie układu pomieszczeń. Aby zminimalizować ingerencję w elementy konstrukcyjne przyjęto, że wszystkie pionory wentylacyjne i instalacyjne oraz konstrukcja pozostają w swym pierwotnym położeniu i funkcji. Równocześnie

założenie narzucało pewne ograniczenia w aranżacji, utrudniając pożądane zlokalizowanie pomieszczeń względem stron świata. Zaproponowano zamianę funkcji części pomieszczeń tak, aby stworzyć wyrazisty podział mieszkań na część dzienną i nocną (rys. 7). W tym celu wejścia do lokali zostały nieznacznie przesunięte, co umożliwiło jednocześnie zwiększenie powierzchni łazienek i toalet o 1,5 m². Ściany łączące dwa największe pokoje zostały usunięte, tworząc przestronną strefę dzienną, w której znaleźć się może salon oraz kuchnia z jadalnią. W budynku niskim istniejący układ mieszkań również został przeprojektowany z uwzględnieniem stworzenia strefy dziennej i nocnej. Zaproponowano cztery warianty aranżacji o zbliżonym metrażu: I, II-80 m² w części 4-kondygnacyjnej, III, IV-72 m² w części 5-kondygnacyjnej (rys. 6). Od północnej strony znajdują się sypialnie, łazienka i toaleta, natomiast południową część tworzyć będzie jedno duże pomieszczenie dla salonu, kuchni i jadalni. Dla budynku niskiego zaproponowano likwidację istniejących loggii w celu stworzenia nowej lekkiej konstrukcji stalowej dobudowanej do istniejącego budynku. Umożliwi ona powiększenie strefy dziennej części mieszkań oraz powierzchni balkonów, aby były bardziej ustawne i przestronne. Zwiększenie powierzchni użytkowej lokali otrzymano dzięki zaprojektowaniu „prostokątnych kostek” na dostawionej konstrukcji, zlokalizowanych naprzemiennie w obrębie elewacji południowej i zachodniej budynku.

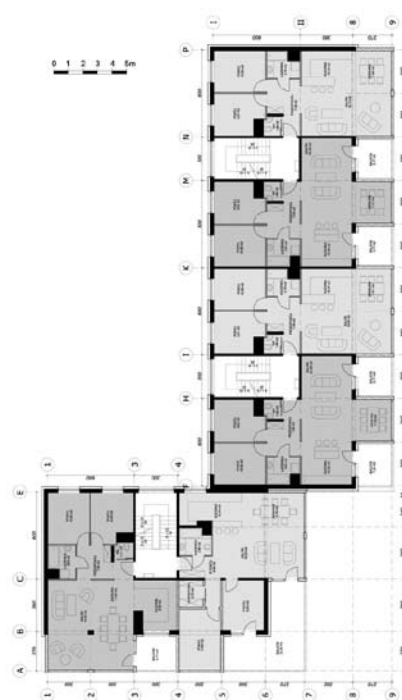
3. Rewitalizacja formy zewnętrznej budynków wielkopłytowych

Budynek typu punktowiec (wysoka zabudowa 12-kondygnacyjna) mimo znacznej wysokości jest w swojej formie i proporcji dosyć przysadzisty w odbiorze obserwatora. Wszystkie jego cztery elewacje są bardzo do siebie podobne. Istniejące pionowe loggie są skierowane na wschód, południe oraz zachód. Usytuowanie loggii oraz okien jest bardzo uporządkowane, dominuje w nim kierunek wertykalny.

Budynek segmentowo-klatkowy (niska zabudowa 4- i 5-kondygnacyjna – rysunek 9) jest usytuowany na rzucie zbliżonym do litery „L”. Większość przeszkleń jest skierowana na wschód oraz zachód, a także na południe. Z dwóch ścian od strony północnej, tylko jedna z nich ma otwory okienne. Okien brak także na elewacji zachodniej krótszej części budynku. Na elewacjach północnej oraz zachodniej znajdują się tylko otwory okienne od mieszkań oraz klatek schodowych w dość



Rys. 5. Rzut kondygnacji powtarzalnej budynku segmentowo-klatkowego – sytuacja obecna (dokumentacja [3])



Rys. 6. Rzut kondygnacji powtarzalnej budynku segmentowo-klatkowego – propozycja rewitalizacji warianty: I, II- 80 m², III, IV-72 m² (opracowanie zespołu)

regularnych i powtarzalnych układach, natomiast na elewacji południowej, jak i wschodniej – loggie, których płyta balkonowa ma nieregularny kształt, dając efekt delikatnych wysunięć, z balustradami częściowo pełnymi, a miejscowo transparentnymi. W niektórych miejscach, mimo regularności układu loggii, panuje niewielki chaos oraz zmącenie estetyki elewacji, przez samowolę mieszkańców, przejawiającą się zabudowywaniem całkowitym lub częściowym swoich loggii.

Wszystkie elewacje punktowca zrewitalizowano, rezygnując z istniejących loggii na rzecz zwiększonych powierzchni balkonowych. Nowo powstałe balkony zostały połączone ze sobą za pomocą ścianek, tworzących na fasadach i narożu budynku efekt pozaginanej wstęgi, która przez swoją formę oraz odznaczający się kolor czerwony na elewacjach tworzy istotny akcent budynku. Zaproponowano także wymianę na inne typy okien oraz rewitalizację wiatrołapu wejściowego do budynku.

Zaproponowane elewacje budynku segmentowo-klatkowego w koncepcji projektu ukształtowano na zasadzie przenikających się poziomych i pionowych kierunków (rys. 10). Poziome podziały tworzą widoczne fronty płyt balkonowych oraz biegnące wzdłuż nich szklane balustrady. Podziały te konkurują z elementami przesuwanych żaluzji drewnianych tworzących nowy front fasady z widocznymi w drugim planie nieznacznie przekształconymi oknami pierwotnej elewacji. Te dwa kontrastujące kierunki łączą przeszklone fronty wysuniętych prostokątów. Drewniane żaluzje mogą pełnić funkcję przesuwanych elementów zacieniających bądź w wersji stałej

– elementów podporowych dla pnącej zieleni, która z całą pewnością byłaby dodatkowym atutem estetycznym elewacji i żywym, barwnym jej elementem. Od strony zachodniej oraz północnej budynku, istniejące wiatrołapy zastąpiono nowymi, pokrytymi drewnem, dzięki któremu korespondują z materiałem użytym w pozostałych przesuwanych i stałych panelach na elewacji.

4. Poprawa komfortu akustycznego i termicznego lokali mieszkalnych

W zakresie rewitalizacji akustycznej wnętrza w celu ograniczenia transmisji dźwięków uderzeniowych (w obu typach budynków) zaproponowano wymianę warstw izolacji akustycznej podłóg pływających, podwyższenie izolacyjności akustycznej ścian od dźwięków powietrznych (dzięki zastosowaniu systemów lekkiej zabudowy) oraz zastosowanie nowych wind cichobieżnych (w budynkach typu punktowiec).

W zakresie rewitalizacji termicznej budynku przewidziano termomodernizację wszystkich budynków zewnętrzną warstwą minimum 15 cm wełny mineralnej o tzw. zaburzonym układzie włókien (polepszającą również izolacyjność akustyczną ścian zewnętrznych) wykonaną w bezspoinowym systemie ociepleń ETICS (External Thermal Insulation Composite System). Na dalszych etapach projektu przewiduje się wykonanie analiz możliwości przeprowadzenia głębokiej termomodernizacji.

5. Podsumowanie

Rewitalizacja obiektów z wielkiej płyty powinna być wykonywana w sposób kompleksowy, uwzględniając wachlarz aspektów, zaczynając od kontekstu urbanistycznego, poprzez estetykę elewacji, zmianę układu funkcjonalnego wraz z włączeniem działań głębokiej termomodernizacji. System konstrukcyjny budynków wielokondygnacyjnych WUF-GT/84 dzięki swojej modułowości i prostocie daje dużą swobodę i elastyczność w zakresie zmian aranżacji wnętrza lokali mieszkalnych praktycznie bez potrzeby ingerencji w istniejący układ konstrukcyjny. Minimalizacja wysokości kondygnacji sprawia jednak, że system ten ma także swoje ograniczenia w modyfikacji i kształtowaniu bryły budynku. Choć każdą lub prawie każdą propozycję architekta można zrealizować konstrukcyjnie, to w przypadku już istniejących budynków wielokondygnacyjnych, istotnym jest, aby możliwości rewitalizacji zostały zweryfikowane w aspekcie konstrukcyjno-ekonomicznym.



Rys. 7. Rzut kondygnacji powtarzalnej budynku typu punktowiec – sytuacja obecna, górą rysunku (dokumentacja [3]); propozycja rewitalizacji wariant: II-65 m², dół rysunku (opracowanie zespołu)



Rys. 8. Rzut kondygnacji powtarzalnej budynku typu punktowiec – propozycja rewitalizacji warianty: I-45 m², III-85 m², IV-130 m² (opracowanie zespołu)

BIBLIOGRAFIA

- [1] Gronostajska B., Zespoły mieszkaniowe z wielkiej płyty w XXI wieku – problemy i perspektywy. Wydział Architektury, Politechnika Wrocławska, Architecturae et Artibus- 2/2010
- [2] Gronostajska B., Modernizacja przestrzeni publicznej w osiedlach mieszkaniowych z wielkiej płyty. Czasopismo Techniczne, 2-A/2010, zeszyt 5
- [3] Janas R., Projekt architektoniczno-budowlany zamienny budynków mieszkalnych na os. Ruczaj w Krakowie. Krakowskie Biuro Projektowo-Badawcze Budownictwa Ogólnego, al. Powstańców Warszawy 10, Kraków 1985
- [4] Kłosak A., Bucka A., Kolisz K., Ziarko B., Projekt koncepcyjny rewitalizacji osiedla Ruczaj-Zaborze. Politechnika Krakowska, Kraków 2014
- [5] Kolisz K., Kłosak A., Bucka A., Ziarko B., Możliwości rewitalizacji układu przestrzennego zespołu mieszkaniowego z budynkami wielokondygnacyjnymi na przykładzie osiedla Ruczaj-Zaborze w Krakowie. Politechnika Krakowska, Kraków 2015
- [6] Szpytma M., Rewitalizacja osiedli z wielkiej płyty. Implementacja rozwiązań europejskich do warunków polskich. Budownictwo i Architektura 13 (3) 2014
- [7] Tarajko-Kowalska J., Problemy rewitalizacji kolorystycznej osiedli mieszkaniowych z wielkiej płyty w Polsce – między sztuką a kiczem. przestrzeń i FORMA nr 21/2014



Rys. 9. Budynek segmentowo-klatkowy – stan obecny (fot. archiwum zespołu)



Rys. 10. Budynek segmentowo-klatkowy – propozycja rewitalizacji (wizualizacja: oprac. zespołu)