



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA

WARSZTAT PRACY RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

Kielce - Cedzyna

11-13 maja 2016 roku

organizatorzy:



Politechnika Świętokrzyska
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA I ARCHITEKTURY



Opracowanie redakcyjne: **Barbara Goszczyńska**

Kielce - Cedzyna
11-13 maja 2016 roku

Materiały Konferencyjne zawierają:

- prace zamawiane przez Komitet Naukowo-Programowy Konferencji
- prace zgłoszone przez aktywnych zawodowo Rzeczoznawców, zakwalifikowane na konferencję przez Komitet Naukowo-Programowy
- prace zgłoszone przez firmy z branży budowlanej

Referaty opublikowano na prawach rękopisu na odpowiedzialność Autorów

Druk wykonano z matryc dostarczonych przez Komitet Organizacyjny Konferencji

Opracowanie graficzne i skład:
Eliza Goszczyńska

ISBN: 978-83-939439-8-2

Wydawca: Zarząd Główny PZITB
Warszawa 2016



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA

WARSZTAT PRACY RZECZOSNAWCY BUDOWLANEGO

PATRONAT HONOROWY

Świętokrzyski Urząd Wojewódzki

WOJEWODA – Agata Wojtysek

Urząd Marszałkowski Województwa Świętokrzyskiego

MARSZAŁEK – Adam Jarubas

Główny Urząd Nadzoru Budowlanego

GŁÓWNY INSPEKTOR NADZORU BUDOWLANEGO – Jacek Szer

Instytut Techniki Budowlanej

DYREKTOR ITB – Marcin M. Kruk

Polska Izba Inżynierów Budownictwa

PREZES PIIB – Andrzej Roch Dobrucki

Zarząd Główny Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa

PRZEWODNICZĄCY ZG PZITB – Ryszard Trykosko

Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji RP

PREZES SITK RP – Janusz Dyduch

Politechnika Świętokrzyska

REKTOR – Stanisław Adamczak

PATRONAT KONFERENCJI

Małopolska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa

Mazowiecka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa

Śląska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa

Świętokrzyska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa

PATRONAT MEDIALNY

Inżynier Budownictwa

Inżynieria i Budownictwo

Przegląd Budowlany

Biuletyn Świętokrzyski

budownictwoinzynieryjne.pl

Budownictwo i Prawo

Builder

Materiały Budowlane

Mosty

Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA

KOMITET NAUKOWO-PROGRAMOWY

Przewodniczący:

Prof. dr hab. inż. Leonard RUNKIEWICZ

Sekretarz:

Dr hab. inż. Barbara GOSZCZYŃSKA, prof. PŚk

Członkowie:

Prof. dr hab. inż. Antoni BIEGUS

Prof. dr hab. inż. Wiesław BUCZKOWSKI

Prof. dr hab. inż. Lech CZARNECKI

Prof. dr hab. inż. Kazimierz FLAGA

Dr inż. Robert GERYŁO

Prof. dr hab. inż. Zbigniew GRABOWSKI

Dr hab. inż. Anna HALICKA, prof. PL

Prof. dr hab. inż. Jerzy HOŁA

Dr hab. inż. Marek IWĄŃSKI, prof. PŚk

Dr hab. inż. Zbigniew JANOWSKI, prof. PK

Dr hab. inż. Maria KASZYŃSKA, prof. ZUT

Prof. dr hab. inż. Mieczysław KUCZMA

Dr hab. inż. Paweł LEWIŃSKI, prof. ITB

Prof. dr hab. inż. Cezary MADRYAS

Dr hab. inż. Krystyna NAGRODZKA-GODYCKA, prof. PG

Dr inż. Marian PŁACHECKI

Prof. dr hab. inż. Wojciech RADOMSKI

Dr hab. inż. Barbara RYMSZA, prof. IBDiM

Prof. dr hab. inż. Zbigniew RUSIN

Prof. dr hab. inż. Włodzimierz STAROSOLSKI

Dr inż. Jacek SZER

Prof. dr hab. inż. Marian TRACZ

Prof. dr hab. inż. Wiesław TRĄMPCZYŃSKI

Prof. dr hab. inż. Jerzy ZIÓŁKO

Prof. dr hab. inż. Adam ZYBURA



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA

KOMITET ORGANIZACYJNY

Przewodniczący:

Prof. dr hab. inż. Wiesław TRĄMPCZYŃSKI

Zastępcy Przewodniczącego:

Dr hab. inż. Barbara Goszczyńska, prof. PŚk

Mgr inż. Wiktor Piwkowski

Członkowie:

Mgr inż. Tadeusz Durak

Dr inż. Stefan Szałkowski

Dr hab. inż. Grzegorz Świt, prof. PŚk

Sekretarz organizacyjny:

Mgr Anna Pietraszek



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA



Szanowni Państwo,

Pragnę przekazać Państwu zbiór referatów, które będą wygłoszone na XIV Konferencji Naukowo-Technicznej „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego” organizowanej przez PZITB Oddział Kielce oraz Wydział Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej, która odbędzie się w dniach 11–13 maja 2016.

Rzeczoznawstwo jest jedną z najbardziej odpowiedzialnych form działalności, w hierarchii funkcji technicznych w budownictwie, chociaż zgodnie z nowelizacją ustawy Prawo Budowlane w 2014 roku, rzeczoznawcy budowlani nie wykonują już samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie. Tym niemniej, zakres budownictwa obejmujący renowacje, wzmocnienia, rozbudowy, zmiany funkcjonalne ciągle się zwiększa. Bezpieczne utrzymanie obiektów istniejących i nowo budowanych, często o bardzo skomplikowanej konstrukcji i z zastosowaniem najnowszych technologii, stawiają przed Rzeczoznawcami, coraz to poważniejsze i bardziej odpowiedzialne zadania. To przecież Rzeczoznawcy powoływani są do opiniowania trudnych problemów technicznych w projektowaniu, wykonawstwie i użytkowaniu obiektów budowlanych, i inżynierskich, a także biorą udział w ocenie przyczyn i skutków katastrof i awarii, w tym spowodowanych „siłami natury”. Ocena obiektów budowlanych i inżynierskich wymaga rozwiązywania coraz szerszego zakresu problemów związanych z zastosowaniem nowoczesnych metod badawczych i ich interpretacją, monitoringiem i diagnostyką, a także nowymi metodami wzmocnień konstrukcji, co skutkuje koniecznością kształcenia ustawicznego.

Dlatego, też Konferencja „Warsztat Pracy Rzeczoznawstwa Budowlanego” ma charakter szkoleniowy i przewidziana jest w formie warsztatów umożliwiających przekazanie i wymianę informacji, wiedzy i doświadczeń z zakresu szeroko rozumianego rzeczoznawstwa budowlanego. Skierowana jest do całego środowiska Inżynierów Budowlanych, a szczególnie rzeczoznawców i kandydatów na rzeczoznawców, a także Inżynierów przeprowadzających bieżące kontrole obiektów.

Zorganizowana dwa lata temu XIII Konferencja w 2014 roku została bardzo pozytywnie oceniona i zgodnie z sugestiami jej uczestników, warsztaty zostały poszerzone o tematykę obejmującą przemienne infrastruktura transportowa oraz instalacje wewnętrzne budynków i sieci zewnętrzne, a także problematykę budownictwa wielkopłytowego.

Wszystkie, przedstawiane Państwu i wydrukowane w materiałach konferencyjnych referaty były recenzowane przez Komitet Naukowo-Programowy Konferencji. Dotyczy to zarówno streszczeń referatów przygotowanych na zamówienie u wybitnych specjalistów w kraju, przewodniczących organizacji inżynierskich, kierowników związanych tematycznie Instytutów naukowych, a także zgłoszonych przez aktywnych zawodowo specjalistów, jak i firm sponsorują-

cych konferencję. Referaty zostaną wygłoszone w 10 tematycznych sesjach:

- Podstawy i zagadnienia prawne
- Infrastruktura drogowa
- Problemy diagnostyczne, materiałowo-techniczne
- Wybrane zagadnienia konstrukcji żelbetowych i stalowych
- Diagnostyka obiektów budowlanych
- Utrzymanie, awarie, kierunki badań
- Oddziaływania na konstrukcje, diagnostyka konstrukcji murowych i drewnianych
- Zagadnienia związane z działalnością rzeczoznawcy

oraz dwie sesje zatytułowane

- Przykłady ciekawych ekspertyz obiektów budowlanych

Po konferencji, za zgodą autorów, pełne teksty referatów, głównie zamówionych, zostaną wydane w formie monografii, która zostanie przesłana do wszystkich uczestników konferencji.

XIV Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego” organizowana jest w okresie zmian dotyczących uwarunkowań prawnych rzeczoznawstwa budowlanego. Stąd też, w pierwszym dniu obrad, przewidywana jest sesja specjalna: Dyskusja na temat: „Zasady działalności rzeczoznawcy budowlanego w świetle nowych uwarunkowań prawnych”. W imieniu Komitetu Organizacyjnego składam serdeczne podziękowania wszystkim Autorom za trud włożony w przygotowanie referatów, członkom Komitetu Naukowo-Programowego za zaangażowanie w ocenę i kwalifikację nadesłanych prac, osobom i instytucjom za patronat udzielony konferencji oraz instytucjom za pomoc finansową umożliwiającą organizację konferencji na odpowiednim poziomie.

Mam nadzieję, że XIV Konferencja Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, będzie ciekawym spotkaniem przyczyniającym się do rozszerzenia wiedzy jej uczestników, a także spotkaniem towarzyskim umożliwiającym bezpośrednie kontakty z najlepszymi specjalistami krajowymi w danej tematyce. Życzę więc wszystkim owocnych obrad, ciekawych spotkań i mile spędzonego czasu.

Wiesław Trąmpczyński

Przewodniczący Komitetu Organizacyjnego



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA

GŁÓWNY SPONSOR KONFERENCJI

PERI POLSKA Sp. Z o. o. Płochocin



SPONSORZY KONFERENCJI

- Dlubal Software, Katowice
- Forbuild S.A., Końskie
- Fundacja im. Stanisława Staszica, Kielce
- Gemiprem Technologie S.A., Warszawa
- Hilti Poland Sp. z o.o., Warszawa
- Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa
- Lenso Sp. z o.o., Poznań
- Małopolska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Mazowiecka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- MC-Bauchemie Sp. z o.o., Środa Wielkopolska
- Projekt Grzegorz Piankowski, Tczew
- Przedsiębiorstwo Produkcji Betonów SIBET S.A., Kielce
- Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych FART Sp. z o.o., Kielce
- Politechnika Świętokrzyska w Kielcach
- Sika Poland Sp. z o.o., Warszawa
- Sopockie Towarzystwo Ubezpieczeń Ergo - Hestia S.A., Gliwice
- Śląska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Świętokrzyska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
- Urząd Marszałkowski Województwa Świętokrzyskiego w Kielcach

SPIS TREŚCI

SESJA I Podstawy i zagadnienia prawne

A. R. Dobrucki

Warunki wykonywania funkcji rzeczoznawcy budowlanego w świetle nowych regulacji prawnych

L. Runkiewicz

Rzeczoznawstwo budowlane w specjalnościach nie wymagających uprawnień budowlanych

L. Czarnecki

Lepiej mieć w przybliżeniu rację niż się precyzyjnie mylić; podstawy naukowe działalności budowlanej

J. Rymsza

Kryteria oceny ofert przy zamówieniach publicznych na roboty budowlane

Marcin M. Kruk

ITB w polskiej i europejskiej przestrzeni badawczej na rzecz budownictwa

SESJA II Infrastruktura transportowa

W. Radomski

Utrzymanie i diagnostyka mostów w aspekcie działalności rzeczoznawcy budowlanego

M. Iwański

Awarie i diagnostyka nawierzchni drogowych

S. Gaca, M. Tracz

Diagnostyka dróg pod kątem bezpieczeństwa ruchu

J. Dyduch, J. Paś

Diagnostyka rozjazdów stosowanych na kolejach dużych prędkości

W. Pękowski

Innowacyjne techniki zakotwienia HILTI

SESJA SPECJALNA Zasady działalności rzeczoznawcy budowlanego w świetle nowych uwarunkowań prawnych

SESJA III Problemy diagnostyczne, materiałowo-techniczne

K. Flaga, W. Jackiewicz-Rek

Wybrane problemy materiałowo-technologiczne i konstrukcyjne przy budowie Świątyni Opatrzności Bożej w Warszawie

J. Hoła, Ł. Sadowski

Diagnozowanie, metodami nieniszczącymi, zespolenia warstw w elementach betonowych

Z. Rusin, P. Świercz

Metody oceny mrozoodporności materiałów kamiennych

G. Byrka

Zagadnienia techniczne tolerancji wykonania konstrukcji na przykładzie budowy fundamentu turbozespołu w Elektrowni Opole

R. Grzelka, G. Pędzisz

Aplikacyjne zastosowanie optycznej techniki pomiarowej GOM do badania konstrukcji



XIV

KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA

SESJA IV Wybrane zagadnienia konstrukcji żelbetowych i stalowych

A. Biegus

Wybrane zagadnienia oceny nośności istniejących konstrukcji stalowych w aspekcie wymagań Eurokodów

W. Starosolski

O pewnej grupie błędów w projektowaniu konstrukcji żelbetowych

A. Halicka

Uszkodzenia powstałe w czasie eksploatacji żelbetowych zbiorników i silosów

K. Konieczny

Praktyczne aspekty uciągania zbrojenia metodą głębokiego wklejania

J. Potrzebowski, T. Gutowski –

VW Września - największą fabryką budowaną w Europie w 2015 roku - dlaczego Sika?

J. Potrzebowski, T. Gutowski

Wymiarowanie wzmocnień konstrukcji żelbetowych w warunkach pożarowych

SESJA V Diagnostyka obiektów budowlanych

T. Godlewski, S. Łukasik, M. Wszędyrówny-Nast

Diagnostyka podłoża gruntowego wg EC7

R. Geryło

Diagnostyka cieplno energetyczna budynków

P. Sulik

Diagnostyka przeciwpożarowa budynków

K. Kuczyński, M. Jakimowicz

Ocena techniczna lekkich przegród budowlanych

T. Szczepański - MC Bauchemie

Jak skutecznie naprawiać błędy „budowlane” za pomocą nowoczesnej chemii budowlanej

SESJA VI Utrzymanie, awarie, kierunki badań

L. Runkiewicz, J. Sieczkowski

Wnioski techniczne dla rzeczoznawców budowlanych wynikające z zagrożeń i awarii

J. Szer

Analiza zagrożeń związanych z utrzymaniem obiektów budowlanych na podstawie najczęściej występujących błędów

J. Mierzwa, R. Mierzwa

Zagrożenia konstrukcji wynikające ze złej jakości betonu

J. Szulc

Aktualne zadania modernizacji budynków z wielkiej płyty

SESJA VII Oddziaływania na konstrukcje, diagnostyka konstrukcji murowych i drewnianych

K. Stypuła

Problemy oddziaływań dynamicznych na konstrukcje

J. Żurański, G. Kimbar

Ocena wybranych oddziaływań środowiskowych na budowle

R. Gajownik, R. Jarmontowicz, J. Sieczkowski

Zasady postępowania w diagnostyce konstrukcji murowych

S. Karczmarczyk

Problemy diagnostyki obiektów zabytkowych

SESJA VIII Zagadnienia związane z działalnością rzeczoznawcy

J. Bujniak

Structural Bridge Failure Investigations

M. Wójtowicz

Czy celowe jest badanie wieszaków ścian trójwarstwowych docieplanych budynków?

A. Fleszar, K. Koropacka, A. Kukulska-Grabowska, A. Panek

Aktualne zasady wprowadzania wyrobów budowlanych do obrotu w aspekcie działalności rzeczoznawcy

D. Puchalska, M. Kuczma

Skurcz i pęcznienie betonu w ujęciu norm – analiza porównawcza

SESJA IX Przykłady ciekawych ekspertyz obiektów budowlanych

P. Turkowski, B. Wróblewski

Zwiększenie odporności ogniowej konstrukcji żelbetowych i stalowych za pomocą płyt ze skalnej wełny mineralnej

Z. Owsiak, M. Biskup, A. Skawińska

Materiałowe aspekty pojawienia się rys i pęknięć betonowych płyt parkingu

M. Płachecki, K. Koziński

Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną katastrof budowlanych adaptowanych zabytkowych budynków o konstrukcji murowej

D. Kowalski

Techniki badania właściwości stali

SESJA X Przykłady ciekawych ekspertyz obiektów budowlanych

J. Sendkowski, A. Tkaczyk, Ł. Tkaczyk

Geotechniczne uwarunkowania posadowienia obiektów budowlanych

J. Heliński, M. Heliński, Z. Grabowski

Ekspertyza z projektem i wykonawstwem zabezpieczenia budynków mieszkalnych okalających głębokie fundamentowanie przebudowy i rozbudowy Hali Koszyki w Warszawie

L. Runkiewicz, P. Lewiński

Eksploatacja silosów z betonu sprężonego wzmocnionych po awariach

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

mgr inż. Andrzej Roch DOBRUCKI¹

WARUNKI WYKONYWANIA FUNKCJI RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO W ŚWIECIE NOWYCH REGULACJI PRAWNYCH

1. HISTORIA RZECZOZNAWSTWA BUDOWLANEGO I CHARAKTER WPROWADZONYCH ZMIAN

Rzecznictwo budowlane ma bogatą, ale jednocześnie z uwagi na liczne zmiany prawne, trudną historię. **Ostatnie nowelizacje prawne z jakimi mieliśmy do czynienia na przestrzeni ostatnich dziesięciu lat przyniosły istotne zmiany, niestety zmierzające w coraz to gorszym kierunku, a ich liczba w tym czasie była znaczna.**

Pierwsze regulacje prawne powszechnie obowiązujące w zakresie nadawania tytułu rzeczoznawcy budowlanego pojawiły się w przepisach ustawy z dnia 24 października 1974 r. – Prawo budowlane² oraz rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie³.

Przywołane regulacje włączały funkcję rzeczoznawcy budowlanego do samodzielnych funkcji technicznych nie uzależniając jednak faktu uzyskania tego tytułu od posiadania uprawnień budowlanych. W związku z powyższym, rzeczoznawcą mogła być wówczas osoba nie posiadająca uprawnień budowlanych, jak również osoba posiadająca uprawnienia budowlane bez ograniczeń lub też w ograniczonym zakresie.

Kolejna regulacja, czyli **ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane⁴ nadal utrzymywała zasadę, iż rzeczoznawstwo budowlane jest samodzielną funkcją techniczną, przewidywała już też konieczność posiadania uprawnień budowlanych, lecz bez określenia czy mają to być uprawnienia bez ograniczeń, czy w ograniczonym zakresie.** Jednocześnie dokonano skrócenia praktyki zawodowej z 10 i 15 lat do jednego wymiaru 5 lat oraz wprowadzono wymóg posiadania dwóch opinii rzeczoznawców budowlanych odpowiedniej specjalności oraz opinię właściwego stowarzyszenia.

Przytoczona **regulacja rzeczoznawstwa budowlanego, na przestrzeni dziesięciu lat, zmieniała się znacznie i to aż czterokrotnie, by w 2014 r. została ostatecznie wyeliminowana z Prawa budowlanego.**

Mimo zasygnalizowanych licznych zmian prawnych rzeczoznawstwo zawsze uznawane było za wykonywanie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie. Znalazło to odzwierciedlenie bezpośrednio w przepisach aktu rangi ustawowej, tj. w ustawie – Prawo budowlane z 1974 r.⁵ oraz w ustawie

¹ Prezes Krajowej Rady PIIB

² Dz. U. Nr 38, poz. 229 z późn. zm.

³ Dz. U. Nr 8, poz. 46 z późn. zm.

⁴ Tekst pierwotny: Dz. U. Nr 89, poz. 414.

⁵ Por. art. 18 ust. 3.

– Prawo budowlane z 1994 r.⁶. Zmieniła to dopiero ustawa z dnia 9 maja 2014 r. o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych⁷, która zmieniła m.in. ustawę – Prawo budowlane. Z chwilą wejścia w życie tej ustawy, osoby wykonujące funkcje rzeczoznawcy budowlanego nie wykonują już samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, natomiast regulacje prawne w tym zakresie, z niewielkimi zmianami merytorycznymi, zostały przeniesione w całości do przepisów ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa⁸.

Powyższe działanie jest zadziwiające z uwagi na fakt, iż z jednej strony definicja samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, zawarta w art. 12 ust. 1 ustawy – Prawo budowlane nie uległa zmianie, która uzasadniałaby wyłączenie z niej funkcji rzeczoznawstwa budowlanego, z drugiej zaś strony nie uległy też zmianie fundamentalne warunki uzyskiwania tytułu.

Zmiany dotyczą jedynie wprowadzenia nowego warunku bycia członkiem właściwej izby samorządu zawodowego oraz zasadę terminowości wydawanych decyzji. Natomiast na etapie już rejestracji decyzji o nadaniu tytułu rzeczoznawcy budowlanego, zmiana polega na przeniesieniu kompetencji do prowadzenia listy rzeczoznawców budowlanych do właściwej krajowej izby samorządu zawodowego.

Z powyższego wynika, iż brak było uzasadnienia dla wprowadzenia tak radykalnych zmian w zakresie statusu rzeczoznawców budowlanych.

Wskazania ratio legis przedstawionej zmiany nie znajdziemy także w uzasadnieniu do ustawy o ułatwieniu dostępu do wykonywania niektórych zawodów regulowanych. W przedmiotowym uzasadnieniu znajdujemy natomiast informację, że „Propozycja nowego systemu prawnego w zakresie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie nie przewidywała istnienia rzeczoznawcy budowlanego.”⁹.

Jednak w wyniku uzgodnień międzyresortowych oraz szerokich konsultacji społecznych, w tym z udziałem środowiska inżynierów budownictwa, reprezentowanego przez Polską Izbę Inżynierów Budownictwa, podjęto decyzję o zmianie projektu poprzez dokonanie modyfikacji w zakresie zmiany charakteru oraz usytuowania w systemie rzeczoznawstwa budowlanego.

Niestety nie przywrócono funkcji rzeczoznawstwa budowlanego charakteru samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie. Dzięki staraniom Izby tytuł rzeczoznawcy budowlanego został jednak utrzymany z następującym uzasadnieniem, iż: *„Istnienie tego tytułu jest także niezbędne z uwagi na fakt, że podczas procesu inwestycyjnego lub budowlanego, a także poza nim, konieczne bywa dokonanie szczegółowych i specjalistycznych analiz, które może przeprowadzić wyłącznie osoba z wieloletnim doświadczeniem, stale podnosząca poziom swojej wiedzy, specjalizująca się w stosunkowo wąskiej dziedzinie budownictwa. Rzeczoznawca budowlany, z racji swojej specyficznej i znaczącej wiedzy oraz praktyki w zakresie zagadnień objętych rzeczoznawstwem związanych z budownictwem, będzie mógł wykonywać powierzone zadania w ramach zaleceń określonych przepisami prawa, tj. np. przez uczestnictwo w komisji do spraw katastrof budowlanych, o której mowa w art. 76 ustawy – Prawo budowlane, oraz w ramach tzw. dobrej praktyki, np. być powoływany jako biegły w sprawach dotyczących budownictwa. Weryfikacja dokonana przez właściwą izbę będzie gwarantem, iż osoba ta posiada najwyższy poziom wiedzy i doświadczenia”*¹⁰.

Przedstawiona zmiana mimo, iż uchroniła rzeczoznawstwo przed pełnym wyeliminowaniem z regulacji prawnych, znacznie utrudniła i tak niełatwą już sytuację i status rzeczoznawcy budowlanego, jako fachowca i eksperta w dziedzinie budownictwa.

Rzeczoznawca budowlany nigdy nie miał praw zagwarantowanych wyłącznie dla tej grupy fachowców. Dotychczasowe regulacje przewidujące obowiązek sporządzenia ekspertyz technicznych upoważniały do ich wykonania szeroki krąg osób wśród, których wymieniony był m.in. rzeczoznawca budowlany. Mimo wszystko istniała podstawa prawna, aby powołać w konkretnej sytuacji takiego fachowca.

Sytuacja powyższa uległa zmianie w sposób przez nas niemożliwy do zaakceptowania.

6 Por. art. 15.

7 Dz. U. poz. 786. Przepisy ww. ustawy weszły w życie 10 sierpnia 2014 r.

8 Dz. U. z 2014 r., poz. 1946 – art. 8.

9 Uzasadnienie do projektu – druk 1576, s. 31.

10 Uzasadnienie do projektu – druk 1576, s. 33.

2. OCENA OBOWIĄZUJĄCYCH UREGULOWAŃ

Myślę, że wszyscy są zgodni co do oceny aktualnych rozwiązań prawnych – **obowiązujący stan prawny jest niezadawalający z uwagi na fakt dalszej marginalizacji funkcji rzeczoznawcy budowlanego oraz jego dorobku zawodowego.**

Na krytykę zasługuje również fakt pozbawienia funkcji rzeczoznawcy budowlanego charakteru samodzielnych funkcji technicznych.

Jednocześnie, w obecnym stanie prawnym należy odnotować brak uregulowań prawnych dotyczących:

- definicji rzeczoznawstwa budowlanego
- roli rzeczoznawcy budowlanego
- ram działania rzeczoznawcy w budownictwie, które zastrzeżone byłyby wyłącznie dla tej grupy specjalistów
- definicji opinii i ekspertyzy technicznej, jak również odniesienia, kto upoważniony jest do ich sporządzania.

Poza brakiem pewnych regulacji, dużo wątpliwości i problemów praktycznych wiąże się z zasygnalizowanym już faktem wyłączenia rzeczoznawców budowlanych z grupy osób wykonujących samodzielne funkcje techniczne w budownictwie. Najwięcej komplikacji powstaje w związku z charakterem pełnionych czynności przez rzeczoznawców budowlanych oraz kwestii odpowiedzialności z tego tytułu. Dostrzegając te problemy, Polska Izba Inżynierów Budownictwa zadbała o to, aby rzeczoznawcy budowlani, będący członkami izby, w ramach posiadanego w izbie ubezpieczenia OC, byli objęci tym ubezpieczeniem także w zakresie wykonywania funkcji rzeczoznawcy budowlanego. Ubezpieczenie takie działa, jednak nie rozwiązuje pozostałych problemów z tym związanych.

3. JAK POWINNA ZOSTAĆ UREGULOWANA FUNKCJA RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO?

Zdaniem Izby należy dążyć do przywrócenia roli rzeczoznawcy budowlanego przede wszystkim poprzez zaliczenie tej grupy fachowców do grona osób wykonujących samodzielne funkcje techniczne w budownictwie.

Niewątpliwie bowiem, działalność rzeczoznawcy budowlanego związana jest z koniecznością fachowej oceny zjawisk technicznych lub samodzielnego rozwiązania zagadnień architektonicznych i technicznych oraz techniczno-organizacyjnych. Dlaczego więc wykonywanie funkcji na podstawie uprawnień do projektowania, czy kierowania robotami budowlanymi, które są podstawą nadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego, ma zostać uznane za samodzielne funkcje techniczne w budownictwie, a przyznana na ich podstawie funkcja rzeczoznawcy już nie. Wydaje się, iż trudno znaleźć racjonalne uzasadnienie dla takiego uregulowania.

Dodatkowo należy zauważyć, że jak napisał projektodawca w uzasadnieniu do zmiany prawnej w zakresie rzeczoznawstwa: *„Istnienie tego tytułu jest także niezbędne z uwagi na fakt, że podczas procesu inwestycyjnego lub budowlanego, a także poza nim, konieczne bywa dokonanie szczegółowych i specjalistycznych analiz, które może przeprowadzić wyłącznie osoba z wieloletnim doświadczeniem, stale podnosząca poziom swojej wiedzy, specjalizująca się w stosunkowo wąskiej dziedzinie budownictwa.”*

Rynek potwierdza również zapotrzebowanie na fachowców legitymujących się tytułem rzeczoznawcy budowlanego, którego pomoc i fachowe rozstrzygnięcie jest niezastąpione w sprawach zawiłych lub spornych. **Należy więc zadbać o to, aby ustawodawca zastrzegł pewne kompetencje wyłącznie dla tego grona ekspertów.**

Zdecydowanie należy także powrócić do propozycji wprowadzenia do przepisów ustawy – Prawo budowlane regulacji określających zakres pojęciowy takich terminów, jak „ocena techniczna”, „ekspertyza techniczna”, czy „opinia techniczna”, przy jednoczesnym określeniu kręgu osób upoważnionych do sporządzenia poszczególnych opracowań.

Dla tej grupy specjalistów powinna być zastrzeżona możliwość sporządzania ekspertyz, które z uwa-

gi na fakt, że obok elementów oceny, powinny zawierać propozycje rozwiązań ujawnionych problemów i usunięcia zagrożeń, wad i nieprawidłowości, wymagających szczególnej wiedzy doświadczenia oraz zaplecza technicznego.

Zasugerowane zmiany powinny zostać poddane szerokiej konsultacji środowiska, tak aby uniknąć wprowadzenia błędnych regulacji. Planując przygotowanie zmian mających doprowadzić do przywrócenia znaczenia tytułu rzeczoznawcy budowlanego, który powinien być zastrzeżony dla osób posiadających nieprzeciętne, wybitne osiągnięcia dla budownictwa oraz bogate doświadczenie zawodowe i twórczy wkład dla określonej dziedziny budownictwa powinniśmy być świadomi, iż zmiany będą wymagały od nas być może przyjęcia również pewnych radykalnych rozwiązań mających na celu wzmocnienie obowiązku stałego podnoszenia kwalifikacji przez osoby wykonujące funkcję rzeczoznawcy budowlanego.

Należy rozważyć wprowadzenie zmian polegających m.in. na:

1. możliwości wprowadzenia zasady nadawania tytułu rzeczoznawcy budowlanego na określony np. 5 letni okres czasu, co obligowałoby rzeczoznawców do ustawicznego kształcenia i aktualizowania posiadanej wiedzy z określonej dziedziny budownictwa, co ma istotne znaczenie przy szybko rozwijającym się poziomie technologii i techniki
2. wprowadzeniu regulacji prawnych wiążących funkcję rzeczoznawcy budowlanego z funkcją biegłego tak, aby biegłymi w sądach powszechnych, orzekających w sprawach z zakresu budownictwa, mogły być wyłącznie osoby posiadające tytuł rzeczoznawcy budowlanego. Obecny brak odpowiednich regulacji powoduje, że biegłymi w zakresie budownictwa są często osoby, które nie są do tego przygotowane.

4. PODSUMOWANIE

Konkludując należy stwierdzić, że mimo braku odpowiednich regulacji prawnych, rola rzeczoznawcy budowlanego jest istotna w całym procesie budowlanym, obejmującym również etap użytkowania obiektów budowlanych. Zapotrzebowanie na wysokiej klasy specjalistów, jakimi niewątpliwie są rzeczoznawcy budowlani, jest nadal znaczne. Rzeczoznawcy budowlani uczestniczą w rozwiązywaniu trudnych i nietypowych spraw, gdzie wykorzystując swoją bogatą wiedzę i doświadczenie, pomagają je autorytatywnie rozwiązywać.

Nie oznacza to, że możemy zaprzestać działań, które zostały już rozpoczęte na etapie obrony regulacji prawnych i funkcji rzeczoznawcy w procesie „deregulacji”, co zakończyło się naszym sukcesem w zakresie pozostawienia funkcji rzeczoznawcy budowlanego w obowiązujących przepisach prawnych.

Polska Izba Inżynierów Budownictwa podejmie kolejne starania, aby funkcja rzeczoznawcy znalazła pełniejsze uregulowanie. Wymaga to jednak ścisłej współpracy z całym środowiskiem, ale także ciągłego wzajemnego dyscyplinowania się w stałym podnoszeniu kwalifikacji tej grupy zawodowej.

Spółeczeństwo jest coraz bardziej świadome swoich praw i niestety zaczynają pojawiać się próby kwestionowania rzetelności oraz prawidłowości opracowanych przez rzeczoznawców budowlanych opinii i ekspertyz.

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

prof. dr hab. inż. Leonard RUNKIEWICZ¹

RZECZOZNAWSTWO BUDOWLANE W SPECJALNOŚCIACH NIE WYMAGAJĄCYCH UPRAWNIEŃ BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono:

- specjalności budowlane i Stowarzyszenie N-T zajmujące się rzeczoznawstwem budowlanym,
- aktualne role rzeczoznawcy i specjalisty budowlanego w gospodarce,
- zmiany prawne w działalności rzeczoznawczej,
- rzeczoznawstwo budowlane Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budowlanych,
- postulaty i wnioski dotyczące rzeczoznawcy budowlanego.

SŁOWA KLUCZOWE: rzeczoznawca budowlany, specjaliści budowlani, Stowarzyszenia N-T.

1. WSTĘP

Działalność rzeczoznawstwa budowlanego związana była i jest ze Stowarzyszeniami Naukowo-Technicznymi a szczególnie Polskim Związkiem Inżynierów i Techników Budownictwa, który prowadzi tę działalność jako wyodrębnioną formę gospodarczą od 1961 r.

Taką działalność prowadziły i prowadzą inne Stowarzyszenia Naukowo-Techniczne działające w przestrzeni budowlanej.

Są to m.in.:

- Naczelna Organizacja Techniczna (NOT),
- Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych (PZITS),
- Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji (SITKom),
- Związek Mostowców RP (ZMRP),
- Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych (SITWM),
- Stowarzyszenie Elektryków Polskich (SEP).

W PZITB, liczne krajowe akty prawne począwszy od Uchwały Rady Ministrów z 1961 roku ustalały zasady organizacji, wykaz specjalizacji rzeczoznawczych oraz tryb ustanawiania i działalności rzeczoznawców PZITB.

¹ Instytut Techniki Budowlanej, Politechnika Warszawska

Rzeczoznawcze organizmy gospodarcze w PZITB takie jak: Grupy Rzeczoznawców PZITB oraz CUTOB-y działające od wielu lat prawie we wszystkich oddziałach wojewódzkich skupiały ponad 5 000 rzeczoznawców budowlanych wykonujących w tych organizmach rocznie ponad 12 000 ekspertyz, ocen i opinii technicznych. W innych Stowarzyszeniach w sferze budownictwa działało ok. 2000 rzeczoznawców i specjalistów.

Po wprowadzeniu zasad gospodarki rynkowej i wolnej działalności gospodarczej powstały nowe funkcje rzeczoznawcze w dziedzinie budownictwa oraz nowe organizmy gospodarcze, a także stowarzyszenia naukowo-techniczne, techniczne i zawodowe wykonujące ekspertyzy, oceny i opinie techniczne, jako gospodarczą działalność rzeczoznawstwa budowlanego.

Powstawały nowe specjalności i tytuły rzeczoznawców budowlanych ustanawianych na mocy prawa. Byli to rzeczoznawcy budowlani ustanawiani na mocy prawa budowlanego przez wojewodów, rzeczoznawcy dla szacowania nieruchomości ustanawiani przez Ministra GPiB oraz w ostatnich latach rzeczoznawcy budowlani ustanawiani przez Polską Izbę Inżynierów Budownictwa.

Tym samym rzeczoznawstwo budowlane zostało rozszerzone poza Stowarzyszenia Nauko-Techniczne. Obecnie rzeczoznawcy i specjaliści budowlani działają w różnych formach organizacyjnych począwszy od różnego rodzaju spółek, spółdzielni i biur, a skończywszy na formach zorganizowanych o wieloletniej tradycji.

2. AKTUALNA ROLA RZECZOZNAWSTWA BUDOWLANEGO W GOSPODARCE

W obecnej sytuacji wyraźnie wzrosła rola rzeczoznawstwa budowlanego w gospodarce narodowej. Wynika to z dekapitalizacji budownictwa oraz ze wzrostu zakresu remontów, wzmocnień i modernizacji obiektów budowlanych, a także stosowania nowoczesnych innowacyjnych technik i technologii budowlanych.

W procesie budowlano-inwestycyjnym w wielu krajach zakres i potencjał tworzenia nowych obiektów ciągle się zmniejsza. Szacuje się, że zakres remontów, wzmocnień i modernizacji obejmuje już dziś do 60% całkowitego potencjału budowlanego.

Zarówno w działalności inwestycyjnej przy realizacji nowych obiektów jak i w działalności eksploatacyjnej, a także remontowo-modernizacyjnej rola rzeczoznawcy i specjalisty budowlanego jest bardzo istotna zarówno ze względów technicznych jak i ekonomicznych.

Zauważono też, iż w ostatnich latach względna procentowa liczba zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych zwiększa się w procesie eksploatacji, a zmniejsza w projektowaniu oraz nieznacznie w wykonawstwie.

Także zwiększające się wymagania w stosunku do wszystkich rodzajów budownictwa wymagają coraz częstszych remontów, modernizacji i wzmocnień starych obiektów budowlanych. Każda taka działalność wymaga przeprowadzania diagnostyki oraz podejmowania decyzji w sprawie zakresu i formy regeneracji obiektu.

W wyniku tych działań rzeczoznawcy - specjaliści z dziedzin techniki i ekonomiki, opracowują optymalne rozwiązania techniczne i ekonomiczne.

Rozwiązania te powinny spełniać wymagania aktualnych norm i aprobat technicznych.

Decyzje rzeczoznawców pociągają za sobą często ogromne koszty. Dlatego powinny być one weryfikowane i akceptowane przez odpowiednie zespoły fachowców np. Rady Naukowo-Techniczne lub Rady Techniczne.

Dziś często ciężar decyzyjny w zakresie techniki i ekonomiki budowlanej należy do sfery rzeczoznawstwa.

Bardzo często układy konstrukcyjne i wartości obiektów oraz wzmocnień i modernizacji wymagają optymalnych decyzji rzeczoznawców i specjalistów o najwyższych kwalifikacjach.

Szacunkowo można ocenić, że w ostatnich 30 latach nastąpił kilkakrotny wzrost opracowań rzeczoznawczych i specjalistycznych.

Niektóre przykłady bardzo trudnych i kosztownych ocen oraz decyzji eksperckich w ostatnim czasie to m.in.:

- zmiany fundamentów pod eksploatowanymi obiektami budowlanymi,
- zwiększanie wytrzymałości i nośności elementów oraz sztywności obiektów budowlanych,
- podnoszenie właściwości akustycznych, energooszczędnych i p. pożarowych całych obiektów,
- zmniejszanie wpływu drgań na budynki i ludzi w tych obiektach,
- renowacje i wzmacnianie kominów, zbiorników na ciecze, silosów na materiały sypkie, konstrukcji hal przemysłowych, chłodni, estakad, fundamentów pod maszyny itp.,
- głębokie posadowienia w gęstej zabudowie miejskiej,
- nadbudowy i rozbudowy obiektów budowlanych,
- zmiany istniejących układów konstrukcyjnych budowli,
- modernizacje i renowacje budynków zabytkowych,
- renowacje i wzmocnienia konstrukcji uległych korozji.

Zdarzają się przypadki błędnego wykonywania ekspertyz, ocen i opinii budowlanych w sposób uproszczony przez tzw. „rzeczników”, to jest inżynierów posiadających tylko uprawnienia budowlane (w sferze konstrukcyjnej) lub w innych sferach przez ludzi bez statusu zawodowego. Do takich przypadków można zaliczyć błędne decyzje o rozbiórkach kominów, stropów, ścian, zbiorników, a także ocen geotechnicznych podłoża budowlanego, fizyki budowli, akustyki, renowacji obiektów zabytkowych, korozji, wzmocnień, organizacji procesu budowlanego, materiałów budowlanych itp. Decyzje te wynikają z niedostatecznego rozeznania właściwych przyczyn zniszczenia, zastosowania nieodpowiednich metod badawczych i analitycznych oraz braku należytej wiedzy.

3. ZMIANY W DZIAŁALNOŚCI RZECZOWNICZEJ

Nowe akty prawne w tym zakresie dążą do tego, aby tytuł rzeczownika budowlanego nie był elitarnym tytułem zawodowym przyznawanym wyróżniającym się pracownikom budownictwa umożliwiającym im opracowywanie odpowiednich opinii, orzeczeń i ekspertyz, wiążących dla uczestników procesu budowlanego lub eksploatacyjnego.

Obecnie tytuł rzeczownika budowlanego został zlikwidowany jako samodzielna funkcja techniczna w budownictwie i przekazany do właściwej izby samorządu zawodowego.

W Polskiej Izbie Inżynierów Budownictwa (PIIB) dotychczasowe wnioski przyznawania tytułu rzeczownika budowlanego są rozpatrywane w Okręgowych Komisjach Kwalifikacyjnych, a decyzje w tej sprawie są podejmowane przez Krajową Komisję Kwalifikacyjną PIIB.

Tytuł rzeczownika jest formą uznania dla osób posiadających znaczący dorobek praktyczny i określony autorytet w budownictwie. Przez lata ulegał on jednak stopniowej degradacji i tracił pierwotne znaczenie. Osoby posiadające ten tytuł traciły swój autorytet w wyniku zbyt łatwych wystąpień po przekroczeniu wymaganego okresu pracy zawodowej po uzyskaniu uprawnień oraz kwalifikacji w zakresie posiadania przez kandydata znaczącego (merytorycznego) dorobku praktycznego w zakresie objętym rzeczownictwem. Natomiast w specjalnościach bez uprawnień budowlanych brak jest podobnych uwarunkowań.

Kryterium dojrzałości do tego tytułu powinna być zdolność do syntezy, osobista wiedza i doświadczenie oraz w określonej sytuacji umiejętność współpracy ze specjalistami w węższym zakresie.

Kryteria przyznawania tytułu rzeczownika budowlanego przez Polską Izbę Inżynierów Budownictwa powinny ulec pogłębieniu i uogólnieniu w sensie rzeczowym jak i zwiększeniu wymagań czasowych czynnej praktyki zawodowej.

Zdaniem Stowarzyszeń osoby, które już otrzymały tytuły zarówno z list wojewodów jak i z list stowarzyszeń powinny je zachować (czasowo).

Proponowana jest akceptacja dotychczas wydanych tytułów rzeczowniczych oraz zachowanie ich aktualności i obecnych form zapisu. Rejestracja wydanych tytułów powinna nastąpić po zgłoszeniu ich do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Izby. Powinny być one rejestrowane z uzupełnieniem nowym dokumentem posiadania tytułu rzeczownika przez Krajową Komisję Kwalifikacyjną, zachowując dotychczasową ważność (czasowo).

Natomiast te osoby, które uważają, że spełniają nowe pełniejsze kryteria tytułu rzeczownika bu-

downianego w określonym zakresie, mogą poddać nostryfikacji tytuł, przedstawiając określone osiągnięcia w ciągu ostatnich 10 lat działalności oraz dowody znajomości aktualnych norm i przepisów.

Dla doświadczonych i zasłużonych pracowników wykonawstwa dowodem umożliwiającym nostryfikację wniosku powinno być ukończenie odpowiedniego kursu szkoleniowego, dotyczącego aktualnych norm, przepisów i technologii.

Jak już wspomniano, obok specjalności budowlanych objętych uprawnieniami budowlanymi istnieje szereg specjalności zawodowych w obszarze działania budownictwa wymagające często rozwiązywania trudnych problemów specjalistycznych.

Dlatego też określanie tytułu Rzeczoznawcy Budowlanego, jako elitarnego syntetyzującego tytułu zawodowego przysługującego jedynie członkom Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, posiadającym odpowiednie uprawnienia budowlane, uznany autorytet i doświadczenie zawodowe powoduje, aby w zakresie potrzeb budownictwa istniało uznawanie również odpowiednich tytułów w znacznie węższych specjalnościach, w których nie wymagane są uprawnienia budowlane.

Naszym zdaniem obok Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa nadawanie tytułu Rzeczoznawcy Budowlanego w specjalnościach zawodowych, które nie muszą mieć uprawnień budowlanych, rolę tę powinni na równi z PIIB spełniać Stowarzyszenia Naukowo-Techniczne. W działalności dzisiejszego budownictwa powszechnego do takich specjalności należą m.in.:

- Materiały budowlane,
- Geotechnika i fundamentowanie,
- Informatyka w budownictwie,
- Mykologia budowlana,
- Akustyka budowlana,
- Izolacje budowlane,
- Renowacje obiektów zabytkowych,
- Ekologia budownictwa,
- Bezpieczeństwo i higiena pracy,
- Trwałość budowli,
- Ekonomia budownictwa.

Przykładowym Stowarzyszeniem Naukowo-Technicznym przyznającym tytuł rzeczoznawców budowlanych w w/w specjalnościach budowlanych, a także w specjalnościach objętych uprawnieniami budowlanymi jest Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa.

W zależności od charakteru praktyki zawodowej w PZITS nadaje się również, dla określonych specjalności, uzupełniające zakresy:

- Prace badawczo-studialne,
- Projektowanie,
- Wykonawstwo,
- Eksploatacja,
- Organizacja i ekonomika.

Specjalności i zakresy nie objęte niniejszym wykazem mogą być nadawane w drodze indywidualnych sformułowań wynikających ze specyfiki działalności zawodowych kandydata. Mogą być nadawane również inne specjalności i zakresy nie objęte wykazem.

Część w/w specjalności PZITS nie wymagają uprawnień budowlanych.

W SITKom przyznawane są tytuły rzeczoznawców obejmujące m.in.:

- Obiekty budownictwa komunikacyjnego,
- Obiekty zaplecza technicznego komunikacji,
- Nawierzchnie komunikacyjne,
- Organizacja robót w budownictwie komunikacyjnym,
- Utrzymanie obiektów i tras komunikacyjnych,
- Informatyka w komunikacji itp.

Część w/w specjalności SITKom również nie powinny wymagać uprawnień budowlanych.

W ZMRP odpowiednikiem rzeczoznawców przyznawane są Certyfikaty. Swoim zakresem obejmują one projektowanie obiektów mostowych lub/i kierowanie robotami mostowymi. W zakresie technicznym wymagają one uprawnień budowlanych. Natomiast poza uprawnieniami, powinny być obszary organizacji i ekonomiki.

W SITWM przyznawane są tytuły rzeczoznawców w obszarach technicznych objętych uprawnieniami, natomiast rzeczoznawcy w obszarach ekonomiki i organizacji, nie powinny wymagać uprawnień budowlanych.

4. RZECZOZNAWSTWO BUDOWLANE POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA

Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa w oparciu o wieloletnią tradycję Związku oraz ponad czterdziestoletnie doświadczenie w zakresie świadczenia usług w sferze rzeczoznawstwa budowlanego zgodnie z postulatami środowiskowymi w sprawie utrzymania wysokiego poziomu i zakresu rzeczoznawstwa budowlanego nowelizuje status rzeczoznawstwa budowlanego PZITB oraz instrukcję ustanawiania rzeczoznawców PZITB.

Uprawnienia rzeczoznawcy budowlanego PZITB nadaje Zarząd Główny Związku na wniosek Komitetu Rzeczoznawstwa Budowlanego PZITB, po przeprowadzeniu procedury postępowania oraz spełnieniu wymagań formalnych i merytorycznych ujętych w statusie i regulaminie rzeczoznawcy budowlanego PZITB podobnie do procedury PIIB.

Zarząd Główny Związku prowadzi rejestr rzeczoznawców budowlanych PZITB.

Do podstawowych zadań Rzeczoznawcy Budowlanego PZITB należy opracowywanie (w zakresie nadanej specjalności) opinii, orzeczeń oraz ekspertyz, a także wycen obiektów i nieruchomości budowlanych. Zasady, formę i tryb wykonywania opracowań ustala - na wniosek Komitetu Rzeczoznawstwa Budowlanego- Zarząd Główny PZITB i jego Oddziały, każdy w zakresie swoich uprawnień.

W obszarze działania rzeczoznawstwa PZITB występują następujące specjalności:

1. Materiały budowlane - właściwości i stosowanie,
2. Budownictwo ogólne,
3. Konstrukcje betonowe,
4. Konstrukcje metalowe,
5. Konstrukcje drewniane,
6. Geotechnika i fundamentowanie,
7. Posadowienie i zabezpieczenie budowli na terenach działań górniczych,
8. Budowle i konstrukcje poddane obciążeniom dynamicznym,
9. Izolowanie i zabezpieczanie budowli,
10. Organizacja procesu inwestycyjnego,
11. Ekonomia, ceny i rozliczenia obiektów,
12. Ekologia i ochrona środowiska w budownictwie,
13. Budownictwo zabytkowe,
14. Ochrona przeciwpożarowa elementów i obiektów budowlanych.

Niektóre z wyżej wymienionych specjalności można dzielić na obszary.

Przykładowo takimi obszarami mogą być:

- w specjalnościach nr 3, 4 i 5:
 - Konstrukcje w budownictwie kubaturowym,
 - Konstrukcje inżynierskie,
- w specjalności nr 6:
 - Badanie podłoża – wytyczne posadowienia budowli,
 - Fundamentowanie specjalne: pale, studnie, kesony, grodzie, wibroflotacje itp.
- w specjalności nr 9:
 - Izolacje wodochronne,

- Izolacje termiczne,
- Zabezpieczenia przeciw korozji,
- Zabezpieczanie budowli przeciw czynnikom biologicznym,
- Akustyka budowlana, izolowanie i zabezpieczanie od hałasu,
- w specjalności nr 11:
 - Kosztorysowanie robót budowlanych,
 - Umowy, wynagrodzenia i rozliczanie,
 - Szacowanie nieruchomości budowlanych,
 - Analiza ekonomiczna przedsiębiorstw.

Obszary te nawet wewnątrz wymienionych specjalności powinny mieć różne wymagania w zakresie posiadania uprawnień budowlanych.

O nadanie uprawnień rzeczoznawcy lub specjalisty budowlanego PZITB mogą ubiegać się członkowie Związku, z co najmniej pięcioletnim stażem, którzy:

- posiadają obywatelstwo i korzystają w pełni z praw publicznych;
- posiadają dyplomy wyższych szkół **technicznych o profilu budowlanym (lub technikum budowlanego w zakresie kosztorysowania robót budowlanych lub szkoły równorzędnej)**;
- posiadają uprawnienia budowlane bez ograniczeń lub stwierdzenie przygotowania zawodowego do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej oraz co najmniej 10 lat praktyki zawodowej w przedmiotowej specjalności techniczno-budowlanej, odbytej po uzyskaniu pełnych uprawnień budowlanych bez ograniczeń (dot. pkt. 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 i 13) oraz znaczące osiągnięcia zawodowe, jako autor lub współautor projektu, realizacji, opinii, ocen i asystent rzeczoznawcy.

Osoby ubiegające się o rzeczoznawstwo w specjalnościach dotyczących konstrukcji (np. 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 i 13) muszą posiadać uprawnienia budowlane bez ograniczeń. O uprawnienia rzeczoznawcy budowlanego PZITB w specjalności pkt. 11 „Kosztorysowania robót budowlanych”, mogą ubiegać się również technicy budowlani legitymujący się, co najmniej 10-letnią ukierunkowaną praktyką zawodową, a ponadto ukończonymi kursami doszkalającymi i znacznymi osiągnięciami zawodowymi w wymienionej specjalności.

W pozostałych specjalnościach nie są wymagane uprawnienia budowlane.

Tytuł rzeczoznawcy budowlanego w PZITB przyznaje się na okres 5 lat z możliwością jego przedłużenia po udokumentowaniu doształcenia w formie uczestnictwa w kursach i konferencjach oraz czytaniu prasy budowlanej.

Tryb przyznawania tytułu rzeczoznawcy w obszarach innych stowarzyszeń budownictwa jest podobny. Tytuły te przyznawane są na okres 5 lat z możliwością jego przedłużenia.

5. POSTULATY I WNIOSKI DOTYCZĄCE RZECZOZNAWSTWA BUDOWLANEGO

Organizowane od szeregu lat konferencje naukowo-techniczne dotyczące Rzeczoznawstwa Budowlanego formułują m.in. wnioski i postulaty w sprawie działalności rzeczoznawczej w zakresie budownictwa w Polsce.

Są to wnioski o charakterze technicznym jak i organizacyjnym. Wnioskowano m.in. na potrzebę:

- dostatecznego „umocowania” i określenia zakresu działania rzeczoznawcy budowlanego w Prawie budowlanym oraz w rozporządzeniach i innych przepisach,
- zrównania statusu rzeczoznawców PZITB ze statusem rzeczoznawców ustanawianych przez PIIB,
- ujednolicenia nazewnictwa i zakresu opracowań rzeczoznawczych - takich jak ocena, opinia i ekspertyza,
- podniesienia jakości opracowań rzeczoznawczych,
- współpracy rzeczoznawców branżowych oraz innych specjalistów,
- uznania roli specjalistycznych ośrodków badawczo-rozwojowych w rzeczoznawstwie budowlanym,
- szerszego wykorzystywania w działalności rzeczoznawców nowoczesnych metod badawczych, w tym metod nieniszczących wykonanych przez uznane laboratoria badawcze,

- okresowego przyznawania tytułu rzeczoznawcy, z możliwością jego przedłużania,
- weryfikacji opracowań rzeczoznawczych oraz projektowych obiektów budowlanych,
- powoływania przez inne podmioty biegłych z listy rzeczoznawców budowlanych,
- kontroli realizacji wniosków i zaleceń podawanych w ekspertyzach i opiniach,
- zwiększenia współpracy organów nadzoru budowlanego z rzeczoznawcami,
- doskonalenia systemów zbierania informacji o awariach i katastrofach budowlanych w oparciu o szersze i wiarygodniejsze dane i analizy komputerowe, a następnie upowszechnianie oraz udostępnianie tych informacji rzeczoznawcom,
- doskonalenia rzeczoznawców przez uczestnictwo w kursach, czytanie publikacji budowlanych, a także uczestnictwo w sympozjach i konferencjach specjalistycznych,
- włączenia ubezpieczycieli do analizy awarii i katastrof oraz do ich usuwania.

Wśród problemów technicznych wskazywano na potrzeby m.in.:

- doboru rzeczoznawców odpowiedniej specjalności do rozwiązywania problemów technicznych dotyczących określonych zadań w ramach ekspertyz,
- pełnych analiz technicznych, wytrzymałościowych, korozyjnych itp. w aspekcie występujących wad i usterek w obiektach budowlanych,
- prowadzenia badań in situ oraz analizowania uwzględniającego rzeczywiste stany konstrukcji, w tym połączeń konstrukcyjnych, a także zniszczeń i uszkodzeń np. wskutek korozji,
- stosowania adekwatnych metod analitycznych do rozwiązywanych problemów technicznych, w tym metod analizy przestrzennej,
- opracowywania zaleceń umożliwiających rozwiązywanie określonych problemów z wykorzystaniem nowoczesnych technik i technologii,
- kontroli realizacji wniosków i zaleceń, szczególnie: w zakresie poprawy warunków wodno-gruntowych oraz wzmocnień podłoży i fundamentowania, napraw konstrukcyjnych i wzmocnień elementów, połączeń oraz całych konstrukcji, a także napraw w zakresie ochrony przed korozją i wilgocią,
- stosowania odpowiednich metod badawczych i analitycznych, a następnie formułowania zaleceń dotyczących obiektów zabytkowych we współpracy z konserwatorami zabytków,
- stosowania adekwatnych metod analitycznych z uwzględnieniem wpływu eksploatacji górniczych, działań komunikacyjnych, szczególnych oddziaływań środowiskowych (huragany, śniegi, ulew, powodzie), obciążeń dynamicznych, obciążeń wyjątkowych, a także zmian obciążeń w trakcie eksploatacji,
- stosowania sprawdzonych metod wzmocnień ścian warstwowych i innych elementów w budynkach z wielkiej płyty,
- wnikliwego analizowania i w miarę możliwości ograniczania posadowienia obiektów budowlanych na terenach zdegradowanych i popowodziowych.

Ponadto do Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa oraz Władz budowlanych i rządowych kierowano następujące wnioski:

- Ustalenia, aby „ekspertyzy techniczne” były wykonywane tylko przez rzeczoznawców **budowlanych**,
- Ustalenia procedur postępowania samorządu zawodowego w przypadku nienależytego sporządzania ekspertyz budowlanych z zapewnieniem weryfikacji treści ekspertyzy i wymogów etyki zawodowej rzeczoznawcy. Weryfikacja powinna być obowiązkowa, jeżeli ekspertyza ma stanowić podstawę decyzji inwestycyjnych,
- Wprowadzenia obowiązku weryfikacji tylko przez rzeczoznawców budowlanych projektów konstrukcyjno-budowlanych, obiektów o istotnym znaczeniu np. obiektów użyteczności publicznej, przemysłowych i konstrukcji inżynierskich,
- Przestrzegania zasady, aby rzeczoznawca w opracowanej ekspertyzie nie wykraczał poza swoją specjalność,
- Wydania rozporządzenia wykonawczego do Prawa budowlanego o charakterze podobnym do rozporządzenia o rzeczoznawcach majątkowych,

- Stworzenie (zgodnie z art. 5 ust. 3 ustawy Prawo budowlane) możliwości uzyskiwania tytułu rzeczoznawcy budowlanego dla osób posiadających wiedzę, kwalifikację i doświadczenie w określonych dziedzinach związanych z budownictwem, a nie wymagających uprawnień budowlanych,
- Uregulowania uprawnień rzeczoznawców budowlanych w dziedzinie obiektów zabytkowych.

W diagnostyce budowlanej stosowane są najczęściej cztery rodzaje opracowań technicznych, które dotychczas nie zostały zdefiniowane w przepisach prawnych. Opracowaniami tymi są: **ocena techniczna, opinia techniczna, orzeczenie techniczne i ekspertyza techniczna**. Definicje tych opracowań należy wprowadzić do odpowiednich aktów prawnych.

6. PODSUMOWANIE

Przedstawione problemy i potrzeby rzeczoznawstwa budowlanego w przestrzeni budowlanej wskazują na konieczność ustanowienia tytułów rzeczoznawców zarówno w specjalnościach wymagających uprawnień budowlanych, jak i w specjalnościach nie wymagających uprawnień budowlanych.

Ponadto istnieje potrzeba zrealizowania postulatów i wniosków rzeczoznawstwa budowlanego określonych we wnioskach poprzednich konferencji „Warsztat Pracy Rzeczoznawstwa Budowlanego”.

Działania te będą sprzyjały poprawie jakości budownictwa oraz zmniejszenia błędów w sferze programowania, projektowania, realizacji i eksploatacji obiektów budowlanych i inżynierskich.

Literatura

- [1] Materiały Konferencji N-T pt. *Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego*. Wyd. ITB, Warszawa 1995-2004.
 [2] Materiały Konferencji N-T pt. *Awarie Budowlane*. Wyd. Politechnika Szczecińska i Zachodniopomorski Uniwersytet Techniczny, Szczecin, 2000-2013.

CONSTRUCTION EXPERTISE APPLIED TO THE SPECIALIZATIONS THAT DO NOT DEMAND CONSTRUCTION LICENSES



prof. dr hab. inż. Lech CZARNECKI¹

LEPIEJ MIEĆ W PRZYBLIŻENIU RACJĘ NIŻ SIĘ PRECY- ZYJNIE MYLIĆ; PODSTAWY NAUKOWE DZIAŁALNOŚCI BUDOWLANEJ

STRESZCZENIE

W obszarze budownictwa nauka i inżynieria nawzajem się przenikają. Dzieła inżynierskie nie- rzadko o wielkich gabarytach, decydujące o bezpieczeństwie setek użytkowników i projektowanej trwałości wielu dziesiątek lat muszą mieć podstawy naukowe. Zadaniem instytucji naukowych jest definiowanie użyteczności budowlanej w kategoriach odpowiadających współczesnemu sta- nowi wiedzy i techniki. Rzeczoznawca budowlany wypowiadający się w sposób zapewniający *niekwestionowaną miarodajność* o użyteczności elementów i obiektów budowlanych (istniejących i nowopowstających) powinien mieć przeświadczenie o naukowych podstawach swoich sądów. Zestawienie działów budownictwa *versus* wymagania podstawowe pozwala przedstawić archetyp nauki o budownictwie. Matryca nauki o budownictwie ukazuje jej wieloaspektowość, a odniesiona do czasu – problem trwałości, zaś odniesienia do skali – stopień skomplikowania. Definiowanie użyteczności budowlanej w kategoriach cech technicznych to ciągle poszukiwania relacji modelu materiałowego i modelu użyteczności obiektu budowlanego. W budownictwie wykorzystuje się wiele „reguł praktycznych”, nawet więcej niż w innych dziedzinach techniki. W dobie projekto- wania komputerowego, CAD i modelowania informacji o obiektach budowlanych, BIM znaczenie reguł praktycznych nie tylko nie maleje, ale spełnia zdroworozsądkowe funkcje weryfikacyjne.

SŁOWA KLUCZOWE: użyteczność budowlana, rzeczoznawca, matryca nauki o budownic- twie, reguły praktyczne, trwałość, złożoność, zróżnicowany rozwój.

1. WPROWADZENIE

Problematyka zawarta w tytule niniejszego opracowania została pierwotnie przedstawiona na łamach Materiałów Budowlanych [1] w artykule pod tytułem „Kształtowanie naukowych

¹ czarnecki@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej, ITB, Warszawa

podstaw rozwoju budownictwa” opublikowanym w związku z 70-leciem działalności Instytutu Techniki Budowlanej. Organizatorzy Warsztatów Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego 2016 dopatryli się w tym obszarze interesujących aspektów dla rzeczoznawców. Istotnie rzeczoznawca wypowiadając się w zakresie szeroko rozumianej użyteczności obiektu i elementów budowlanych *w sposób zapewniający niekwestionowaną miarodajność* powinien mieć przeświadczenie, że osąd został oparty na podstawach naukowych. Jest to tym istotniejsze, że nierzadko opinia dotyczy dzieł inżynierskich o wielkich rozmiarach decydujących o bezpieczeństwie wielu użytkowników i projektowanej trwałości liczącej dziesiątki lat. Jest to szczególnie ważne współcześnie, gdy jak to ujęto formułując cel konferencji: dążenie do zapewnienia *trwałości i niezawodności obiektów powoduje, że prawie wszystkie obiekty budowlane w czasie projektowania, realizacji i eksploatacji muszą być kontrolowane. Szerzej powinien być także uwzględniany problem bezpieczeństwa infrastruktury oraz zrównoważonego rozwoju. Biorąc pod uwagę, że obecnie wiele obiektów ze względu na swój wiek wchodzi w okres podwyższonej awaryjności, częściej też występują kataklizmy, takie jak powodzie i pożary, a także powstają obiekty o znacząco „odpowiedzialnej” konstrukcji, które wymagają monitoringu od początku swojej eksploatacji, problemy z zakresu rzeczoznawstwa coraz bardziej się rozszerzają. Wymaga to ciągłego uzupełniania wiedzy...*

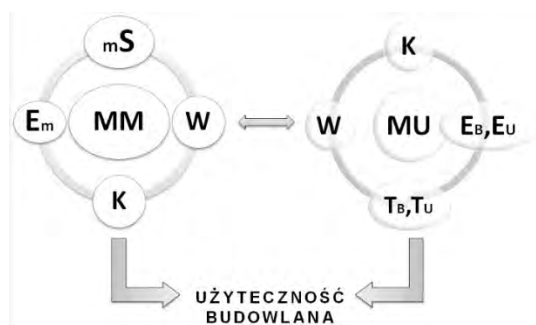
2. DEFINIOWANIE UŻYTECZNOŚCI BUDOWLANEJ

Głównym zadaniem uczelni i instytutów badawczych w dyscyplinie naukowej budownictwa jest nieustanne definiowanie użyteczności budowlanej (*building performance*) w sposób odpowiadający współczesnemu stanowi wiedzy i techniki. Oznacza to permanentne poszukiwanie prawdziwego [2] rozwiązania – relacji dwóch odpowiadających sobie modeli [3]: modelu materiałowego i modelu użytkowania czyli zależności:

właściwości-wymagania (oddziaływania) (rys. 1).

Rozwiązanie powinno się zawierać w ramach E3 (Energia × Ekologia × Ekonomia) tzn. w granicach wyznaczonych przez minimum zużycia energii w ciągu całego cyklu od „kołyski po grób”, minimum oddziaływań na środowisko i racjonalność ekonomiczną przy zapewnieniu funkcjonalności i komfortu użytkowania oraz spełnianiu wymagań podstawowych (por. rys. 4). Innymi słowy rozwiązanie powinno odpowiadać wymaganiom zrównoważonego rozwoju (rys. 2) [4]. Ważne są tu dwa zasadnicze założenia:

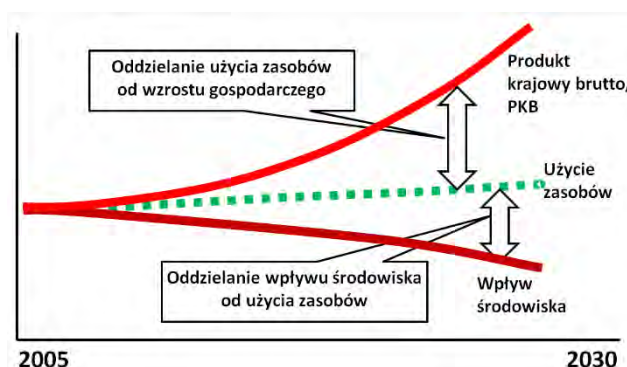
- nadrzędność wymagania użyteczności (rys. 3),
- minimalizacja cech kryterialnych.



Rys. 1. Modele definiujące użyteczność budowlaną: MM-Model Materiałowy: mS-mikrostruktura, E-energia pozyskania, K-komponenty, W-właściwości; MU-Model użytkowania: W-wymagania-konstrukcja, EB energia wznoszenia, EU-energia użytkowania, TB-technologia wznoszenia, TU-technologia Użytkowania

Rozwiązanie materiałowe powinno być formułowane w kategoriach cech wyrobu (funkcjonalność i estetyka), nie zaś jego składników, czyli – jaki?, ale nie, z czego? Przyświeca tu 90 letnia już idea zaczerpnięta z US Building Code, 1925: *Wszędzie, gdzie to możliwe, wymagania powinny być formułowane w kategoriach użyteczności, opartych na wynikach badań odniesionych do warunków użytkowania, a nie w kategoriach materiałowych odniesionych do składników i metody wytwarzania. W przeciwnym razie nowe materiały lub nowe systemy materiałowe (nowe zestawy materiałów znanych), które mogłyby spełniać wymagania techniczne i są zadowalające pod względem ekonomicznym, będą napotykały bariery hamujące postęp techniki.*

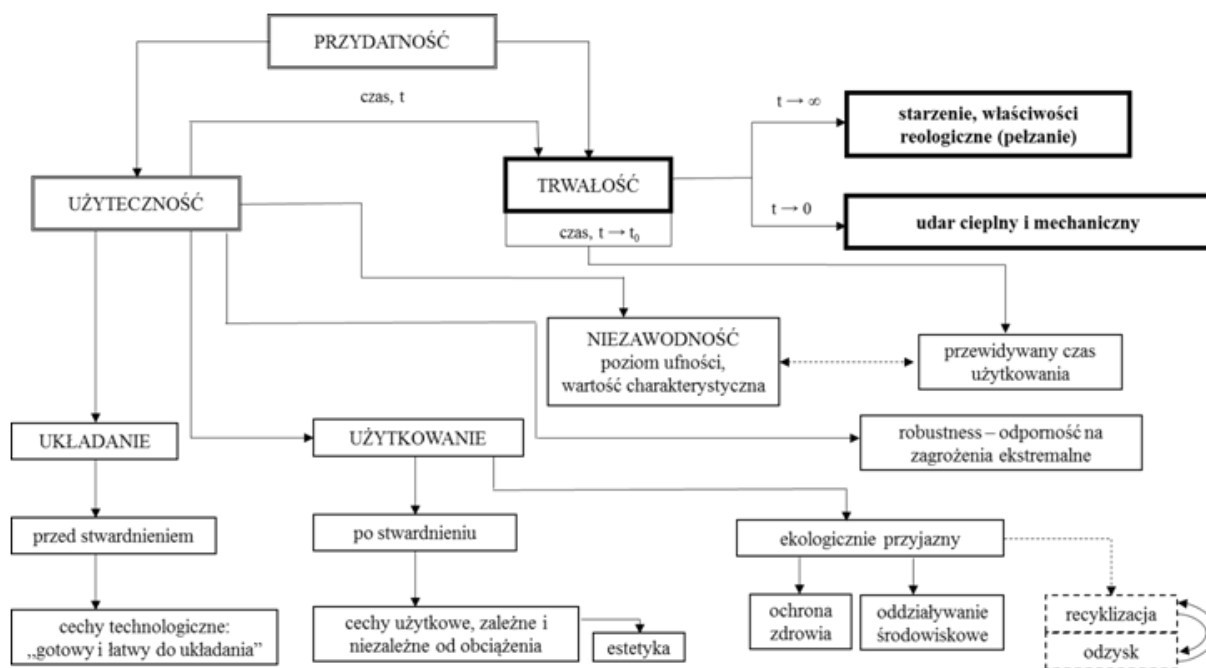
Ta zasada w budownictwie europejskim bardzo wolno zyskuje obywatelstwo. Dopiero 10 lat temu w normie betonowej PN-EN 206 zostało zaakceptowane definiowanie betonu wg właściwości tzn. beton projektowany alternatywnie do betonu wg składu tzn. beton recepturowy.



Rys. 2. Ideowe przedstawienie zrównoważonego rozwoju: zapewnienie wzrostu PKB (udział budownictwa >10%); tylko niewielki wzrost zużycia zasobów; zmniejszenie oddziaływania na środowisko. Wzorowane wg Illomaki [5].

Minimalizacja cech kryterialnych oznacza konieczność wyciągnięcia wniosków z faktu, że za cechy niewykorzystane zarówno odnośnie do jakości (cechy niepotrzebne) jak i wartości (nadmiarowy zakres) zapłaci użytkownik. Racjonalne kryteria użyteczności to dobór zarówno cech (wielkości), jak i liczb/zakresów kryterialnych (wartości). Przy czym, nie wszystkie wymagane cechy będą wymagały sprawdzenia. Mogą występować cechy zagregowane i dopiero po stwierdzeniu ich spełniania lub nie, zapada decyzja odnośnie dalszego programu badawczego.

Kryterium użyteczności podporządkowane są metody oceny. Tu należy wyróżnić kategorię **wiarygodności** – a więc niepewność, jaką może być opatrzonego wynik [6], a w ślad za tym liczba powtórzeń [7], a w konsekwencji koszt badania. W budownictwie z reguły operujemy wyrobami niejednorodnymi. Istotne jest dążenie do uzyskania wartości **dokładnych**, a więc wartości średnich zbieżnych do wartości rzeczywistych i **precyzyjnych**, a więc powtarzalnych i odtwarzalnych wyników. Zadaniem rzeczoznawcy jest odczytanie tych kryteriów i przeprowadzenie oceny w sposób zaadresowany do danego obiektu.



Rys. 3. Przykładowy algorytm formułowania kryteriów oceny przydatności wyrobu budowlanego (t_0 – przewidywany czas użytkowania) [8]

3. MATRYCA DYSCYPLINY NAUKOWEJ BUDOWNICTWO

Budownictwo jest ze swej istoty wieloaspektowe. Zestawienie 10 dziedzin versus 7 wymagań podstawowych można przyjąć za archetyp nauki o budownictwie (rys. 4). W budownictwie ze względu na funkcje jakie spełniają i odpowiedzialność, jaką niosą obiekty budowlane, od zawsze – od czasów Hammurabiego były formułowane wymagania podstawowe [9].

Sekcje Podstawowe wymagania	Geotechnika/ Fundamentowanie	Mechanika konstrukcji i materiałów	Inżynieria Materiałów Budowlanych	Fizyka Budowli	Konstrukcje budowlane i inżynierskie	Inżynieria sanitarna	Inżynieria Bezpieczeństwa Pożarowego	Inżynieria oddziaływań środowiskowych	Inżynieria przedsięwzięć budowlanych	Inżynieria komunikacyjna
Nośność i stateczność	★	★	★		★		★			
Higiena i zdrowie, środowisko	★		★	★	★	★	★	★	★	
Bezpieczeństwo użytkowania		★	★	★	★	★	★	★	★	★
Bezpieczeństwo pożarowe		★	★	★	★		★			
Ochrona przed hałasem	★	★	★	★	★	★		★		
Oszczędność energii		★	★	★	★	★		★	★	★
Zrównoważone wykorzystanie zasobów	★	★	★	★	★	★		★	★	★
Trwałość	★	★	★	★	★	★	★	★	★	★

Rys. 4. Archetyp nauki o budownictwie

W specyfice budownictwa jest zakłęte fascynujące wyzwanie badawcze odnośnie do czasu – trwałość i co do przestrzeni od nano-do kilometrów. Nie ma drugiej takiej dziedziny, aby czas życia dzieła inżynierskiego mógł być mierzony krotnością życia twórcy. Wymaganie trwałości - to z reguły powyżej 50 lat, a nierzadko oczekiwania wielokrotnie dłuższe (budowle

monumentalne). Oznacza, że nie wystarczy stwierdzić, że w chwili badania obiekt spełnia wymagania. Należy zapewnić, że będzie spełniał je w przyszłości; jak długo? Jest to zagadnienie nadzwyczaj skomplikowane. Na poziomie inżynierskim wylicza się np. ponad 30 czynników kształtujących trwałość konstrukcji z betonu (rys. 5).

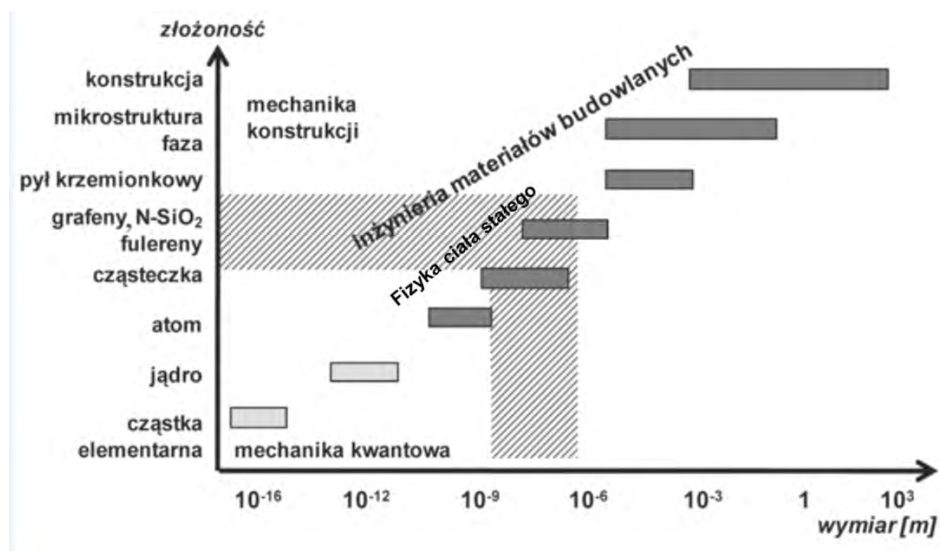
	skurcz wiązania		obciążenia		pielęgnacja		alkaliczna reakcja kruszywa
plywy		woda morską		wiek betonu		abrazja	
	rysy				karbonatyzacja		nierówność powierzchni
ugięcia						przemieszczenia	
	agresywne grunty				korozja stali		
warunki środowiskowe						przepuszczalność i sorpcja	
	skurcz twardnienia				agresja chemiczna		konstrukcja
szttywność		skład betonu		ciepło hydratacji		korozja chlorkowa	
	korozja siarczanowa		korozja kwasowa		porowatość		pełzanie

Rys. 5. Czynniki kształtujące trwałość konstrukcji z betonu – poziom inżynierski (Engineered Material Solutions, EMS)

Następuje ogromny rozwój metod diagnostycznych. W 2015 r w Biuletynie PAN: Nauki Techniczne ukazało się specjalne wydanie poświęcone diagnostyce i trwałości obiektów budowlanych [10]. Zamieszczone w tym numerze publikacje: K. Flagi (PK) [11]; Z. Owsiak et al. (P. Ś.) [12,13]; Z. Rusina et al. (PŚ) [14]; L. Czarnecki (ITB) i P. Woyciechowski (PW) [15], B. Goszczyńska et al. (PŚ) [16]; K. Wilde et al (PŚ) [17], A. Garbacz (PW) [18], Z. Hoła (PW) [19], M. Iwański (PŚ) [20], A. Szydło (PW) [21], A. Piekarczyk et al (ITB i PW) [22]; M. Kolbrecki (ITB) [23]; D. Kowalski et al. (PL i PW) [24] dowodnie świadczą o osiągnięciach i ambicjach badawczych w tym obszarze.

W inżynierii lądowej urzeka również wymiar zainteresowań badawczych obejmujący 15 rzędów wielkości (rys 6). Na poziomie nano ($10^{-9} - 10^{-7}$ m) kształtujemy właściwości materiału, na poziomie micro ($10^{-7} - 10^{-5}$) – kształtujemy mikrostrukturę i rozpoznajemy wady warunkujące użyteczność i trwałość, a na poziomie inżynierskim (makro: $> 10^{-1}$ m) wnosimy i użytkujemy obiekt. Wymiar versus złożoność wyznacza stopień skomplikowania zagadnień badawczych z jakim się spotykamy w inżynierii lądowej (rys. 5). W inżynierii materiałów budowlanych obserwuje się również tendencję do sterowania właściwościami na coraz niższym – subtelniejszym poziomie mikrostruktury:

- μm – w technologii betonów zwykłych,
- nm – w technologii betonów o wysokiej użyteczności, w tym polimerowo-cementowe,
- na poziomie atomowym w ceramice.



Rys. 6. Schematyczne przedstawienie skomplikowania zagadnień badawczych na płaszczyźnie „wymiar-złożoność”.

Rozpatrując relację: budownictwo – środowisko, należy zauważyć:

- 70% użytkowanej materii (w szczególności energii) jest pochłaniane nie w trakcie wznoszenia, lecz w trakcie użytkowania. Stąd postulat oceny całościowej od „kołyski do rozbiórki”, a także postulat powtórnego użycia, recyklicacji, stosowanie materiałów wtórnych i odpadów, działania przyjaznego środowisku. Podkreśla to raz jeszcze, jak ważne jest definiowanie użyteczności wg cech technicznych, a nie według składu;

- budownictwo zużywa ponad 40% produkowanej energii,
- ok. 50% masy przetwarzanych materiałów,
- ponad 30% ogólnego zużycia wody (7% bezpowrotnie),
- emituje 35% gazów cieplarnianych,
- wytwarza 30% odpadów.

Przyporządkowanie budownictwa zasadom [25] zrównoważonego rozwoju jest więc koniecznością cywilizacyjną.

Argumentacja ta w 2015 roku została wzmocniona transcendentnymi rozważaniami. Stolica Apostolska wydała encyklikę „W trosce o wspólny dom” (18.06.2015). W Encyklice podnosi się konieczność nowego dialogu o kształtowaniu przyszłości naszej planety i zalecenie *unikania grzechu ekologicznego*.

4. REGUŁY PRAKTYCZNE

Nauka i inżynieria w dyscyplinie naukowej budownictwo przenikają się i nieraz trudno wyznaczyć linię demarkacyjną. Profesor W. Radomski w swoim studium [26] wyróżnia, że *odkrywanie nowego – to działanie naukowe, a staranie udoskonalenia lub zwiększenia skali i zakresu zastosowań znanego to działalność techniczna*. Ponadto, jak na to wskazuje przytoczona matryca (rys. 4) w obszarze budownictwa występuje wielkie zróżnicowanie problematyki. Wszystkie te względy powodują, iż w obszarze inżynierii lądowej wykorzystuje się stosunkowo wiele „reguł praktycznych”, być może nawet więcej niż w innych dziedzinach techniki [27]. Reguły te, po angielsku zwane „rules of thumb” (*reguły spod kciuka*) to wynikające z wieloletnich obserwacji i doświadczeń korelacje pomiędzy różnymi właściwościami danej substancji lub

między różnymi substancjami, a także między różnymi czynnikami w danym procesie.

Klasyczną ilustracją stanowił w przeszłości paradygmat projektowania skutecznej ochrony antykorozyjnej: *3 razy papa na lepiku*. Do klasycznych *reguł* praktycznych należy zaliczyć wskazanie, że *minimalny wymiar elementu betonowego powinien być trzy razy większy od maksymalnego ziarna kruszywa*. Do klasycznych *reguł naukowych* można by zaliczyć wzór Bologny'ego pozwalający wyznaczyć wytrzymałość betonu na ściskanie na podstawie współczynnika woda/cement, w/c. Technolodzy betonu znając wytrzymałość na ściskanie mogą „intuicyjnie” oszacować większość pozostałych cech technicznych tego betonu (w grupie betonów zwykłych). Technolog wie również, że jeśli ręka po zanurzeniu w piasku pozostaje zabrudzona, to zawartość części ilastych jest ponad dopuszczalną. Wie także, że dodanie 4 dm³ wody do mieszanki betonu zwykłego zwiększy opad stożka (konsystencja) o ok. 25 mm, zmniejszy wytrzymałość na ściskanie o ok. 2 MPa, i zwiększy skurcz o około 10%. Podobnie zwiększenie napowietrzenia o 1% powoduje spadek wytrzymałości o ok. 1,5 MPa. Należy też pamiętać, że domieszki do betonu nie mogą ze złej mieszanki betonowej uczynić dobrego betonu, mogą jedynie z dobrej mieszanki uczynić lepszy beton.

Do rangi naukowej jest podniesiona reguła Arrheniusa, iż zwiększenie temperatury o 10 deg zwiększa szybkość reakcji chemicznej, w tym szybkość korozji zbrojenia dwukrotnie. Mniej jest znana reguła Boyer-Beaman, iż stosunek temperatury zeszklenia do temperatury topnienia jest wartością stałą, $T_g/T_m = \text{const}$. W obróbce cieplnej betonu można rozpatrywać szereg *reguł* (Saula, Ganina) pozwalających na skracanie czasu wiązania. W odniesieniu do konstrukcji maszynowych wiadomo, że każde zwiększenie zawartości cementu w mieszance powoduje wzrost temperatury „czwartego dnia” o 13 deg. Należy jednakże pamiętać, że *reguły praktyczne* stanowią tylko przybliżenie, często grube, rzeczywistości, a więc mogą być obciążone dużą niepewnością. Często są formułowane w postaci korelacji statystycznych. Nakłada to konieczność zachowania szczególnej ostrożności, aby unikać *skojarzeń iluzorycznych* tzn. wykazywania statystycznej istotności mimo braku zależności przyczynowo - skutkowej.

W dobie projektowania komputerowego CAD, Computer Assisted Design i modelowania informacji o obiektach budowlanych – BIM, Building Information Modelling bywa, że *reguły praktyczne* są przytaczane z pewnym zażenowaniem.

Istnieje jednakże wiele przyczyn, aby uznać, że znaczenie *reguł praktycznych* nie powinno maleć:

- powszechne użycie programów komputerowych kreuje często studentów i młodych inżynierów w świecie wirtualnym odległym od budowy i budowania. Wówczas, *przypuszczalnie w przybliżeniu poprawna wartość* – PAC, Probably Approximately Correct może spełniać zdroworozsądkowe funkcje weryfikacyjne.

- *reguły praktyczne* pomagają zachować, a nawet odrodzić intuicję inżynierską oraz zapobiegają „powtórnemu wynalezieniu koła”,

- *reguły praktyczne* pomagają utrzymać łączność między nauką i inżynierią podczas gdy przenikanie nauki i techniki w inżynierię lądową staje się coraz bardziej oczywiste.

Należy jednakże jeszcze dodać trzy reguły praktyczne ogólnego stosowania:

- aby odnaleźć trafną informację w internecie, należy odrzucić co najmniej dziewięć informacji nieistotnych (zasada 90:10 wg Banerjee);

- zasada 80:20 wg Kocho mówi, że 20% naszych wysiłków przynosi 80% korzyści, jednakże uważa się, że w projektowaniu konstrukcji obowiązuje wg Hyde [28] zasada 5:90 – ostatnie 5% projektu zajmuje 90% czasu.

I wreszcie podsumowując

- złota zasada wg George'a Bernarda Shaw'a głosi, że nie ma żadnych zasad, ale George Bernard Shaw nie był inżynierem.

5. PODSUMOWANIE

Tytułowe wskazanie *lepiej mieć w przybliżeniu rację niż się precyzyjnie mylić* (J.M. Keynes) uzmysławia dylemat zawarty między *dokładnością* a *uproszczeniem*, na ile nasze dane i modele są odległe od prawdy i jakie to może mieć skutki w obszarze bezpieczeństwa i niezawodności. Oszacowanie tej „odległości” i jej skutków jest – w miarę postępu – przeprowadzane na podstawach naukowych. Ukazano jednakże również znaczenie *reguł praktycznych* i intuicji inżynierskiej opartych na wiedzy technicznej. Ocenia się, że w internecie dostępnych jest blisko 300 milionów stron nieuporządkowanych doniesień naukowych; każdego roku tylko o betonie jest publikowanych 5 000 publikacji. Z drugiej strony w technice, a w budownictwie zwłaszcza, doskonalenie nabytych na studiach umiejętności zawodowych jedynie przez praktykę, nie jest wystarczające, a może być nawet niebezpieczne. Ładnie brzmiące angielskie *learning by doing* – *uczenie się przez wykonywanie* może się sprowadzić do ryzykownych postępowań wg *prób i błędów* [29]. W tej sytuacji trudno przecenić znaczenie takich inicjatyw jak Warsztaty Pracy Rzeczoznawcy, w których bierzemy udział.

Literatura

- [1] Czarnecki L.: *Kształtowanie naukowych podstaw rozwoju budownictwa*. Materiały Budowlane, 2015, 11, s.7-10
- [2] Czarnecki L., Sokołowska J.J.: *Material model and revealing the truth*. Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences, 2015, Vol. 63, No. 1.
- [3] Czarnecki L., Hager I., Tracz T.: *Material problems in civil engineering: ideas-driving forces-research arena*. Procedia Engineering, 2015, 108, s. 3-12.
- [4] Czarnecki L., Kaproń M.: *Definiowanie zrównoważonego rozwoju*. Materiały Budowlane, 1/2010, s. 69-71
- [5] Illomäki A.: *European horizontal standards for sustainability of building – one system in Europe*. ftp.cen.eu/cen;
- [6] Szewczak E.: *Ryzyko związane z niepewnością wyników badań i oceną zgodności wyrobów budowlanych*. Materiały Budowlane 2011, 10, s. 73-75.
- [7] Szewczak E., Bondarzewski A.: *Is the assessment of interlaboratory comparison results for a small number of tests and limited number participants reliable and rational? Accreditation and Quality Assurance*, Springer, DOI 10.1007/s00769-016-1195-y;
- [8] Czarnecki L.: *Wyzwania Inżynierii Materiałów Budowlanych*, Inżynieria i Budownictwo, 2008, R. 64, nr 7, s. 404-408.
- [9] Construction Products Regulation, CPR no 305/2011 Annex 1 <http://ec.europa.eu/growth/sectors/construction/product-regulation/> ;
- [10] Czarnecki L., Trąpczyński W.: *Diagnostics and durability estimation of civil structures*. Bulletin PAN; Technical Sciences. 2015, 63 (1), s 3-5.
- [11] Flaga K.: *The influence of concrete shrinking on durability of reinforced structural members*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 15-22.
- [12] Owsiak Z., Zapała-Sławeta J., Czapik P.: *Diagnosis of concrete structures distress due to alkali-aggregate reaction*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 23-30.
- [13] Owsiak Z., Czapik P.: *Interfacial transition zone of cement paste-reactive aggregate in cement-zeolite mortars*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 31-34.
- [14] Rusin Z., Świercz P.: *Volumetric strains of cement-based mortars caused by ice formation in terms of frost resistance diagnostics*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 35-42.
- [15] Czarnecki L., Woyciechowski P.: *Modelling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space?* Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 43-54.
- [16] Goszczyńska B., Świt G., Trąpczyński W.: *Analysis of the microcracking process with the Acoustic Emission method with respect to the service life of reinforced concrete structures with the example of RC beams*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 55-64.
- [17] Rucka M., Wilde K.: *Ultrasound monitoring for evaluation of damage in reinforced concrete*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 65-76.

- [18] Garbacz A.: *Application of stress based NDT methods for concrete repair bond quality control*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 77-86.
- [19] Hoła J., Bień J., Sadowski Ł., Schabowicz K.: *Non-destructive and semi-destructive diagnostics of concrete structures in assessment of their durability*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 87-96.
- [20] Iwański M., Chomicz-Kowalska A.: *Evaluation of the pavement performance*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 97-106.
- [21] Kuźniewski J., Skotnicki Ł., Szydło A.: *Fatigue durability of asphalt-cement mixtures*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 107-112.
- [22] Piekarczyk A., Malowany K., Więch P., Kujawińska M., Sulik P.: *Stability and bearing capacity of arch-shaped corrugated shell elements: experimental and numerical study*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 113-124.
- [23] Kolbercki M.: *Model of fire spread out on outer building surface*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 135-144.
- [24] Kowalski D., Kowalska B., Kwietniewski M.: *Monitoring of water distribution system effectiveness using fractal geometry*. Bulletin PAN; Technical Sciences, 2015, 63 (1), s. 155-161.
- [25] L. Czarnecki, M. Kaproń, M. Piasecki, S. Wall: *Budownictwo zrównoważone budownictwem przyszłości*. Inżynieria i Budownictwo 68 (1), 18-21.
- [26] Radomski W.: *Nauka w inżynierii lądowej a rola instytutu techniki budowlanej, Strategia instytutów badawczych budownictwa*, Instytut Techniki Budowlanej, 2015, s. 17-38.
- [27] Fisher D.: *Rules of Thumb for Engineers and Scientists*, Gulf Publishing Company, 1991.
- [28] Hyde J.: *Getting Chartered: The Last 5%, Being Brunel*, www.beingbrunel.com/getting-chartered-the-last-5/;
- [29] Czarnecki L., Wierzbicki S.M.: *Postulowany system kształcenia kadr technicznych po wyższych studiach dla budownictwa*. Przegląd Budowlany, 2010, 3, s. 8-15.

**IT IS BETTER TO BE ROUGHLY RIGHT THAN PRECISELY WRONG;
SCIENTIFIC BASIS FOR CONSTRUCTION**



Janusz RYMSZA¹

KRYTERIA OCENY OFERT PRZY ZAMÓWIENIACH PUBLICZNYCH NA ROBOTY BUDOWLANE

STRESZCZENIE

W 2014 r. w Unii Europejskiej znowelizowano dwie najważniejsze dyrektywy dotyczące zamówień publicznych. Termin ich implementacji w państwach członkowskich UE upływa w kwietniu 2016 r. W niniejszym opracowaniu zawarto autorską propozycję kryteriów oceny ofert przy udzielaniu zamówień publicznych na roboty budowlane, opartą o wymagania podane w znowelizowanych dyrektywach. Kryteriów jest 13, z czego tylko jedno jest związane z kosztem przedmiotu zamówienia. Warto byłoby wprowadzić jednakowe w całym kraju kryteria oceny ofert. Spowoduje to zarówno poprawę jakości wykonywanych inwestycji, jak i umożliwi realną ocenę oferentów znajdujących się na rynku, a w konsekwencji bardziej racjonalne wydatkowanie środków publicznych. Zaproponowany sposób oceny ofert daje większą gwarancję uzyskania przedmiotu zamówienia o lepszej jakości, niż stosowane obecnie sposoby, które w praktyce koncentrują się na najniższym koszcie wykonania przedmiotu zamówienia.

SŁOWA KLUCZOWE: zamówienia publiczne, ocena ofert, roboty budowlane

1. KRYTERIA OCENY OFERT WEDŁUG DYREKTYW UE

Od października 2014 r. ustawa Prawo zamówień publicznych [1] umożliwia stosowanie pozacenowych kryteriów wyboru ofert. Od tej chwili zamawiający z sektora budowlanego wprowadzili kryteria dodatkowe. Są to zazwyczaj: termin wykonania zamówienia i okres gwarancji. Praktyka wskazuje, że tylko ci wykonawcy, którzy zaoferują najkrótszy z możliwych okres wykonania zadania, a przy tym najdłuższą gwarancję, będą realizowali zamówienie. Jeżeli jednak wszyscy proponują wypełnienie kryteriów poza cenowych w zbliżonym stopniu, cena znowu staje się jedynym kryterium oceny ofert. Tak być nie musi. Tym bardziej, że w związku z koniecznością implementacji dwóch unijnych dyrektyw [2] i [3] czeka nas w zamówieniach publicznych swoista rewolucja.

W ostatnim okresie w Unii Europejskiej znowelizowano dwie najważniejsze dyrektywy dotyczące zamówień publicznych. Są to:

– dyrektywa 2014/24/UE Parlamentu Europejskiego i Rady [2], zwana dalej „dyrektywą klasyczną 2014/24/UE”,

¹ Dr hab. inż., prof. IBDiM, Janusz Rymsza, jrymsza@ibdim.edu.pl – Instytut Badawczy Dróg i Mostów

– dyrektywa 2014/25/UE Parlamentu Europejskiego i Rady [3] , zwana dalej „dyrektywą sektorową 2014/25/UE”.

Dyrektywa klasyczna 2014/24/UE dotyczy zamówień publicznych związanych z robotami budowlanymi, dostawami lub usługami (art. 1 ust. 2). Dyrektywa sektorowa 2014/25/UE również dotyczy zamówień publicznych związanych z robotami budowlanymi, dostawami lub usługami (art. 1 ust. 2), ale udzielanych przez przedmioty działające w sektorach gospodarki wodnej, energetyki, transportu i usług pocztowych (art. 8-14). Kryteria udzielania zamówienia stanowią treść art. 67 dyrektywy klasycznej 2014/24/UE oraz art. 82 dyrektywy sektorowej 2014/25/UE. Z uwagi na to, że oba artykuły są identyczne (różnice wynikają z tłumaczenia), należy stwierdzić, że w obu dyrektywach podejście do oceny ofert jest takie samo. W związku z tym w dalszej części opracowania będą odwołania wyłącznie do dyrektywy klasycznej 2014/24/UE.

Poniżej zamieszczono fragmenty art. 67 „Kryteria udzielenia zamówienia” dyrektywy klasycznej 2014/24/UE, bez jakiegokolwiek komentarza autorskiego:

„1. (...) instytucje zamawiające opierają udzielanie zamówień publicznych na ofercie najkorzystniejszej ekonomicznie.

2. Ofertę najkorzystniejszą ekonomicznie z punktu widzenia instytucji zamawiającej określa się na podstawie ceny lub kosztu, z wykorzystaniem podejścia opartego na efektywności kosztowej, takiego jak rachunek kosztów cyklu życia zgodnie z art. 68; może ona obejmować najlepszą relację jakości do ceny, którą szacuje się na podstawie kryteriów obejmujących aspekty jakościowe, środowiskowe lub społeczne związane z przedmiotem danego zamówienia publicznego. Kryteria takie mogą np. obejmować:

- a) jakość, w tym wartość techniczną, właściwości estetyczne i funkcjonalne, dostępność, projektowanie dla wszystkich użytkowników, cechy społeczne, środowiskowe i innowacyjne, handel i jego warunki;
- b) organizację, kwalifikacje i doświadczenie personelu wyznaczonego do realizacji danego zamówienia, w przypadku gdy właściwości wyznaczonego personelu mogą mieć znaczący wpływ na poziom wykonania zamówienia; lub
- c) serwis posprzedażny oraz pomoc techniczną, warunki dostawy, takie jak termin dostawy, sposób dostawy oraz czas dostawy lub okres realizacji”.

Termin implementacji dyrektyw w państwach członkowskich UE upływa z dniem 18 kwietnia 2016 r. Implementacja dotyczy zarówno zapisów ustawowych, jak i wykonawczych niezbędnych do stosowania niniejszych dyrektyw. Do wdrożenia zostało więc niewiele czasu, a niektóre zapisy dyrektyw powinny zostać doprecyzowane w dokumentach wykonawczych. Jednym z takich dokumentów powinien być dokument dotyczący kryteriów oceny ofert na roboty budowlane.

Niniejsze opracowanie zawiera propozycje kryteriów oceny ofert przy udzielaniu zamówień publicznych na roboty budowlane; dotyczy więc obu dyrektyw. Kryteria te mogą być wykorzystane również przy udzielaniu zamówień na dostawy lub usługi.

2. ZAŁOŻENIA PRZY FORMUŁOWANIU KRYTERIÓW OCENY OFERT

2.1. Założenia wynikające z zapisów dyrektywy klasycznej 2014/24/UE

2.1.1. Kryteria jako zbiór zamknięty

Zgodnie z zapisem art. 67 ust. 4 „Kryteria udzielenia zamówienia nie mogą skutkować przyznaniem instytucji zamawiającej nieograniczonej swobody wyboru”. Aby instytucja nie miała nieograniczonej swobody wyboru, kryteria powinny stanowić zbiór zamknięty.

2.1.2. Jednoznaczność kryteriów

Zgodnie z zapisem art. 67 ust. 4 kryteria „zapewniają (...) możliwość efektywnej konkurencji i dołączone są do nich specyfikacje, które umożliwiają skuteczną weryfikację informacji przedstawianych przez

oferentów, tak aby ocenić, na ile oferty spełniają kryteria udzielenia zamówienia”. Aby można było zapewnić skuteczną weryfikację informacji przedstawionych przez oferentów, kryteria powinny być jednoznaczne.

2.1.3. Uwzględnienie cyklu życia w kryteriach

Zgodnie z zapisem art. 67 ust. 2 ofertę najkorzystniejszą ekonomicznie zamawiający określa „z wykorzystaniem podejścia opartego na efektywności kosztowej, takiego jak rachunek kosztów cyklu życia zgodnie z art. 68 (...)”.

Zgodnie z art. 68 ust. 1 rachunek kosztów cyklu życia obejmuje:

a) koszty poniesione przez instytucję zamawiającą lub innych użytkowników, takie jak:

- wykonania (związane z nabyciem),
- użytkowania, takie jak zużycie energii i innych zasobów,
- utrzymania,
- związane z wycofaniem z eksploatacji, takie jak koszty rozbiórki i recyklingu;

b) koszty przypisywane ekologicznym efektom zewnętrznym, np. koszty emisji gazów cieplarnianych oraz inne związane z łagodzeniem zmian klimatu.

Rachunek kosztów cyklu życia można wykorzystać przy szacowaniu kosztu wykonania oraz kosztów eksploatacji przedmiotu zamówienia. Koszty eksploatacji, mające w zdecydowanie większym stopniu charakter szacunkowy niż koszt wykonania, mogą zawierać koszty utrzymania i rozbiórki, z uwzględnieniem recyklingu (raczej nie powinny zawierać kosztów użytkowania, bo koszty ponoszone przez zarządcę nie powinny być łączone z kosztami ponoszonymi przez użytkowników).

2.1.4. Waga kryteriów

Zgodnie z zapisem art. 67 ust. 5 „Instytucja zamawiająca określa w dokumentach zamówienia względną wagę, jaką przypisuje każdemu z kryteriów wybranych do celów ustalenia oferty najkorzystniejszej ekonomicznie (...). Wagi te mogą być wyrażone za pomocą przedziału z odpowiednią rozpiętością maksymalną”. Tak więc każdemu kryterium powinna być przypisana waga.

2.2. Założenia autorskie

2.2.1. Punktowa waga kryteriów

Aby kryteria jakościowe były łatwo porównywalne, powinny być wyrażone w wartościach liczbowych. Najprostszym sposobem oceny ofert jest ocena punktowa, w której najkorzystniejszą ofertą jest ta, która uzyskała największą liczbę punktów. Przyjęto, że oferta może uzyskać co najwyżej 100 punktów.

2.2.2. Podział kryteriów na grupy

Ze względu na obowiązki zamawiającego kryteria oceny ofert podzielono na dwie grupy:

- 1) kryteria, w których zamawiający wyznacza poziom spełnienia danego kryterium,
- 2) kryteria, w których nie zamawiający, a oferent określa poziom spełnienia danego kryterium.

W pierwszej grupie kryteriów oferent otrzymuje punkty wtedy, gdy jego oferta pozwala na wykonanie zamówienia przy innym niż wyznaczony przez zamawiającego poziomie spełnienia kryteriów. Liczba punktów otrzymana w danym kryterium jest proporcjonalna do różnicy między poziomem spełnienia kryterium przez danego oferenta, a poziomem wyznaczonym przez zamawiającego. Tych kryteriów jest 6 i w niniejszym opracowaniu zestawiono je od numeru pierwszego do szóstego.

W drugiej grupie kryteriów dany oferent otrzymuje punkty w zależności od poziomu spełnienia danego kryterium. Punktem odniesienia jest najwyższy poziom określony przez któregoś z oferentów ubiegających się o zamówienie. Liczba punktów otrzymana w danym kryterium jest proporcjonalna do

różnicy między poziomem spełnienia kryterium przez danego oferenta a poziomem najwyższym określonym przez któregoś z oferentów. Tych kryteriów jest 7 i zestawiono je w niniejszym opracowaniu od numeru siódmego do trzynastego.

W sumie kryteriów jest 13, z czego tylko jedno jest związane z kosztem przedmiotu zamówienia.

2.2.3. Równoważność kryteriów kosztu wykonania i kosztów eksploatacji

Zapisy w dyrektywie świadczą o potrzebie specjalnego traktowania kosztu eksploatacji, który należy uwzględniać (art. 67 ust. 2) „z wykorzystaniem podejścia opartego na efektywności kosztowej, takiego jak rachunek kosztów cyklu życia (...)”. Ze względu na dotychczasową tendencję do przykładania zbyt dużej wagi do kosztu wykonania przedmiotu zamówienia oraz aktualną tendencję do przykładania dużej wagi do kosztów eksploatacji przedmiotu zamówienia, wydaje się, że kryterium kosztu wykonania i kryterium kosztów eksploatacji przedmiotu zamówienia powinny mieć taką samą wagę.

2.2.4. Niesprzeczność podejścia do kryteriów oceny ofert z zapisami dyrektywy

W niektórych wypadkach zapisy dyrektywy dają państwom członkowskim UE możliwość wyboru wariantu podejścia do danego kryterium. Na przykład koszt wykonania zamówienia, zgodnie z art. 67 ust.2, może być:

- 1) jedynym kryterium,
- 2) jednym z kryteriów,
- 3) pominięty, a „wykonawcy konkurują wyłącznie w oparciu o kryteria jakościowe”.

Przedstawiona propozycja kryteriów oceny ofert zawiera doprecyzowanie drugiego z podanych w dyrektywie wariantów, zdaniem autora w największym stopniu odpowiadającego polskiemu warunkom.

3. PROPOZYCJA KRYTERIÓW OCENY OFERT

3.1. Kryterium nr 1 - koszt wykonania przedmiotu zamówienia

Koszt wykonania przedmiotu zamówienia jest kryterium świadczącym o możliwościach finansowych i organizacyjnych oferenta. W tym kryterium mieści się unijne kryterium kosztu wykonania przedmiotu zamówienia, a także jego jakość, wartość techniczna, właściwości estetyczne i funkcjonalne, dostępność, projektowanie dla wszystkich użytkowników oraz cechy społeczne i środowiskowe.

Zgodnie z art. 5 ust. 1 „Podstawą obliczenia szacunkowej wartości zamówienia jest całkowita kwota należna, bez VAT, oszacowana przez instytucję zamawiającą (...)”. Zgodnie z art. 69 ust. 3 „Instytucje zamawiające odrzucają ofertę, jeżeli stwierdzą, że jest ona rażąco niska (...)”.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 1: Zamawiający wyznacza szacunkowy najwyższy koszt wykonania przedmiotu zamówienia. Określony przez oferenta koszt może być niższy od najwyższego kosztu co najwyżej o 20 proc. Koszt niższy od najwyższego kosztu o więcej niż 20 proc. jest uznawany za rażąco niski. Różnica między najwyższym kosztem wykonania zamówienia, a najniższym kosztem określonym przez oferenta jest oceniana na 15 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.2. Kryterium nr 2 - koszt eksploatacji przedmiotu zamówienia

Koszt eksploatacji przedmiotu zamówienia jest kryterium łączącym unijne kryteria, takie jak: jakość, aspekty społeczne i środowiskowe, handel i jego warunki, serwis posprzedażny, pomoc techniczna i warunki dostawy.

Zgodnie z art. 67 ust. 3 „Uznaje się, że kryteria udzielenia zamówienia są powiązane z przedmiotem zamówienia publicznego (..) na wszystkich etapach ich cyklu życia (..)”. Zgodnie z art. 68 ust. 1 rach-

nek kosztów cyklu życia obejmuje m.in. koszty utrzymania i rozbiórki, w tym recyklingu. W niniejszym opracowaniu przyjęto, że wyżej wymienione koszty są kosztami eksploatacji.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 2: Zamawiający wyznacza szacunkowy najwyższy koszt eksploatacji przedmiotu zamówienia w całym cyklu życia (bez kosztu wykonania przedmiotu zamówienia). Określony przez oferenta koszt może być niższy od najwyższego kosztu co najwyżej o 20 proc. Różnica między najwyższym kosztem eksploatacji a najniższym kosztem eksploatacji określonym przez oferenta jest oceniana na 15 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.3. Kryterium nr 3 - udział procentowy samodzielnego wykonania przedmiotu zamówienia

Udział procentowy samodzielnego wykonania przedmiotu zamówienia jest kryterium świadczącym o stopniu samodzielności oferenta. W tym kryterium mieści się unijne kryterium możliwości wymagania wykonywania niektórych zadań przez oferenta.

Zgodnie z art. 63 ust. 2 „W przypadku zamówień na roboty budowlane (...) instytucje zamawiające mogą wymagać, aby określone kluczowe zadania były wykonywane bezpośrednio przez samego oferenta (...)”. Zgodnie z Załącznikiem XII można wskazać procentową część zamówienia, której realizację wykonawca zamierza zlecić podwykonawcom.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 3: Zamawiający wyznacza najmniejszy udział procentowy samodzielnego wykonania przedmiotu zamówienia przez oferenta, który nie może być mniejszy niż 50 proc. Różnica między największym udziałem procentowym określonym przez oferenta, a najmniejszym udziałem procentowym jest oceniana na 10 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.4. Kryterium nr 4 - liczba referencji dotyczących podobnych zamówień

Liczba referencji jest kryterium świadczącym o doświadczeniu oferenta w wykonywaniu podobnych zamówień. Zgodnie z art. 58 ust. 4 „Instytucje zamawiające mogą w szczególności wymagać, aby wykonawcy mieli wystarczający poziom doświadczenia wykazany odpowiednimi referencjami dotyczącymi zamówień wykonanych wcześniej”. Zgodnie z Załącznikiem XII dowodem zdolności technicznej wykonawców jest „wykaz robót budowlanych wykonanych nie wcześniej niż w ciągu ostatnich pięciu lat, wraz z zaświadczeniami zadowolającego wykonania”. W tym kryterium mieści się unijne kryterium doświadczenia.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 4: Referencje powinny dotyczyć okresu 5 lat do momentu ogłoszenia zamówienia. Zamawiający wyznacza najmniejszą liczbę referencji, która nie może być mniejsza niż 2. Określona przez oferenta liczba referencji nie może przekroczyć dwukrotności najmniejszej liczby referencji. Różnica między największą liczbą referencji określoną przez oferenta, a liczbą referencji wyznaczoną przez zamawiającego jest oceniana na 10 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.5. Kryterium nr 5 - okres wykonania przedmiotu zamówienia

Okres wykonania przedmiotu zamówienia jest kryterium świadczącym o potencjale oferenta - im krótszy okres wykonania zamówienia, tym większa możliwość szybszego korzystania z przedmiotu zamówienia lub ograniczenia kosztów społecznych wynikających z uciążliwości związanych z wykonywaniem zamówienia. W tym kryterium mieści się unijne kryterium terminu wykonania zamówienia i cech społecznych.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 5: Zamawiający wyznacza najdłuższy okres wykonania zamówienia. Określony przez oferenta okres może być krótszy od najdłuższego okresu co najwyżej

o 20 proc. Różnica między najdłuższym okresem wykonania zamówienia, a najkrótszym okresem określonym przez oferenta jest oceniana na 10 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.6. Kryterium nr 6 - okres gwarancji jakości na wykonany przedmiot zamówienia

Okres gwarancji jakości jest kryterium świadczącym o jakości wykonania przedmiotu zamówienia. W tym kryterium w największym stopniu mieści się unijne kryterium jakości. Procedura oceny oferty według kryterium nr 6: Zamawiający wyznacza najkrótszy okres gwarancji jakości na wykonany przedmiot zamówienia. Określony przez oferenta okres gwarancji może być równy co najwyżej dwukrotnemu najkrótszemu okresowi gwarancji. Różnica między najdłuższym okresem gwarancji jakości określonym przez oferenta, a najkrótszym okresem jest oceniana na 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.7. Kryterium nr 7 - potencjał sprzętowy oferenta

Potencjał sprzętowy oferenta jest kryterium świadczącym o możliwościach sprzętowych oferenta na terenie kraju, w którym ogłoszono przetarg. Im większa liczba jednostek sprzętowych, które mogą być zastosowane przy wykonywaniu zamówienia, tym większe prawdopodobieństwo ich użycia przy wykonywaniu zamówienia. Im nowsze jednostki sprzętowe, tym większe prawdopodobieństwo ich poprawnego funkcjonowania przy wykonywaniu przedmiotu zamówienia. Zgodnie z Załącznikiem XII dowodem zdolności technicznej wykonawców jest „oświadczenie na temat narzędzi, wyposażenia zakładu i urządzeń technicznych dostępnych (...) na potrzeby realizacji zamówienia”. W tym kryterium mieści się unijne kryterium potencjału technicznego.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 7: Zamawiający wyznacza jednostki sprzętowe, jakie będą brane pod uwagę przy ocenie ofert. Oferent, który dysponuje największą liczbą odpowiednich jednostek sprzętowych otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.8. Kryterium nr 8 - innowacyjność oferenta

Zgodnie z art. 70 „Instytucje zamawiające mogą określić szczególne warunki związane z realizacją zamówienia (...). Warunki te mogą obejmować aspekty gospodarcze, związane z innowacyjnością”.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 8: Zamawiający wyznacza zakres przedmiotowy patentów uzyskanych przez oferentów lub patentów, z których oferenci korzystali w ciągu 5 lat do momentu ogłoszenia zamówienia. Oferent, który przedłoży największą liczbę patentów potwierdzonych stroną tytułową dokumentu patentowego, otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.9. Kryterium nr 9 - kwalifikacje zawodowe kadry oferenta

Kwalifikacje zawodowe kadry oferenta jest kryterium świadczącym o możliwościach kadrowych oferenta na terenie kraju, w którym ogłoszono przetarg. Im większa liczba osób posiadających odpowiednie kwalifikacje zawodowe, które mogą brać udział w wykonywaniu przedmiotu zamówienia, tym większe prawdopodobieństwo ich zaangażowania w wykonanie zamówienia. W tym kryterium mieści się unijne kryterium kwalifikacji personelu. Zgodnie z art. 19 ust. 1 w przypadku zamówień publicznych na roboty budowlane można wymagać „odpowiednich kwalifikacji zawodowych personelu, który będzie odpowiedzialny za wykonanie danego zamówienia”. Zgodnie z art. 58 ust. 2 „W postępowaniu o udzielenie zamówienia na usługi, w zakresie, w jakim wykonawcy muszą posiadać określone zezwolenia lub muszą być członkami określonej organizacji, aby mieć możliwość świadczenia w swoim

kraju pochodzenia określonej usługi, instytucja zamawiająca może wymagać od nich udowodnienia, że posiadają oni takie zezwolenie lub status członkowski”.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 9: Zamawiający wyznacza kwalifikacje zawodowe kadry oferenta, jakie będą brane pod uwagę przy ocenie ofert. Oferent, który zatrudnia największą liczbę osób posiadających odpowiednie kwalifikacje zawodowe, otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.10. Kryterium nr 10 - doświadczenie zawodowe kadry oferenta

Doświadczenie zawodowe kadry oferenta jest kryterium świadczącym o doświadczeniu osób zatrudnionych przez oferenta na terenie kraju, w którym ogłoszono przetarg. Im większa liczba osób z właściwym doświadczeniem, które mogą brać udział w wykonywaniu zamówienia, tym większe prawdopodobieństwo ich zaangażowania w wykonanie zamówienia. W tym kryterium mieści się unijne kryterium doświadczenia zawodowego. Zgodnie z art. 58 ust. 4 „W odniesieniu do zdolności technicznej i zawodowej instytucje zamawiające mogą nałożyć wymogi zapewniające posiadanie przez wykonawców niezbędnych zasobów ludzkich i technicznych oraz doświadczenia umożliwiającego realizację zamówienia na odpowiednim poziomie jakości”.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 10: Zamawiający wyznacza doświadczenie zawodowe kadry oferenta niezbędne przy wykonywaniu przedmiotu zamówienia, jakie będzie porównywane przy ocenie ofert. Oferent, który zatrudnia największą liczbę osób posiadających odpowiednie doświadczenie zawodowe, otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.11. Kryterium nr 11 - warunki pracy u oferenta

Warunki pracy u oferenta jest kryterium świadczącym o dbałości oferenta o warunki pracy w firmie. Im większa liczba osób zatrudnionych na podstawie umowy o pracę, które mogą brać udział w wykonywaniu przedmiotu zamówienia, tym większe prawdopodobieństwo ich zaangażowania w wykonanie zamówienia. W tym kryterium mieści się unijne kryterium przestrzegania prawa socjalnego i prawa pracy.

Zgodnie z art. 18 ust. 2 „Państwa członkowskie podejmują stosowne środki służące zapewnieniu, by przy realizacji zamówień publicznych wykonawcy przestrzegali mających zastosowanie obowiązków w dziedzinie (...) prawa socjalnego i (...) prawa pracy (...)”.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 11: Oferent, który zatrudnia na podstawie umowy o pracę największą liczbę osób w stosunku do całkowitej liczby osób zatrudnionych, otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.12. Kryterium nr 12 - aktywizacja zawodowa niepełnosprawnych u oferenta

Aktywizacja zawodowa niepełnosprawnych jest kryterium świadczącym o dbałości firmy o aktywizację niepełnosprawnych u oferenta. W wykonywaniu przedmiotu zamówienia powinny brać udział także osoby niepełnosprawne, które dzięki temu uzyskają doświadczenie zawodowe. Im większa liczba osób niepełnosprawnych wykonujących zamówienie, tym większa aktywizacja zawodowa niepełnosprawnych.

Zgodnie z punktem (3) preambuły do dyrektywy „Przy wdrażaniu niniejszej dyrektywy należy uwzględniać Konwencję Narodów Zjednoczonych o prawach osób niepełnosprawnych, w szczególności w związku z wyborem (...) kryteriów udzielenia zamówienia (...)”. W tym kryterium mieści się unijne kryterium włączenia społecznego, o którym mowa „w komunikacie Komisji z dnia 3 marca 2010 r. zatytułowanym „Europa 2020, Strategia na rzecz inteligentnego i zrównoważonego rozwoju sprzyjającego włączeniu społecznemu” - punkt (2) preambuły do dyrektywy.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 12: Oferent, który zatrudnia na podstawie umowy o pracę największą liczbę osób niepełnosprawnych, w stosunku do całkowitej liczby osób zatrudnionych, otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

3.13. Kryterium nr 13 - rozwój kadry u oferenta

Rozwój kadry u oferenta jest kryterium świadczącym o dbałości firmy o rozwój kadry. W wykonywaniu przedmiotu zamówienia powinny brać udział także osoby młode, które dzięki temu uzyskają doświadczenie zawodowe. Im większa liczba młodych osób wykonujących przedmiot zamówienia, tym lepszy rozwój kadry oferenta.

Zgodnie z art. 70 „Instytucje zamawiające mogą określić szczególne warunki związane z realizacją zamówienia (...). Warunki te mogą obejmować aspekty gospodarcze, (...) społeczne lub związane z zatrudnieniem”. Zgodnie z punktem (99) preambuły do dyrektywy kryteria lub warunki mogą odnosić się do ludzi młodych. W tym kryterium mieści się unijne kryterium potencjału technicznego, kwalifikacji i włączenia społecznego.

Procedura oceny oferty według kryterium nr 13: Oferent, który zatrudnia na podstawie umowy o pracę największą liczbę osób, które nie ukończyły 35 roku życia, w stosunku do całkowitej liczby osób zatrudnionych, otrzymuje 5 punktów. Pozostali oferenci otrzymują liczbę punktów obliczoną proporcjonalnie.

4. PODSUMOWANIE

W tabeli 1 zestawiono kryteria oceny ofert na roboty budowlane oraz ich wagi.

Lp.	Kryteria oceny ofert	Waga [punkty]
1	Koszt wykonania przedmiotu zamówienia	15
2	Koszt eksploatacji przedmiotu zamówienia	15
3	Samodzielne wykonanie przedmiotu zamówienia	10
4	Liczba referencji dotycząca podobnych zamówień	10
5	Okres wykonania przedmiotu zamówienia	10
6	Okres gwarancji na wykonany przedmiot zamówienia	5
7	Potencjał sprzętowy oferenta	5
8	Innowacyjność oferenta	5
9	Kwalifikacje zawodowe kadry oferenta	5
10	Doświadczenie zawodowe kadry oferenta	5
11	Warunki pracy u oferenta	5
12	Aktywizacja zawodowa niepełnosprawnych u oferenta	5
13	Rozwój kadry u oferenta	5
Suma:		100

Tab. 1. Zestawienie kryteriów oceny ofert i ich wag

Niniejsze opracowanie stanowi propozycję określenia jednolitych kryteriów oceny ofert na roboty budowlane w kraju na podstawie zapisów dyrektywy klasycznej 2014/24/UE i dyrektywy sektorowej 2014/25/UE. Przedstawione 13 kryteriów pozwala na jednoznaczną ocenę każdej oferty i wybór oferty najkorzystniejszej, zarówno z ekonomicznego, jak i technicznego punktu widzenia. Co istotne, dokonany na tej podstawie wybór jest bezdyskusyjny. Wprowadzenie w całym kraju jednakowych kryteriów oceny ofert spowoduje poprawę jakości wykonywanych przedmiotów zamówienia, umożliwi realną ocenę oferentów znajdujących się na rynku, a w konsekwencji bardziej racjonalne wydatkowanie środków publicznych.

Literatura

- [1] Ustawa Prawo zamówień publicznych z dnia 29 stycznia 2004 r. (tj. Dz. U. z 2013 r. Nr 907, z późn. zm.)
- [2] Dyrektywa 2014/24/UE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 26 lutego 2014 r. w sprawie zamówień publicznych, uchylająca dyrektywę 2004/18/WE (Dz. Urz. UE L 94 z 28. 03. 2014, str. 65)
- [3] Dyrektywa 2014/25/UE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 26 lutego 2014 r. w sprawie udzielania zamówień przez podmioty działające w sektorach gospodarki wodnej, energetyki, transportu i usług pocztowych, uchylająca dyrektywę 2004/17/WE (Dz. Urz. UE L 94 z 28. 03. 2014, str. 243)

CRITERIA APPLIED TO THE ASSESSMENT OF WORKS TENDERS ON PUBLIC PROCUREMENT

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**Marcin M. KRUK¹

ITB W POLSKIEJ I EUROPEJSKIEJ PRZESTRZENI BADAWCZEJ NA RZECZ BUDOWNICTWA

STRESZCZENIE

Prowadzenie badań naukowych i prac rozwojowych znajdujących zastosowanie w przemyśle i w życiu codziennym to zadania realizowane przez Instytut od pierwszych lat jego działalności. Od przeszło 70 lat ITB jest liderem w kreowaniu przestrzeni badawczej budownictwa, stanowiącym wsparcie dla praktyki. Wpisując się w strategię wzrostu konkurencyjności i innowacyjności polskiego budownictwa w Europie i na świecie, w ramach swojej działalności, ITB oferuje dla przemysłu wiedzę, kapitał intelektualny i nowoczesną infrastrukturę badawczą. Zespół Laboratoriów Badawczych, działający w strukturze zakładów naukowo-badawczych Instytutu wraz z Zakładem Aprobat Technicznych i Zakładem Certyfikacji, pełni główną rolę w systemie wprowadzania innowacyjnych wyrobów budowlanych do obrotu.

SŁOWA KLUCZOWE: współpraca nauki z biznesem, 70 lat istnienia ITB, instytuty badawcze, konkurencyjność i innowacyjność polskiego budownictwa, badania naukowe i prace rozwojowe, europejska przestrzeń badawcza, komercjalizacja technologii i transfer wiedzy, Plan na rzecz Odpowiedzialnego Rozwoju, Strategia rozwoju ITB

1. WIEDZA DLA BUDOWNICTWA

Instytut Techniki Budowlanej jest jednostką mocno ulokowaną na rynku budowlanym, prowadzącą efektywną współpracę wiedzy i kapitału intelektualnego z biznesem. Programując swój rozwój skierowana jest na otoczenie zewnętrzne, tak aby infrastruktura badawcza i potencjał strategiczny pracowały dla gospodarki, co pozwala budować przyszłość i rozwijać działalność Instytutu na rynku krajowym oraz w Europie i od kilku lat w Azji. Warunkiem sukcesu jest optymalne wykorzystanie posiadanych atutów – prowadzenie działań, które znajdują zastosowanie w przemyśle i życiu codziennym.

Rolą Instytutu jest osiągnięcie wysokiej specjalizacji w dziedzinie zaawansowanej wiedzy w obszarze budownictwa. Tak przyjęty model biznesu pozwala na szybsze opracowywanie i wdrażanie innowacji, optymalizację kosztów, budowę polskiej marki oraz elastyczności działania dzięki funkcjonowaniu w sieci wypracowanych przez wiele lat kontaktów. ITB to *nauka i wiedza ekspercka dla budownictwa przyszłości*.

¹ dr inż. Marcin M. Kruk, dyrekcja@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

W ubiegłym roku Instytut Techniki Budowlanej obchodził Jubileusz 70-lecia działalności [1]. Wydarzenie to jest powodem do dumy i osobistej satysfakcji, ale także skłania do refleksji nad realizowaną przez Instytut misją. Choć hasło przewodnie Roku Jubileuszowego: „Razem ku przyszłości” oddaje zorientowanie Instytutu na podejmowanie nowych wyzwań, nie sposób w pełni przedstawić jego roli w polskiej i europejskiej przestrzeni badawczej bez odniesienia do najważniejszych fragmentów jego historii.

Instytut Techniki Budowlanej został powołany przez Ministerstwo Odbudowy dnia 24 maja 1945 r. (pierwotnie jako Instytut Badawczy Budownictwa) [2], którego *nadrzędnym zadaniem było opracowywanie zagadnień naukowo-badawczych z zakresu budownictwa*. Statut Instytutu, ogłoszony w Zarządzeniu Ministrów Odbudowy, Przemysłu i Komunikacji [3] stanowi, że *jako państwowa instytucja naukowo-badawcza, powołany jest do prowadzenia w zakresie budownictwa i budowy dróg kołowych wszechstronnych badań, mających na celu podniesienie produkcji materiałów budowlanych i drogowych oraz techniki wykonawstwa budowlanego i drogowego z wykorzystaniem wszelkich zdobyczy naukowych w tym zakresie*. Ogłoszone niedługo później plany gospodarcze, tj. Plan Odbudowy Gospodarczej (1947-1949) i Plan 6-letni (1950-1955), przewidywały odbudowę zniszczeń wojennych i intensywną industrializację.

W pierwszym okresie działalności Instytut koncentrował wysiłki na budowaniu kadry i scalaniu rozproszonej bazy badawczej i lokalowej. W kolejnych latach przejmował zespoły badawcze z Instytutu Budownictwa Mieszkaniowego i Zakładu Budownictwa Polskiej Akademii Nauk, poszerzając tym samym obszar prowadzonych badań. Równolegle rozbudowywał swoją bazę badawczą, co umożliwiło stworzenie dobrze wyposażonego, jak na tamte czasy, zespołu laboratoriów. W drugiej połowie lat sześćdziesiątych Instytut podjął prace na rzecz stworzenia podstaw badawczych rozwijającego się budownictwa uprzemysłowionego, w tym budownictwa przemysłowego i mieszkaniowego. W przełomowym 1967 r. Instytut otrzymał uprawnienia do prowadzenia przewodów doktorskich i nadawania stopnia naukowego doktora nauk technicznych w dziedzinie budownictwa. Minister Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych upoważnił Instytut do wydawania „Świadectw ITB” dopuszczających do powszechnego stosowania w budownictwie nowych materiałów, elementów i konstrukcji budowlanych. Świadectwa te, jako pierwsze w Polsce dokumenty potwierdzające jakość wyrobów budowlanych, stały się pierwowzorem wydawanych obecnie aprobat i certyfikatów ITB.

W latach siedemdziesiątych i osiemdziesiątych zdecydowana większość prac badawczych prowadzona była w ramach Programu Rządowego oraz Centralnych i Resortowych Programów Badawczo-Rozwojowych. W tym czasie Instytut współpracował z wieloma jednostkami badawczymi krajów RWPG. Za przyzwoleniem nawiązał współpracę z krajami Europy Zachodniej i Stanami Zjednoczonymi oraz instytucjami zagranicznymi i organizacjami międzynarodowymi, a w szczególności z Międzynarodową Organizacją Normalizacyjną ISO i Europejskim Komitetem Normalizacyjnym CEN. Działalność tę przerwało wprowadzenie stanu wojennego. Po transformacji systemowej Instytut musiał dostosować się do zupełnie nowych warunków gospodarczych. W związku z dynamiczną prywatyzacją sektora budowlanego, w miejsce dużych przedsiębiorstw pojawiło się wiele znacznie mniejszych podmiotów gospodarczych. Charakter odbiorców wyników prac prowadzonych w Instytucie uległ więc diametralnej zmianie. Wszedł w życie również nowy system finansowania jednostek badawczo-rozwojowych, którego podstawę stanowi ocena okresowa placówki (kategoryzacja), od której wyników zależy dotacja na działalność statutową.

W 1995 r. wprowadzono system dopuszczania wyrobów budowlanych do obrotu w budownictwie oparty na zasadach obowiązujących w Unii Europejskiej, w którym powierzono Instytutowi główną rolę. Przyczyniło się to do intensywnej rozbudowy bazy laboratoryjnej, modernizacji aparatury badawczej i pełnej komputeryzacji. Instytut, jako jeden z pierwszych w kraju, uzyskał akredytację laboratorium badawczego oraz certyfikat akredytacji jednostki certyfikującej systemy zarządzania. Po przystąpieniu Polski do Unii Europejskiej w 2004 r. Instytut został notyfikowany jako laboratorium badawcze, jednostka certyfikująca wyroby i systemy zakładowej kontroli produkcji oraz uzyskał status członka rzeczywistego EOTA z prawem do udzielania Europejskich Aprobatek Technicznych. W latach 2005-2015 Instytut stale zwiększał liczbę akredytowanych metod badawczych i wartość realizowanych projektów.

2. KRAJOWY I EUROPEJSKI RYNEK INNOWACJI

Sektor budownictwa odpowiada obecnie za około 10 % łącznego PKB krajów Unii Europejskiej, który powstaje dzięki 3 milionom przedsiębiorstw, mających blisko 30 % udział w całkowitym zatrudnieniu w przemyśle. Ważną cechą tej branży przemysłu europejskiego, wskazującą na jeden z ważniejszych kierunków rozwoju i innowacji, jest około 40 % udział w konsumpcji zasobów naturalnych [4].

Z uwagi na innowacje, budownictwo i technika budowlana jest jedną z najistotniejszych specjalizacji krajowych w Polsce, o najwyższym udziale patentów we wszystkich dziedzinach patentowych. Sektor budowlany powinien mieć w przyszłości decydujący wpływ na wzmocnienie innowacyjności i konkurencyjności polskiej gospodarki.

W 2004 r. Polska stała się częścią Europejskiej Przestrzeni Badawczej (*European Research Area*), w której realizuje się polityka naukowo-badawcza Unii Europejskiej. Według opublikowanej w 2007r. Zielonej Księgi [5] *Europejska Przestrzeń Badawcza na miarę potrzeb społeczności naukowej, przedsiębiorców i obywateli UE powinna obejmować:*

- właściwy przepływ wykwalifikowanej kadry naukowej o wysokim stopniu mobilności pomiędzy poszczególnymi instytucjami, dziedzinami naukowymi, sektorami gospodarki i państwami;
- światowej klasy infrastrukturę naukowo-badawczą, zintegrowaną, zorganizowaną w sieć i dostępną dla zespołów naukowców pracujących w Europie i na całym świecie, w dużej mierze dzięki nowym generacjom infrastruktury łączności elektronicznej;
- wysokiej klasy instytucje naukowo-badawcze działające w ramach efektywnej współpracy sektora publicznego i prywatnego oraz spółek prywatno-publicznych, stanowiące trzon „klastrow” badawczych i innowacyjnych, w tym „wirtualne społeczności badawcze” specjalizujące się przede wszystkim w dziedzinach interdyscyplinarnych i przyciągające krytyczną masę zasobów ludzkich i finansowych;
- skuteczny przepływ wiedzy, w szczególności pomiędzy publicznym sektorem badań naukowych a sektorem przemysłowym, a także w społeczeństwie;
- skoordynowane programy i priorytety naukowo-badawcze, w tym znaczące nakłady na badania naukowe w sektorze publicznym w ramach wspólnych programów na poziomie europejskim uwzględniających wspólne priorytety, skoordynowane programy wdrożeniowe i ich wspólną ocenę;
- otwarcie Europejskiej Przestrzeni Badawczej na resztę świata, ze szczególnym uwzględnieniem krajów sąsiadujących oraz współpracy z partnerami Europy na rzecz rozwiązywania problemów globalnych.

Głównymi instrumentami finansowania badań w Europejskiej Przestrzeni Badawczej są unijne ramowe programy badawcze takie jak: 6. Program Ramowy (2004-2006), 7. Program Ramowy (2007-2013) czy aktualnie obowiązujący Horyzont 2020 [6], który jest największym tego typu programem w historii. Budżet Horyzontu w latach 2014-2020 to prawie 80 mln EUR na stworzenie spójnego systemu finansowania innowacji: od koncepcji naukowej, poprzez etap badań, aż po wdrożenie nowych rozwiązań, produktów czy technologii. Struktura programu została oparta na trzech zasadniczych, wzajemnie wspierających się priorytetach: doskonała baza naukowa, wiodąca pozycja w przemyśle, wyzwania społeczne.

Instytut Techniki Budowlanej aktywnie reprezentuje swoją dziedzinę w krajowej i europejskiej przestrzeni badawczej m.in. poprzez ścisłą współpracę z europejskim stowarzyszeniem ECTP (*European Construction Technology Platform*) w opracowywaniu tematów konkursów na europejskie projekty badawcze współfinansowane z programu Horyzont 2020.

Jako członek Europejskiej Sieci Instytutów Badawczych Budownictwa (ENBRI), tworzy „*Wspólną strategię badań i innowacji 2016+*”, która koncentruje się na zagadnieniach:

- efektywności energetycznej w odniesieniu do budynków, zespołów budynków i miast,
- projektowania wyrobów, które umożliwia powtórne ich wykorzystanie i minimalizację wpływu na środowisko,
- technologii informacyjnych wspomagających projektowanie i zarządzanie budynkami, w tym modelowanie informacji o budynku (BIM),
- zmieniających się potrzeb i oczekiwań użytkowników budynków w XXI w.,
- renowacji i poprawy warunków użytkowania istniejących budynków (3/4 budynków wzniesionych przed 1990 r.),

- bezpieczeństwa budynków i odporności na zagrożenia: naturalne wynikające z katastroficznych oddziaływań klimatycznych oraz spowodowanych działalnością terrorystyczną.

Instytut należy do Europejskiej Organizacji ds. Oceny Technicznej (EOTA) i jest częścią systemu europejskich ocen technicznych dotyczących innowacyjnych wyrobów budowlanych. Dotychczas wydano przeszło 300 Europejskich Aprobatach Technicznych i 100 Europejskich Ocen Technicznych, co sytuuje Instytut wśród najaktywniejszych w tej dziedzinie jednostek w Europie. Pogłębianiu współpracy w ramach EOTA służy stałe uczestnictwo w pracach Zarządu Rady Technicznej oraz Zespołów Ekspertów i Grup Roboczych EOTA.

Instytut jest również jednym z założycieli Europejskiej Platformy EPD „Eco”, powołanej celem zapewnienia harmonizacji systemu wydawania i wzajemnego uznawania w Europie deklaracji środowiskowych wyrobów budowlanych, w szczególności innowacyjnych. Deklaracje środowiskowe dostarczają ilościowych informacji o oddziaływaniach środowiskowych wyrobów budowlanych w poszczególnych fazach ich cyklu życia. Instytut, który wdrożył system w Polsce, w chwili obecnej posiada ok. 50 zarejestrowanych deklaracji środowiskowych i wciąż realizuje kolejne.

Polską odpowiedzią na utworzenie Europejskiej Przestrzeni Badawczej było przyjęcie w 2011 r. Krajowego Programu Badań (KPB) [7] *w zakresie kierunków badań i prac rozwojowych, który pozwala na ukierunkowanie strumienia finansowania badań naukowych i prac rozwojowych na te dziedziny i dyscypliny naukowe, które mają największy wpływ na rozwój społeczny i gospodarczy kraju.*

KPB obejmuje siedem strategicznych, interdyscyplinarnych kierunków badań naukowych i prac rozwojowych, wśród których znalazły się nowoczesne technologie materiałowe. Jako jeden z priorytetów wskazano tam zapewnienie bezpieczeństwa, trwałości, użyteczności i niezawodności obiektów budowlanych poprzez: opracowanie nowych konstrukcji i materiałów bezpiecznych dla zdrowia i środowiska, a jednocześnie o dużej trwałości, stworzenie nowej generacji materiałów budowlanych o wysokich parametrach wytrzymałościowych i termicznych, z wykorzystaniem nanotechnologii, mikrotechnologii i biotechnologii, pozwalających projektować i modyfikować struktury materiałów zgodnie z oczekiwanymi właściwościami, zwiększenie produkcji materiałów budowlanych opartych na technologiach zagospodarowania odpadów, w celu ograniczenia zapotrzebowania na pierwotne surowce.

W 2016 r. Uchwałą Rady Ministrów przyjęto *Plan na rzecz Odpowiedzialnego Rozwoju* [8] prezentujący nowe podejście współpracy nauki z biznesem, tj. skierowane na uniknięcie pułapki średniego rozwoju. Przewidziane jest wsparcie dla innowacyjności i przedsiębiorczości, które pozwoli przełamać bariery komercjalizacji innowacyjnych rozwiązań stworzonych m.in. przez startupy. Komercjalizacja technologii i transfer wiedzy jako podstawa w prowadzeniu badań naukowych i prac rozwojowych, to fundamenty dla stworzenia lepszej płaszczyzny współpracy instytutów badawczych z biznesem. Założenia nowego partnerstwa instytucji publicznych z biznesem, nauką i społeczeństwem, mają na celu zwiększenie efektywności i orientacji na skuteczny rozwój kraju. W powyższe wpisuje się przyjęta w 2015 r. strategia rozwoju Instytutu Techniki Budowlanej, w której głównym filarem jest synergia wiedzy i biznesu – wzrost efektywności i orientacja na wynik [9].

3. EFEKTYWNOŚĆ I ORIENTACJA NA WYNIK – STRATEGIA ROZWOJU ITB

Nauka i wiedza ekspercka dla budownictwa przyszłości to motto, które towarzyszy projektowaniu strategii rozwoju Instytutu. Horyzont do osiągnięcia przez ITB, jego wizja, to pozycja wiodącego instytutu naukowego – lidera w kreowaniu rozwoju budownictwa, stanowiącego wsparcie dla praktyki.

Przyszłością jest rozwój naukowy i ekspercki pracowników, którego efekty powinny znaleźć odzwierciedlenie nie tylko w kształtowaniu kierunków rozwoju budownictwa w kraju, Europie i na świecie, lecz przede wszystkim w rzetelnie i na wysokim poziomie wykonywanych pracach badawczych i rozwojowych, ekspertyzach oraz innych pracach wynikających z działalności statutowej Instytutu.

Misją Instytutu Techniki Budowlanej jest kształtowanie wysokiej jakości i innowacyjności w budownictwie poprzez:

- zapewnienie rozwoju pracowników,
- prace naukowe, badawcze i eksperckie,

- wychodzenie naprzeciw potrzebom uczestników rynku.

Wspieranie naukowe i eksperckie dziedziny gospodarki Budownictwo w inicjowaniu i powstawaniu nowoczesnych, bezpiecznych oraz trwałych rozwiązań technicznych, kierując się dobrem użytkownika oraz mając na uwadze komfort użytkowania i wymagania zrównoważonego rozwoju – to zadanie, które Instytut realizuje od wielu lat. Misja Instytutu łączy w sobie pasję ludzi – ich rozwój – z pracą naukową i badawczą, skierowaną na potrzeby rynku budowlanego, aby ściśle z nim współpracować – *wiedza i biznes*. W dynamicznym rozwoju jest celowym również nowoczesne wspomaganie Instytutu w zakresie najistotniejszych obszarów aktywności zarządczej: procesów podejmowania decyzji, systemu i metod przepływu informacji, motywacji, a także struktury wewnętrznej, wpływającej na poprawę funkcjonowania organizacji. Są to mechanizmy zwiększające efektywność i orientację na wynik działania.

Określona wizja i misja Instytutu, a także model biznesu oraz kierunki działania, wymagają uzupełnienia o wartości, jakimi kieruje się Instytut. Model zarządzania przez wartości (*Managing by Values – MBV*) jest główną siłą dla jednostki kultury organizacji ukierunkowanej na sukces. Wszystkie elementy strategii ITB zostały określone wspólnie z zespołem pracowników, a wzmocnieniem jednostki w działaniu ITB są uznawane wspólnie wartości:

- szacunek i uczciwość,
- współpraca i zaufanie,
- innowacyjność i rozwój,
- jakość i bezstronność.

Na podstawie oceny potencjału strategicznego i określonych kierunków działania sformułowano osiem celów strategicznych ITB:

- kreowanie i wpływanie na rozwój budownictwa, inżynierii środowiska, i dziedzin pokrewnych,
- budowanie wizerunku naukowego, zwiększenie dorobku naukowego oraz racjonalizacja wysiłku badawczego Instytutu,
- wdrożenie systemu zarządzania rozwojem,
- zwiększenie udziału Instytutu w rynku krajowym i europejskim, w obszarze związanym z wprowadzaniem wyrobów budowlanych do obrotu,
- opracowanie i wdrożenie procesu budżetowania (budżety cząstkowe łączone w całość, tworzące jeden wspólny budżet),
- zwiększenie efektywności operacyjnej,
- opracowanie i wdrożenie systemu zarządzania zasobami ludzkimi,
- wzmocnienie obszarów aktywności zarządczej procesów decyzyjnych, przepływu informacji, motywacji i struktury organizacyjnej.

Strategia Instytutu Techniki Budowlanej została opracowana w formie dokumentu wewnętrznego – Programu działalności ITB na lata 2015-2018, gdzie dwa główne jej filary realizacji, to rozwój naukowy i ekspercki we współpracy z biznesem. Oba filary są wspomagane przez cztery grupy zadań związanych z rozwojem naukowym pracowników Instytutu, strategicznym zarządzaniem finansami, dywersyfikacją i rozwojem wewnętrznym organizacji oraz wspomaganiem całości w obszarze przepływu informacji, motywacji i marketingu.

Nakreślona w strategii Instytutu misja kształtowania wysokiej jakości i innowacyjności w budownictwie realizuje się m.in. poprzez zapewnienie rozwoju pracownikom. Kluczowe znaczenie w tym obszarze ma uprawnienie Instytutu do nadawania stopnia doktora nauk technicznych. Zgodnie z opracowaniem [10] dorobek Instytutu to 102 obronione rozprawy doktorskie, w tym: 46 w dziedzinie konstrukcji budowlanych (projektowanie, oddziaływanie, diagnostyka), 21 w dziedzinie fizyki budowli (ochrona przed hałasem, izolacyjność cieplna), 18 w dziedzinie materiałów budowlanych (technologia, badania właściwości) i 17 w dziedzinie trwałości (bezpieczeństwo pożarowe, korozja). *Dorobek ten, jak również osiągnięcia Instytutu w działalności naukowo-badawczej oraz posiadana baza badawcza i biblioteczna, stanowią podstawę planowanego w niedalekiej przyszłości zgłoszenia przez ITB wniosku o przyznanie uprawnienia do nadawania stopnia doktora habilitowanego. Przeprowadzona ocena zakończonych przewodów doktorskich stanowić może jedną z przesłanek do takiego wniosku.*

4. INFRASTRUKTURA BADAWCZA ITB I JEJ ZASOBY NA RZECZ GOSPODARKI

Przepisy krajowe i unijne nakładają na producentów obowiązek poddania wyrobu budowlanego badaniom laboratoryjnym celem oceny właściwości użytkowych. Dotyczy to zarówno wyrobów objętych zharmonizowanymi specyfikacjami europejskimi i polskimi normami, jak również wyrobów innowacyjnych, na które wydawane są Aprobaty Techniczne i Europejskie Oceny Techniczne. Ponadto producenci muszą prowadzić zakładową kontrolę produkcji w oparciu o stosowane specyfikacje techniczne. W związku z powyższym Instytut i jego laboratoria zajmują szczególne miejsce w procesie wprowadzania na rynek wyrobów budowlanych.

Zespół Laboratoriów Badawczych ITB jest jednym z największych w Polsce i Europie laboratoriów przystosowanych do wykonywania badań wyrobów budowlanych. Według dr inż. Ewy Szewczak [10] *podstawowe elementy stanowiące o wysokim poziomie i kompetencjach laboratorium to kadra pracowników i wyposażenie badawcze. W Zespole Laboratoriów pracuje ok. 150 osób z bogatym doświadczeniem, w tym wielu pracowników naukowych, doktorów, doktorów habilitowanych i profesorów. (...) Bardzo duże możliwości badawcze zapewniają klientom Zespołu Laboratoriów Badawczych ITB współpracę w wielu kierunkach, poczynwszy od podwykonawstwa przez ITB zadań badawczych w ramach funduszy NCBR, a skończywszy na badaniach do celów wprowadzania wyrobów budowlanych na rynek.*

Bogata infrastruktura Zespołu Laboratoriów Badawczych pozwala na prowadzenie szerokiego programu badań, w tym:

- badań ogniowych, np. reakcji na ogień, rozprzestrzeniania ognia przez elementy budynku, oddziaływania ognia zewnętrznego na dachy, odporności ogniowej nośnych i nienośnych elementów budynku i elementów składowych systemów instalacji użytkowych,
- badań wytrzymałości i odporności na oddziaływania środowiskowe, klimatyczne i mechaniczne, np. na obciążenia statyczne i dynamiczne, przebicie i rozbicie, obciążenie wiatrem, wstrząsy, korozję, oderwanie od podłoża, sztuczne starzenie, zaburzenia kompatybilności elektromagnetycznej,
- badań właściwości mechanicznych, także elementów wielkogabarytowych,
- badań właściwości fizykochemicznych, również badań związanych z transportem ciepła i wilgoci,
- badań akustycznych,
- badań związanych z wpływem na środowisko, w tym emisji lotnych związków chemicznych, obecnością i rodzajem azbestu, zawartością metali i biocydów,
- badań trwałości,
- badań struktury i mikrostruktury betonu.

Ogromne zaplecze, jeżeli chodzi o infrastrukturę badawczą Zespołu Laboratoriów, pozwala nie tylko na badania właściwości wyrobów, ale także na prowadzenie prac naukowych i rozwojowych. W aspekcie współpracy z przedsiębiorcami wprowadzającymi wyroby innowacyjne istotna jest zdolność Zespołu Laboratoriów Badawczych do opracowywania i rozwoju nowych, unikatowych metod badawczych. [11] Do opracowanych przez Instytut metod badań i oceny wyrobów stosowanych w budownictwie należą m.in.:

- badania odporności ogniowej (w tym badania według krzywej węglowodorowej „H”, a dzięki osłonom termicznym - badania elementów nieizolacyjnych klasy E, gdzie występuje silne promieniowanie cieplne, na piecu laboratoryjnym do badań elementów wielkogabarytowych w konfiguracji pionowej, również pod obciążeniem o wartości do 30 kN/m,
- określanie naprężeń i przemieszczeń wsporczych elementów słupowych sieci trakcyjnej poprzez obliczenia według procedury własnej,
- przekrojowe badania właściwości eksploatacyjnych (w tym związanych z bezpieczeństwem użytkowania) drzwi z napędem (wg PN-EN 16005:2013-04 oraz PN-EN 16005:2013-04),
- przekrojowe badania stałych pionowych znaków drogowych oraz słupków prowadzących i drogowych urządzeń odbłaskowych (wg PN-EN 12899-1:2010 i PN-EN 12899-3:2010),
- określanie obciążenia pochodzącego od odśnieżania i odporności na obciążenie wiatrem dla drogowych urządzeń przeciwhałasowych (wg PN-EN 1794-1:2011 oraz własnej procedury),

- badania in situ szczelności i odporności na obciążenie wiatrem okien i drzwi,
- oznaczanie śladowych ilości rozpuszczalnych w wodzie jonów chlorkowych, fluorkowych, krzemianowych, sodowych w wyrobach do izolacji cieplnej wyposażenia budowli i instalacji przemysłowych (wg PN-EN 13468:2004),
- oznaczanie wolnych monomerów i dodatków modyfikujących (w tym oznaczanie zawartości środków spieniających) w tworzywach sztucznych metodą chromatografii gazowej GC-MS/FID,
- oznaczanie klasy czystości powietrza w pomieszczeniu, w którym użytkowane są wybrane wyroby budowlane, poprzez zliczanie poszczególnych frakcji ziaren (wg ISO 14644),
- badania nośności na wyrywanie z zaprawy prefabrykowanego zbrojenia do spoiw wspornych dla murów (wg PN-EN 846-2:2002),
- kompleksowe badania zaworów kulowych (wg PN-EN 13828:2005),
- wzorcowanie układu pomiaru i regulacji ciśnienia w komorach do badania szczelności i odporności na obciążenie wiatrem okien i drzwi (wg procedury własnej).

Potencjał badawczy w przestrzeni krajowej i europejskiej ITB podkreślają prowadzone statutowe badania naukowe i prace rozwojowe, które mają na celu rozwój nauki w dyscyplinie „Budownictwo” oraz opracowywanie podstaw naukowych przepisów, tworzenia norm i kryteriów technicznych na potrzeby rynku. Prowadzone prace służą rozpoznaniu zjawisk zachodzących w obiektach budowlanych i wyrobach budowlanych pod wpływem oddziaływań czynników zewnętrznych i wewnętrznych, określaniu możliwych zagrożeń i korzyści związanych ze stosowaniem innowacyjnych wyrobów budowlanych i stanowią podstawę do opracowywania wymagań, kryteriów oceny oraz metod analitycznych i doświadczalnych, łącznie z procedurami badawczymi. Służą one sprawdzaniu, czy wymagania stawiane obiektom i wyrobom są spełnione.

5. PODSUMOWANIE

Działalność Instytutu Techniki Budowlanej w przestrzeni badawczej na rzecz budownictwa można podsumować w kilku przykładowych zestawieniach danych liczbowych.

W 2015 r. Instytut uczestniczył w realizacji 5 projektów współfinansowanych ze środków UE: H-HOUSE (7. PR UE), SESBE (7. PR UE), CA EPBD III (CIP), CA IV EPBD (HORYZONT 2020), BLESIL (ERASMUS+). Środki finansowe na naukę umożliwiły prowadzenie w Instytucie w 2015 r. 85 prac badawczych, w tym 80 badań naukowych i prac rozwojowych realizowanych z dotacji na działalność statutową, 1 projektu badawczego (NCN), 4 projektów badawczych (NCBR). Zakończono realizację 21 prac badawczych, w tym: 14 prac statutowych (oraz 5 zadań w pracach wielozadaniowych), 1 projektu krajowego (INNOTECH III) i 1 projektu europejskiego (CA III EPBD). W ramach funduszu badań własnych (FBW) Instytut realizował i finansował 7 prac badawczych oraz powołał Konwersatorium Habilitacyjne, którego założeniem jest wzmocnienie wizerunku naukowego Instytutu poprzez aktywizację działalności naukowej i przyspieszenie awansów naukowych pracowników.

Instytut uczestniczył zarówno w krajowych, jak i międzynarodowych pracach normalizacyjnych. W 2015 r. 59 pracowników Instytutu brało udział w pracach 49 Komitetów Technicznych PKN, w tym w 29 KT działających w obszarze budownictwa oraz 20 KT spoza tego obszaru. W 12-tu z tych Komitetów pracownicy ITB pełnili funkcję przewodniczących, a w 2-ch funkcję zastępcy przewodniczącego. Pracownik ITB pełnił funkcję Przewodniczącego Rady Sektorowej Sektora Budownictwa i Konstrukcji Budowlanych PKN. Ponadto 23 ekspertów Instytutu reprezentowało PKN w 12 Komitetach, Podkomitetach i Grupach Roboczych Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego CEN, a 2 ekspertów w 1 Komitecie Międzynarodowej Organizacji Normalizacyjnej ISO. W 2015 roku pracownicy ITB uczestniczyli w 20 posiedzeniach roboczych CEN oraz 2 posiedzeniach ISO.

W roku 2015 Zespół Laboratoriów Badawczych ITB wykonał badania i wydał 3 058 raportów z przeprowadzonych badań, w tym 2 667 z badań objętych akredytacją. Według stanu na koniec 2015 roku ZLB ITB stosował 3 370 akredytowanych metod badawczych, w tym około 88% stanowiły metody oparte na normach międzynarodowych. W Instytucie działa również Laboratorium Wzorcujące (LPO), którego zadaniem jest zapewnienie rzetelności oraz wiarygodności wyników badań poprzez wykony-

wanie wzorcowań i sprawdzeń wyposażenia pomiarowego Zespołu Laboratoriów Badawczych ITB (ZLB ITB) oraz świadczenie usług wzorcowania dla laboratoriów funkcjonujących na rynku. W 2015 r. wykonano w Instytucie 648 orzeczeń i opinii naukowo-technicznych, przy czym najliczniejszą grupę (ok. 50 %) stanowiły opracowania z zakresu bezpieczeństwa pożarowego (ok. 38 %) i bezpieczeństwa konstrukcji (ok. 12 %). Instytut prowadzi współpracę z instytucjami krajowymi i zagranicznymi, a także działalność w zakresie konferencji, sympozjów, seminariów i kursów w obszarze budownictwa. ITB posiada cieszącą się dużym uznaniem w środowisku Bibliotekę, która została opisana w systemie informacji MNiSW POL-on jako unikatowa, największa w Polsce. Księgozbiór biblioteki Instytutu na koniec 2015 roku liczył 120 869 vol. Ze zbiorów biblioteki udostępniono czytelnikom 7 287 vol.

W dobie innowacji w coraz mniejszym stopniu zapisy księgowe dotyczą zdolności Instytutu do konkurencyjności w aktualnych warunkach rynkowych w polskiej i europejskiej przestrzeni badawczej. Jako kluczową cechę charakterystyczną tych warunków wskazuje się rolę wiedzy i innych składników niematerialnych (np. kulturę organizacyjną lub lojalność klientów) w kreacji zdolności jednostki naukowej do konkurencyjności i odnoszenia sukcesów. Wartością Instytutu Techniki Budowlanej jest przede wszystkim wiedza i kapitał intelektualny. Dlatego też te wartości w strategii ITB stały się fundamentem przyjętego modelu zarządzania rozwojem na rzecz wiedzy dla budownictwa. Modelu opartego na prowadzeniu badań naukowych i prac rozwojowych, które znajdują zastosowanie w przemyśle i życiu codziennym.

Literatura

- [1] *70 lat Instytutu Techniki Budowlanej w polskiej i europejskiej przestrzeni badawczej*. Praca zbiorowa pod redakcją Jadwigi Fangrat, Warszawa 2015
- [2] Dekret z dn. 24 maja 1945 r. o utworzeniu Ministerstwa Odbudowy, Dz.U. Nr 21 poz. 123
- [3] Zarządzenie Ministrów: Odbudowy, Przemysłu i Komunikacji z dn. 12 września 1945 r. w sprawie statutu Instytutu Badawczego Budownictwa, M.P. 1945 Nr 33 poz. 81
- [4] Geryło R., Kruk M.M., *European innovation market – Strategy of the Building Research Institute*, Polish Market, 2016, 2, s. 34-35,
- [5] Zielona Księga. Europejska Przestrzeń Badawcza: Nowe Perspektywy, KOM(2007) 161
- [6] <http://ec.europa.eu/programmes/horizon2020/en>
- [7] Krajowy Program Badań. Założenia polityki naukowo-technicznej i innowacyjnej państwa, Załącznik do Uchwały Nr 164 z dn. 26 sierpnia 2011 r.
- [8] Uchwała nr 14/2016 Rady Ministrów z dnia 16 lutego 2016 r. w sprawie przyjęcia „Planu na rzecz odpowiedzialnego rozwoju”
- [9] Kruk M.M., *Strategia Instytutu Techniki Budowlanej, Strategia instytutów badawczych budownictwa*. Praca zbiorowa pod redakcją prof. Lecha Czarneckiego, s. 133-159, Warszawa 2015
- [10] Brunarski L., *Sto dwa doktoraty obronione w ITB, Strategia instytutów badawczych budownictwa*, Praca zbiorowa pod redakcją prof. Lecha Czarneckiego, s. 73, 129, Warszawa 2015
- [11] Szewczak E., *Zapewnienie kompleksowej usługi badawczej uczestnikom rynku wyrobów budowlanych przez Zespół Laboratoriów Badawczych ITB*, Materiały Budowlane 2015, nr 11, s. 15–17



Wojciech RADOMSKI¹

UTRZYMANIE I DIAGNOSTYKA MOSTÓW W ASPEKcie DZIAŁALNOŚCI RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

STRESZCZENIE

Stan techniczny i funkcjonalny obiektów mostowych w bardzo dużym, często decydującym stopniu zależy od poziomu ich utrzymania. Przedstawiono oryginalną klasyfikację czynników wpływających na degradację mostów, odróżniając czynniki obiektywne i subiektywne. Utrzymanie należy wyłącznie do tych drugich. Podkreślono szczególne znaczenie jakości oraz utrzymania elementów wyposażenia mostów. Przedstawiono zadania ekspertów (rzeczoznawców) oceniających stan techniczny i funkcjonalny obiektów. Na przykładzie oceny stanu kabli sprężających zaprezentowano przydatność poszczególnych metod badawczych służących diagnostyce mostów. Wskazano, że oprócz dogłębnej wiedzy technicznej, od rzeczoznawców wymagane są współcześnie tzw. miękkie umiejętności, polegające na przewidywaniu społecznych i ekonomicznych skutków podejmowanych decyzji technicznych.

SŁOWA KLUCZOWE: mosty, stan techniczny, funkcjonalność, degradacja, utrzymanie, diagnoza

1. CZYNNIKI DEGRADUJĄCE OBIEKTY MOSTOWE

Obiekty mostowe odróżnia od innych budowli to, że poza przenoszeniem różnego rodzaju obciążeń statycznych i dynamicznych o znacznych zwykle wartościach, podlegają w sposób bezpośredni oddziaływaniom czynników klimatycznych i środowiskowych, które mogą ujemnie wpływać (i na ogół wpływają) na ich trwałość. Klasyfikację wszystkich czynników powodujących degradację mostów przedstawiono syntetycznie w tabeli 1. Jest to oryginalna klasyfikacja autora. Warto zwrócić uwagę na podział wspomnianych czynników na obiektywne i subiektywne. Pierwsze nie zależą od działalności człowieka w sferze mostownictwa, drugie – i jest ich zdecydowanie więcej – zależą i to także w sferze poza mostowej. Taka klasyfikacja wskazuje na podstawową rolę sposobu użytkowania i poziomu utrzymania konstrukcji mostowych; od ich projektantów, wykonawców i ogólnie rozumianych eksploataatorów zależy trwałość i bezpieczeństwo użytkowania mostów, które określane są – o czym będzie w dalszym tekście – przez odpowiednio przygotowanych rzeczoznawców.

Warto zauważyć, że czynniki oznaczone od C.I.1. do C.I.5. mogą w niektórych sytuacjach przybierać katastrofalne rozmiary w postaci np. powodzi, huraganów lub trzęsień ziemi.

¹ prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski, w.radomski@il.pw.edu.pl – em. prof. zw. Politechnik Warszawskiej i Łódzkiej

Można sformułować stwierdzenie, że czynniki subiektywne mają decydujący wpływ na stan techniczny i funkcjonalny obiektu mostowego i to już na etapie jego projektowania. Wiadomo na przykład, że obiekty stanowiące zbiór przęseł swobodnie podpartych są bardziej narażone na destrukcję od konstrukcji ciągłych (A.II.2.).

A. Czynniki wynikające z cech konstrukcji	B. Czynniki wynikające z obciążeń ruchem	C. Czynniki klimatyczne i środowiskowe	D. Czynniki wynikające z poziomu utrzymania
A.I. Obiektywne A.I.1. Wiek obiektu A.II. Subiektywne A.II.1. Jakość analiz poprzedzających projektowanie i jakość zaprojektowania A.II.2. System konstrukcyjny – mniej lub bardziej podatny na destrukcję A.II.3. Dostosowanie obiektu do wymagań użytkowych – nośności parametrów geometrycznych A.II.4. Jakość wykonania na każdym etapie robót A.II.5. Jakość materiałów konstrukcyjnych i elementów wyposażenia	B.II. Subiektywne (wyłączenie) B.II.1. Natężenie, prędkość i struktura ruchu B.II.2. Efekty dynamiczne, także zmęczeniowe B.II.3. Wypadki zaistniałe na obiekcie B.II.4. Przeciążenie pojazdami ponadnormatywnymi B.II.5. Uderzenia w spód konstrukcji lub jej podpory	C.I. Obiektywne C.I.1. Opady atmosferyczne i ich intensywność C.I.2. Zmiany poziomu wód w rzekach lub innych przeszkodach wodnych C.I.3. Efekty ruszania i parcia lodów C.I.4. Efekty wiatrowe C.I.5. Ruchy podłoża, także sejsmiczne C.I.6. Dzielne i sezonowe zmiany temperatury otoczenia C.I.7. Bezpośrednie promieniowanie słoneczne C.I.8. Działanie soli pochodzących z wód morskich II. Subiektywne C.II.1. Efekty niskich temperatur – niedostateczna mrozoodporność betonu, nadmierna kruchość stali C.II.2. Opady atmosferyczne z agresywnymi substancjami (np. „kwaśne deszcze”) C.II.3. Penetracja agresywnych substancji z atmosfery (np. CO ₂) C.II.4. Agresywne substancje w wodach powierzchniowych i gruntowych C.II.5. Prądy błędzące	D.II. Subiektywne (wyłączenie) D.II.1. Zastosowane rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe oraz rodzaj i jakość elementów wyposażenia – utrudniające lub ułatwiające prace utrzymaniowe D.II.2. Działanie środków odładzających na obiektach i na drogach pod nimi D.II.3. Jakość dokonywania przeglądów D.II.4. Częstość i jakość rutynowych prac utrzymaniowych D.II.5. Jakość i skuteczność działania systemu odwodnienia obiektu i jego bezpośredniego otoczenia (np. nasypów) D.II.6. Jakość utrzymania łóżysk i urządzeń dylatacyjnych D.II.6. Jakość utrzymania nawierzchni drogowych lub torowych D.II.7. Rodzaj i stan techniczny tzw. urządzeń obcych i różnego rodzaju instalacji

Tab. 1. Czynniki powodujące degradację obiektów mostowych

Generalnie, konstrukcje o ciągłej linii ugięcia są bardziej odporne na destrukcję od konstrukcji o nieciągłej linii ugięcia. Warto o tym pamiętać w sytuacji, gdy w latach 1970 – 1990 aż około 90% realizacji było konstrukcjami prefabrykowanymi, z których tylko niektóre uciągano – nie wszystkie systemy prefabrykacji na to pozwalały. Do tego dochodziła jeszcze zbyt mała sztywność poprzeczna przęseł. Skutki tych błędnych rozwiązań konstrukcyjnych są widoczne do dziś, bo trwałość techniczna owych obiektów okazała się krótsza od wymaganej. Inne przykłady, to czynniki oznaczone A.II.5. oraz D.II.1. - zbyt niska jakość materiałów konstrukcyjnych (np. betonów) i elementów wyposażenia, to najpoważniejsze przyczyny powodujące zagrożenie wymaganego, dobrego stanu technicznego obiektów mostowych.

W ostatnich latach poziom mostownictwa w Polsce znacznie się podniósł, zarówno pod względem projektowym, jak i technologii wykonawczych – czołowe osiągnięcia krajowe odpowiadają obecnie standardom światowym. Utrzymanie obiektów – wyłączając duże, reprezentacyjne mosty – pozostaje jednak najsłabszym ogniwem. Stosunkowo lepiej jest z utrzymaniem infrastruktury mostowej na sieci dróg administrowanych przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA), natomiast

znacznie gorzej wygląda pod tym względem sytuacja na drogach lokalnych, głównie z powodu szczupłości środków finansowych i braków kadrowych, a tam przecież obiektów mostowych jest najwięcej. Truizmem, ale zawsze wartym przypomnienia, jest, że nawet właściwie zaprojektowany i dobrze wykonany obiekt z użyciem wysokiej jakości materiałów i elementów wyposażenia, w przypadku zaniechania lub niedbałego wykonywania robót utrzymaniowych, ulega degradacji.

Innym, ale obiektywnym czynnikiem degradacji mostów, jest po prostu upływ czasu (A.I.1.). Mimo znacznego wysiłku podjętego w ostatnich latach w mostownictwie drogowym (na ogólną liczbę około 30.000 obiektów, niemal 38% z nich jest eksploatowana przez mniej niż 20 lat), to jednak w dalszym ciągu niemal 30% obiektów ma ponad 50 lat. Znacznie gorsza jest sytuacja w mostownictwie kolejowym, w którym na ogólną liczbę około 8.000 obiektów, tylko niespełna 4% z nich ma mniej niż 20 lat, za to blisko 45% ma lat ponad 100! Infrastruktura mostowa w Polsce jest zatem w dalszym ciągu po prostu stara i wiele obiektów wymaga nie tylko remontów, ale przede wszystkim wzmocnień strukturalnych, a także – co coraz częstsze – modernizacji strukturalnej (tj. wzmocnienia zapewniającego nośność większą od projektowanej) i modernizacji funkcjonalnej przez poprawę parametrów geometrycznych (np. poszerzenia pomostów).

Przedstawiona sytuacja stawia określone zadania przed rzeczoznawcami. Muszą oni dokonać diagnozy stanu konstrukcji pod względem technicznym i funkcjonalnym, ocenić, czy np. odpowiednie zabiegi utrzymaniowe wystarczą do poprawy tego stanu, czy też nieodczowny jest remont lub wzmocnienie konstrukcji, bądź – w skrajnym przypadku – czy stan techniczny obiektu jest na tyle zły, że zagraża jego bezpiecznej eksploatacji i ruch po nim powinien być wstrzymany. Konsekwencją tego ostatniego przypadku jest analiza pozwalająca na zdecydowanie o tym, czy obiekt powinien być odpowiednio wyremontowany i wzmocniony, czy też należy go rozebrać i wybudować w jego miejsce nowy. Wszystkie działania i decyzje rzeczoznawcy mają oprócz technicznego także znaczenie ekonomiczne i społeczne. Na ten aspekt działalności zwrócona jeszcze będzie uwaga w dalszym tekście.

2. DIAGNOSTYKA MOSTÓW W PRAKTYCE DZIAŁALNOŚCI RZECZOZNAWCY

Trzeba tu od razu się zastrzec, że pod pojęciem *rzeczoznawca budowlany* nie będziemy tu jedynie rozumieć osobę, która uzyskała formalne uprawnienia, by takim tytułem się legitymować, spełniając odpowiednie przepisy Prawa Budowlanego i regulaminy organizacji tytuł taki nadającej (np. *rzeczoznawca budowlany PZITB*). Aczkolwiek od spraw formalnych nie będziemy tu całkowicie abstrahować, to jednak ograniczenie do ściśle lecz dość wąsko rozumianego tytułu *rzeczoznawcy*, zawęzałoby przedstawiane dalej rozważania do jednej tylko kategorii specjalistów, dokonujących diagnostyki stanu obiektów mostowych i poziomu ich utrzymania.

Za *rzeczoznawcę* – w tym przypadku – *mostowego* będziemy zatem uważać osoby dysponujące wymaganymi na danym szczeblu ich działania zawodowego uprawnieniami, aby dokonywać oceny stanu technicznego i funkcjonalnego obiektów mostowych i proponować – gdy zachodzi taka potrzeba – środki poprawy tego stanu. Tak rozumiane pojęcie *rzeczoznawcy* obejmuje szeroki krąg specjalistów o różnym zakresie kompetencji – od służb utrzymaniowych i służb dokonujących przeglądy obiektów, aż po jednostki badawcze zajmujące się mostownictwem.

Niniejsze opracowanie obejmuje tylko zagadnienia dotyczące mostownictwa drogowego. Od strony formalnej przeglądy obiektów prowadzące do diagnozy ich stanu technicznego regulują dwa podstawowe dokumenty: [1] i [2]. Dotyczą one służb działających w ramach GDDKiA. W dokumencie [1] wymienione i zdefiniowane są następujące rodzaje przeglądów: *przeglądy bieżące, okresowe kontrole roczne – przeglądy podstawowe, okresowe kontrole pięcioletnie – przeglądy rozszerzone, przeglądy szczegółowe oraz ekspertyzy*. Określono również zakres wszystkich rodzajów przeglądów oraz wymagane kwalifikacje i uprawnienia ich wykonawców oraz wykonawców ekspertyz. Nie ma oczywiście miejsca ani potrzeby, aby informacje te tutaj przytaczać. Warto natomiast zauważyć, że z szeroko rozumianą diagnostyką obiektów mostowych mamy do czynienia już na najniższym szczeblu kontroli ich stanu.

Jeżeli bowiem *przegląd bieżący*, przeprowadzany podczas patrolowego objazdu sieci drogowej i polegający na wizualnej tylko kontroli, czy nie ma na obiekcie uszkodzeń zagrażających bezpieczeństwu ruchu drogowego [1], to jest to przecież pierwszy stopień diagnostyki tego obiektu. W powszechnym jednak odczuciu, gdy używamy terminu *diagnostyka mostów*, to mamy zwykle na myśli ocenę stanu technicznego obiektu, dokonywaną z użyciem mniej lub bardziej złożonych metod badawczych i pomiarowych. Tak rozumiana *diagnostyka* jest w dokumencie [1] odniesiona tylko – w stosunkowo niewielkim zakresie – do *przeglądów szczegółowych* oraz w pełnym zakresie – do *ekspertyz*. Warto jednak zauważyć, że nie wolno pomniejszać znaczenia *przeglądów bieżących*, podstawowych i rozszerzonych, ponieważ w zależności od wyników każdego z nich, może być podjęta decyzja o potrzebie przeprowadzenia *przeglądu szczegółowego* poza formalnym harmonogramem, bądź nawet wykonania *ekspertyzy*. Decyzje takie zależą od indywidualnych przypadków.

Jest rzeczą zmienną, że instrukcja [1] oraz zasady dokonywania ocen stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich [2] nie dotyczą *ekspertyz*. W dokumencie [1] podano jedynie co należy rozumieć pod pojęciem *ekspertyzy*, a mianowicie: „*Ekspertyza jest to opracowanie obejmujące ocenę stanu technicznego całego obiektu lub jego części, wydane na podstawie specjalistycznych badań, pomiarów i obliczeń, w celu ustalenia przydatności do użytkowania i niezbędnych zasad utrzymania obiektu. Ekspertyzy wykonują instytucje i/lub zespoły specjalistów kompetentne w zakresie przedmiotu ekspertyzy, dysponujące niezbędną do tego aparaturą. Nie opracowuje się instrukcji wykonywania ekspertyz*”.

Nie wdając się w kompletność takiego określenia *ekspertyzy* i pomijając specyfikę jej języka, warto wskazać, że na szczęście nie ma obowiązku jej wykonywania według jakiegokolwiek instrukcji. *Ekspertyza* jednak jako najwyższy szczebel określania stanu technicznego i funkcjonalnego obiektu mostowego powinna być wykonywana przez specjalistów o najwyższych kompetencjach, inaczej rzecz ujmując - przez rzeczoznawców najwyższej klasy. Jest tak dlatego, że *ekspertyzy* wykonywane są z reguły w dwóch podstawowych przypadkach:

- a) gdy wyniki któregośkolwiek przeglądu (tj. od *bieżącego* do *szczególowego*) budzą uzasadnione wątpliwości co do bezpiecznej eksploatacji obiektu i jego wymaganej trwałości, czyli gdy stwierdzone są pewne objawy zagrożenia w obu tych obszarach;
- b) gdy obiekt przeznaczony jest do modernizacji strukturalnej (np. wymaga wzmocnienia ze względu na zwiększony poziom obciążeń użytkowych) lub funkcjonalnej (np. obiekt, zwłaszcza jego pomost, wymaga poszerzenia lub należy zwiększyć wysokość skrajni pod obiektem).

W obu wymienionych przypadkach podejmowane są decyzje o największych konsekwencjach technicznych, ekonomicznych i społecznych, co związane jest z ponoszeniem przez ekspertów (rzeczoznawców) wielkiej odpowiedzialności. W obu też stosowane być mogą te same metody diagnostyczne, o czym nieco dalej.

Miedzy przypadkami **a)** i **b)** występują jednak pewne merytoryczne różnice. W przypadku **a)** działania diagnostyczne ukierunkowane są przede wszystkim na zagadnienia materiałowe i strukturalne – badana jest jakość materiałów konstrukcyjnych, rodzaje i rozległość uszkodzeń elementów konstrukcyjnych i określone są przyczyny ich powstania (np. przeciążenia, korozja, etc.), stan struktury wewnętrznej elementów konstrukcji (np. spękania, niejednorodności materiałowe, etc.) oraz stan łożysk (np. czy nie uległy zablokowaniu) oraz stan elementów wyposażenia obiektu (przede wszystkim urządzeń dylatacyjnych, systemu odwodnienia, izolacji i nawierzchni, jako elementów z reguły najbardziej wpływających na trwałość budowli mostowych). Ponadto wykonywane są zazwyczaj obliczenia, zmierzające do określenia stopnia zmniejszenia nośności i sztywności konstrukcji wskutek stwierdzonych jej uszkodzeń. Naczelnym celem *ekspertyzy* jest sformułowanie wniosków, co do warunków jej dalszej eksploatacji, przy zachowaniu wymaganego jej bezpieczeństwa. Wskazywane są niezbędne działania techniczne (np. naprawa, remont, wymiana poszczególnych elementów konstrukcji i jej wyposażenia) zapewniające dalsze użytkowanie obiektu na wymaganym poziomie bezpieczeństwa oraz formułowane są zasady utrzymania obiektu. Wyniki *ekspertyzy* mogą prowadzić także do ograniczeń w ruchu (np. zmniejszenie dozwolonej prędkości i masy pojazdów oraz ich nacisków osiowych) lub – w skrajnych sytuacjach – nawet do wyłączenia obiektu z użytkowania.

W przypadku **b)** możemy mieć do czynienia z obiektem o stanie technicznym nie budzącym obaw co do zagrożeń w jego bezpiecznym użytkowaniu i wymaganej trwałości (czyli nie tak, jak w przypadku **a)**) przy zachowaniu projektowanych warunków eksploatacji (przede wszystkim zachowaniu poziomu obciążeń obowiązujących w okresie projektowania), ale nie spełniającym współczesnych warunków funkcjonalnych, dotyczących parametrów geometrycznych lub/i mogącym wymagać wzmocnienia wobec wzrostu wymagań co do nośności konstrukcji (np. wymagane jest podniesienie klasy nośności w porównaniu do projektowanej). Taka sytuacja występuje zwykle w odniesieniu do tzw. starych obiektów, będących w eksploatacji od wielu lat i nie wykazujących znaczących oznak degradacji. W takim przypadku *ekspertyza* wykonywana jest w celu sprawdzenia, czy planowana modernizacja obiektu wymaga jego napraw lub wzmocnienia. Trzeba pamiętać, że poszerzenie pomostu zawsze związane jest z podniesieniem poziomu obciążenia w porównaniu z poprzednią sytuacją. W zależności od indywidualnych przypadków, poszerzenie może dotyczyć samego tylko pomostu, lub także podpór, a niekiedy i fundamentów. Jeżeli wzmocnienie istniejącej konstrukcji okaże się potrzebne, to dotyczyć ono może także wszystkich trzech wymienionych elementów, choć najczęstszym przypadkiem jest wzmocnienie samego tylko pomostu. Dobrym tego przykładem jest niedawna modernizacja Mostu im. Grota Rowckiego przez Wisłę w Warszawie. Zagadnienia dotyczące poszerzania mostów są przedmiotem jednej z poprzednich prac [3].

Czasami zdarzają się sytuacje, że zamierzona modernizacja strukturalna i funkcjonalna może dotyczyć obiektów o stanie technicznym budzącym zastrzeżenia lub nawet obawy. Wtedy mamy łączne występowanie przypadku **a)** i przypadku **b)**. Cele *ekspertyzy* mogą więc odpowiadać syntezie przedstawionych już wyżej celów obu tych przypadków.

W kontekście diagnozowania stanu konstrukcji, odpowiadającemu przypadkom **a)** i **b)** zwrócić należy uwagę na dwie bardzo istotne sprawy.

Pierwsza z nich, to rola obliczeń. Trzeba pamiętać, że *ekspertyzy* dotyczą na ogół obiektów projektowanych na podstawie obliczeń z „ery przedkomputerowej”. Dlatego modele obliczeniowe były mniej lub więcej uproszczone w porównaniu do stosowanych obecnie. Jeżeli zatem stan techniczny konstrukcji nie budzi zasadniczych zastrzeżeń lub obaw, to zapasy jej nośności tkwić mogą w projektowaniu jej z zastosowaniem owych uproszczonych modeli – np. ramy płaskiej (modelu 2D), a nie przestrzennej (modelu 3D). Praktyka zna wiele przypadków tzw. ukrytych rezerw ich nośności, wynikających z przyjęcia do współcześnie wykonywanych obliczeń modeli bardziej złożonych, bliższych rzeczywistości. Takie możliwości stwarzają właśnie komputerowe systemy obliczeniowe. Wynika stąd ważny wniosek, że ogólnie rozumiany rzeczoznawca mostowy powinien obecnie być także biegły w *diagnostyce obliczeniowej*.

Druga sprawa, która jest znaną cechą diagnozowania obiektów mostowych, to badanie ich pod próbnym obciążeniem. Jest to metoda stosowana niemal od zarania mostownictwa i nadal zachowująca swe duże znaczenie. Niemniej nie na wszystkie pytania dotyczące rzeczywistej nośności obiektów badania takie odpowiadają. Zagadnienia te były w latach ostatnich przedmiotem co najmniej kilkunastu publikacji krajowych, by tylko tytułem przykładu przywołać prace [4] i [5]. Trzeba zdawać sobie sprawę, że badania pod próbnym obciążeniem statycznym dają możliwość określenia tzw. globalnej odpowiedzi konstrukcji na obciążenie, która jest wyznaczana najczęściej przez pomiar jej pionowych przemieszczeń w wybranych miejscach. Badania takie mogą więc dobrze służyć na przykład weryfikacji modelu obliczeniowego przyjętego do projektowania. O rzeczywistej nośności konstrukcji mostu decydują jednak z reguły jej najsłabsze ogniwa, które są ogniwami lokalnymi. Dlatego do ich wykrycia stosować trzeba inne metody diagnostyczne.

W badaniach pod obciążeniem próbnym znów bardzo ważnym czynnikiem są obliczenia - wartości pomierzonych wielkości (przemieszczeń, odkształceń) zawsze trzeba porównać z wartościami obliczonymi (przemieszczeń, naprężeń). Problemem jest także przyjęty przez ekspertów model obliczeniowy (lub nawet system komputerowy) w porównaniu z modelem (czy systemem komputerowym) zastosowanym przez projektantów. Konsekwencje obliczeniowe wynikające z różnych modeli mogą być niekiedy bardzo istotne, co potwierdza praktyka. W odniesieniu do obiektów od dawna eksploatowanych oddzielne zagadnienie stanowi też stosowalność współczesnych norm do oceny ich nośności. Jest to sprawa dość znana i niejednokrotnie nastrożająca trudności, zwłaszcza pod względem formalnym, co dla administracji drogowo-mostowej ma podstawowe znaczenie.

Reasumując, rola ekspertyz stanu technicznego i funkcjonalnego obiektów mostowych sprowadza się do odpowiedzi na podstawowe cztery ogólne grupy pytań:

- I. Jaka jest rzeczywista nośność konstrukcji i poszczególnych jej elementów pod względem całkowitej masy pojazdów i ich nacisków osiowych?
- II. Jak długo można obiekt bezpiecznie eksploatować przy niezmiennych warunkach ruchu (np. bez wprowadzania ograniczeń dotyczących masy i prędkości pojazdów oraz ich nacisków osiowych), nie podejmując lub podejmując (jakie i w jakim zakresie) działania techniczne (np. naprawy, remonty, wzmocnienie)?
- III. Jak długo można obiekt bezpiecznie eksploatować, wprowadzając określone ograniczenia ruchu pojazdów i jednocześnie nie podejmując żadnych zabiegów technicznych?
- IV. Czy i jakie działania techniczne są potrzebne, aby obiekt można było bezpiecznie eksploatować w wymaganym okresie, przy podniesieniu wymagań dotyczących ruchu (np. gdy wymagana jest zwiększona nośność obiektu).

Syntetycznie ujęte odpowiedzi na te grupy pytań znaleźć można w stosunkowo niedawnej publikacji [5]. Nie ma tu miejsca na powtarzanie tych odpowiedzi. Natomiast pytania zaliczone do grup II, III i IV są związane również z prognozowaniem trwałości obiektów mostowych. Wiadomości na ten temat są przedmiotem wielu już krajowych publikacji, np. [6] i [7]. Dlatego metodykę tę powinni rzeczoznawcy znać, choć trzeba przyznać, że jak dotychczas nie jest ona przez nich powszechnie stosowana.

Ponadto, pytania wymienionych grup związane są wspólnym naczelnym problemem – czy bardziej opłacalne są zabiegi remontowe i modernizacyjne (strukturalne i/lub funkcjonalne), czy wyburzenie istniejącego obiektu (z zachowaniem lub nie, pewnych jego elementów, np. podpór) i wybudowanie nowego, spełniającego wszystkie bieżące lub przewidywane wymagania technicznej funkcjonalne. Metodyka postępowania, z uwzględnieniem czynnika czasu jako kategorii ekonomicznej oraz kosztów społecznych, jest przedmiotem poprzednich prac autora [8] i [9].

3. METODY BADAWCZE W DIAGNOSTYCE MOSTÓW

Współczesny ekspert (rzeczoznawca) mostowy dysponuje bardzo zaawansowanymi metodami badawczymi, służącymi do diagnozowania stanu technicznego obiektów. Nie ma tu oczywiście miejsca na ich krótki choćby opis. W praktyce działania niezbędna jest jednak wiedza nie tylko o rodzajach metod, ale także ich przydatności do badań określonych elementów konstrukcji. Przykład takiej orientacyjnej oceny przydatności różnych metod do badania stanu kabli sprężających w mostach betonowych przedstawiono w tabeli 2 [10]. Mimo, że została opracowana już wiele lat temu, to w znacznej mierze zachowuje swą aktualność. Warto zgłosić postulat podobnych syntetycznych ujęć w odniesieniu do innych elementów obiektów mostowych. Byłyby przydatne w pracy rzeczoznawców. Warto też zauważyć, że te metody, których przydatność do badania stanu kabli sprężających jest ograniczona, mogą być bardzo przydatne do innego rodzaju badań, na przykład struktury betonu. Dotyczy to choćby emisji akustycznej.

Na podkreślenie zasługuje to, że w ostatnich latach znacznie rozwinęto metody badań obiektów mostowych w skali naturalnej (tzw. badań polowych). Przegląd najnowszych osiągnięć w tej dziedzinie znaleźć można w publikacji [11].

4. KRYTERIA PODEJMOWANIA DECYZJI – KILKA UWAG

Wspomniano już, że przed rzeczoznawcami (ekspertami) stoją obecnie znacznie większe i szersze wymagania niż to było dawniej. Oprócz wiedzy technicznej i badawczej powinni oni umieć podejmować decyzje z użyciem tzw. metod miękkich. W najogólniejszym sensie oznacza to, że muszą oni przewidywać społeczne i ekonomiczne skutki decyzji technicznych. W nieco bardziej szczegółowym ujęciu powinni umieć sporządzać matryce rankingowe lub stosować analizy całego cyklu użytkowania obiektu (ang. *Life-Cycle Cost Analysis* – *LCCA*). Przykład metodyki postępowania w tym zakresie przedstawio-

no w publikacji [5]. Skutkiem tych analiz może być na przykład to, że rozwiązanie z pozoru słuszne pod względem technicznym jest mało społecznie i ekonomicznie opłacalne. Ponadto, współczesny ekspert mostowy powinien brać pod uwagę także argumenty wynikające z wymagań zrównoważonego rozwoju. Rozwinięcie tego stwierdzenia można znaleźć na przykład w publikacji [12].

Metoda badań		Rodzaj metody	Koszt metody	Źródła błędów i uszkodzeń												
				Projekt			Wykonawstwo									Utrż. Expl.
				Niedostateczne sprzężenie	Nadmierne sprzężenie	Złe rozmieszczenie kabli	Brak niektórych kabli	Kable w nieodpowiednich kanałach	Błędy w naciągu kabli	Pominięcie niektórych kabli	Uszkodzenia kabli	Skutki poślizgu kabli	Skutki zwiększonego tarcia	Zła iniekcja kanałów	Korozja	
A.	Przegląd projektu Przegląd dziennika budowy	1	N	+	+	+	-	-	-	-	-	-	x	-	-	
		1	N	-	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
B.	Oględziny konstrukcji	1	N	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	Odsłonięcie iniekcji	2	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Odsłonięcie kabli	3	W	-	-	-	+	+	+	+	+	+	x	+	+	
	Endoskopia	2	S	-	-	-	+	+	-	-	-	-	-	+	+	
	Radiografia	1	W	-	-	-	+	+	-	+	-	-	-	x	x	
	Ultradźwięki	1	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-	
	Pomiar obj. powietrza w kanałach	2	N	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-	
	Emisja akustyczna	1	S	-	-	-	x	-	-	x	x	-	-	x	x	
	Pomiar potencjału elektro-chem.	3	S	x	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	
	Pomiar poziomu sprężenia	3	W	-	-	-	-	-	-	-	x	x	x	-	x	
	Badania metalurgiczne	3	W	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	
C.	Wycinanie rdzeni betonowych	3	S	Ogólny obraz zachowania konstrukcji i cech betonu												
	Pomiar wartości reakcji	1	W													
	Próbnne badania statyczne	1	W													
	Próbnne badania dynamiczne	1	W													
A – metody analityczne 1 – metody nieniszczące N – niski koszt B – stosunkowo proste metody poligonowe 2 – metody częściowo niszczące S - średni koszt C – złożone metody 3 – metody niszczące W – wysoki koszt + metody przydatne; x metody średnio przydatne; - metody mało przydatne																

Tab. 2. Metody badania stanu kabli sprzężających w mostach betonowych [10].

Ostatnio zaczęto stosować i rozwijać nieco inny rodzaj analizy, należącej do owych „miękkich” metod – społeczną analizę cyklu życia (ang. *Life-Cycle Social Analysis - LCSA*), w której w sposób bez-

pośredni rozpatrywane są szeroko rozumiane społeczne skutki decyzji technicznych. Analiza ta wyizolowana jest z analiz ekonomicznych i środowiskowych, aby uzyskać wyraźny obraz wpływu inwestycji (budowy nowego lub remontu i modernizacji istniejącego obiektu) na społeczeństwo czyli tzw. stronę trzecią (ang. *third party*) [12]. Wiedza na ten temat jest jeszcze mało u nas rozpowszechniona wśród ekspertów mostowych.

5. UWAGI KOŃCOWE

Wyniki diagnostyki stanu technicznego mostów zależą od wielu czynników, z których na etapie eksploatacji obiektów należy ich utrzymanie. Utrzymanie jest czynnikiem zależnym wyłącznie od działalności człowieka i to bezpośrednio w sferze mostownictwa (por. tabela 1). Newralgicznymi elementami wpływającymi na trwałość i komfort, a z czasem nawet na bezpieczeństwo użytkowania konstrukcji mostowych, są elementy ich wyposażenia. Dlatego wymagają wysokiej jakości i szczególnej staranności w utrzymaniu. Analiza wyników punktowej oceny stanu mostów, przeprowadzanej zgodnie z [1] i [2] wskazuje, że najniższe oceny uzyskują przeważnie właśnie elementy wyposażenia. To ważna wskazówka. Rzeczoznawcy (eksperci) mostowi mają znacznie szersze niż dawniej zadania, wykraczające poza „twardą” wiedzę techniczną. Muszą oni obecnie znać także „miękkie” metody podejmowania decyzji, co wymaga odpowiedniego przygotowania.

Literatura

- [1] Instrukcja przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich, Załącznik do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 roku, Warszawa 2005.
- [2] Zasady stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich, Załącznik do Zarządzenia nr 64 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 13 listopada 2008 roku, Warszawa 2008.
- [3] Borończyk-Płaska G., Radomski W.: *Techniczne, ekonomiczne i estetyczne aspekty poszerzania mostów*, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, Nr 2, 2007, s. 5-17.
- [4] Rymśa J.: *Próbné obciążenie obiektów mostowych a obciążenie eksploatacyjne*, Inżynieria i Budownictwo, 1999, 10, s. 584-586.
- [5] Radomski W., Siwowski T.: *Ekspertyzy mostowe – praktyka i wyzwania*, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna, „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce - Cedzyna, 21-23 maja 2014, s. 34-53.
- [6] Ryżyński A.: *Trwałość techniczna i użytkowa mostów drogowych oraz jej prognozowanie*, Drogownictwo, 2005, 7-8, s. 195-198.
- [7] Zobel H., Alkhafaji T., Wróbel M.: *Określenie trwałości mostów drogowych*, Mosty, 2007, 2, s. 40-54.
- [8] Radomski W.: *Mosty – remontować i modernizować, czy rozbierać?*, XII „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań – Kiekrz, 11-12 czerwca 2002, s. 195-202.
- [9] Borończyk-Płaska G., Radomski W.: *Czas trwania remontu lub przebudowy mostu jako kategoria ekonomiczna*, XIII Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań – Kiekrz, 17-18 czerwca 2003, s. 17-24.
- [10] Radomski W.: *Przegląd metod sprawdzania stanu kabli sprężających w konstrukcjach mostowych*, Księga Konferencji „Problemy projektowania, budowy i utrzymania małych mostów”, Szklarska Poręba – Wrocław 1990, s. 170-177.
- [11] Ołazek P.: *Cyfrowe metody pomiarowe w zastosowaniu do badań mostów*, Komitet Inżynierii Lądowej Wodnej PAN, Studia z zakresu inżynierii, 2015, 86, s. 175.
- [12] Siwowski T.: *Algorytm wyboru technologii naprawy mostu według zasad zrównoważonego rozwoju*, Materiały Budowlane, 2013, 9, s. 36-40.

ROLE OF BRIDGE MAINTENANCE AND DIAGNOSIS IN THE PRACTICE OF BUILDING EXPERT



Marek IWAŃSKI¹

AWARIE I DIAGNOSTYKA NAWIERZCHNI DROGOWYCH

SŁOWA KLUCZOWE: uszkodzenia mrozowe, spękania odbite, diagnostyka, nawierzchnia

1. WSTĘP

Nawierzchnie drogowe ze względu na to, że są obiektami inżynierskimi liniowymi posadowionymi na podłożu gruntowym naturalnym lub sztucznym nie są zaliczane do obiektów katastroficznych. Co nie oznacza, że nie występują na nich awarie w czasie eksploatacji. Przy czym należy zaznaczyć, że innego typu awarie występują na nawierzchniach asfaltowych, a innego typu na nawierzchniach betonowych. W prezentowanym opracowaniu przedstawione zostaną najczęściej występujące awarie, a właściwie uszkodzenia nawierzchni asfaltowych, które wpływają na ograniczenie założonego na etapie projektowania okresu ich trwałości. Uszkodzenia na nawierzchniach asfaltowych można podzielić na dwie grupy w zależności od miejsca, w którym one powstają.

Do jednych z najbardziej uciążliwych uszkodzeń i jednocześnie do najtrudniejszych w naprawie, należy zaliczyć spękania poprzeczne, które są efektem uszkodzeń stabilizowanego podłoża, lub podbudowy. Występują one na całej szerokości jezdni z reguły w równych odstępach.

Natomiast do najczęściej występujących uszkodzeń powierzchniowych na nawierzchniach asfaltowych należy zaliczyć powstawanie deformacji trwałych popularnie nazywanych koleinami, utratę wodo- i mrozoodporności oraz szorstkości.

W celu oceny szkodliwości powstałych uszkodzeń na nawierzchniach asfaltowych zarówno nowych jak i modernizowanych stosowana jest odpowiednia ich diagnostyka. W zależności od rodzaju uszkodzenia można wyróżnić diagnostykę nawierzchni polegającą na ocenie właściwości materiałowych, która jest przeprowadzana w laboratorium oraz diagnostykę powierzchni nawierzchni, a właściwie warstwy ścieralnej, wykonywaną w warunkach rzeczywistych, na nawierzchni.

2. DIAGNOSTYKA SPEKAŃ POPRZECZNYCH NAWIERZCHNI

Konstrukcje nawierzchni asfaltowych wykonywane w latach 60-tych i 70-tych XX wieku zawierały w dolnych warstwach materiały na bazie cementu takie jak np. chudy beton czy też grunt stabilizowany cementem. Ze względu na brak doświadczenia, w tych czasach, związanego z oddziaływaniem cementu na konstrukcyjne materiały drogowe, spoiwo było stosowane w zawyżonej ilości. Panowało przekonanie, że im więcej cementu tym „mocniejsza” będzie warstwa konstrukcyjna. Konstrukcja nawierzchni

¹ dr hab. inż. Marek Iwański, prof. PŚk, m.iwanski@tu.kielce.pl, Politechnika Świętokrzyska, Wydział Bud. i Architektury

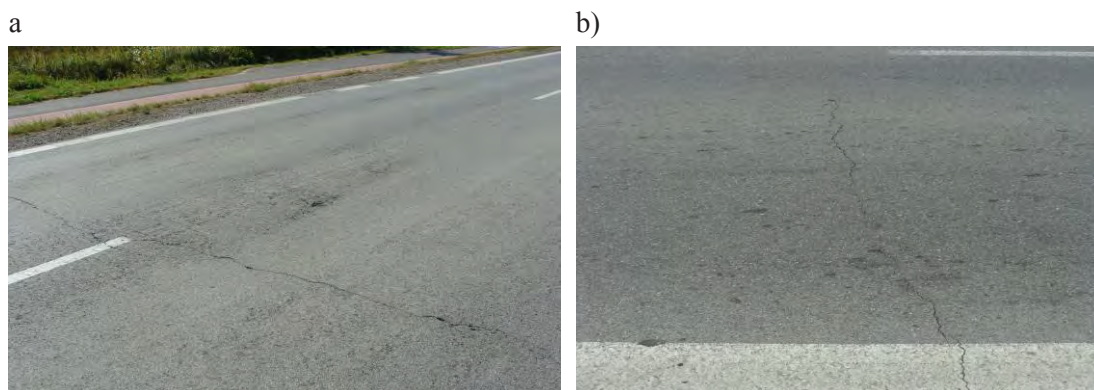
przeniesie większe obciążenie ruchem oraz będzie bardziej trwała. W wykonywanych warstwach nie stosowano również szczelin dylatacyjnych, które w przypadku prawidłowo wykonanego materiału nie są potrzebne. Niestety w konsekwencji dużej ilości cementu oraz tak przyjętych rozwiązań wykonawczych w dolnych warstwach konstrukcyjnych powstawały szczeliny, które przenosiły się przez warstwy asfaltowe aż na nawierzchnię – warstwę ścieralną, tworząc tzw. spękania odbite.

W czasie modernizacji konstrukcji nawierzchni, w celu poprawy jej nośności oraz likwidacji spękań dobotych, stosuje się recykling głęboki na zimno, który polega na sfrezowaniu warstw asfaltowych oraz podbudowy np. z chudego betonu lub gruntu stabilizowanego cementem i przemieszaniu tych materiałów. Następnie wykonuje się z nich warstwę podbudowy półsztywnej w technologii z emulsją asfaltową (M-M-C-E) [1] lub asfaltem spienionym (M-M-C-As) [2]. Prawidłowe wykonanie nowej recyklowanej podbudowy zapobiega powstawaniu spękań odbitych oraz poprawia nośność konstrukcji nawierzchni, która może przenieść większe obciążenie ruchem pojazdów.

2.1. Awaria miejskiego odcinka drogi krajowej

Po dwóch latach eksploatacji miejskiego odcinka dwujezdniowej drogi krajowej o długości 7,470 km, na warstwie ścieralnej pojawiać zaczęły się spękania, które inicjowały się od środka jezdni, a następnie rozwijały ku krawężnikom.

Wykonana w trzecim roku eksploatacji analiza spękań poprzecznych wykazała, że można je sklasyfikować do dwóch grup. Pierwszą grupę stanowiły spękania poprzeczne o rozwartości ponad 3,0 mm (rys. 1a). Natomiast do drugiej grupy zaliczono spękania niepełne oraz całkowite o rozwartości do 3,0 mm (rys. 1b).



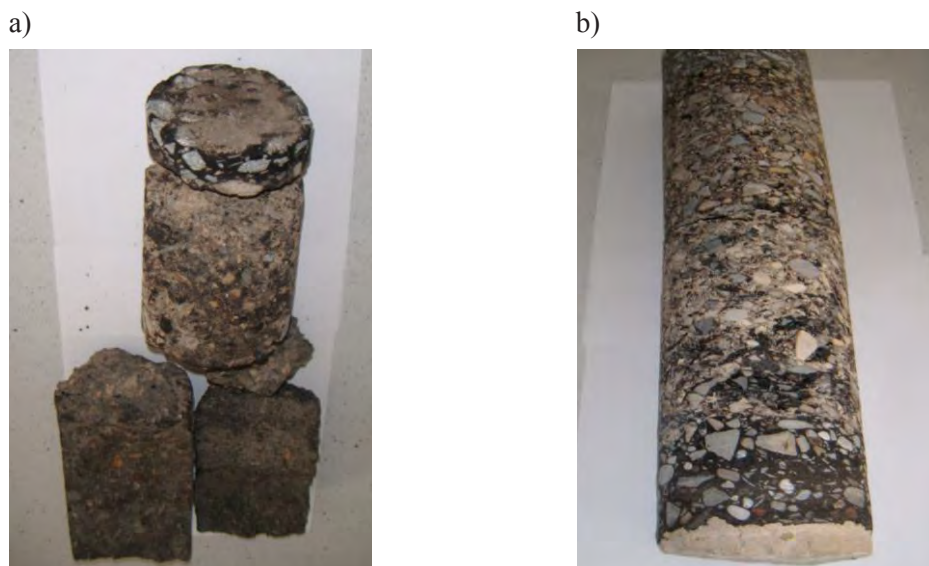
Rys. 1. Spękania poprzeczne na modernizowanej nawierzchni asfaltowej, a) spękanie z wykruszeniami mastyksu, b) spękanie nowopowstałe

Należy zaznaczyć, że na spękaniu szerokim można było zaobserwować wykruszenia mastyksu. W celu szczególnej identyfikacji uszkodzeń nawierzchni wykonywano odwierty i pobierano próby konstrukcji nawierzchni w miejscu powstania spękań oraz w miejscach o stanie dobrym (rys. 2).

Dokonując analizy pobranych prób z nawierzchni stwierdzono, że grubości nowo wykonanych warstw konstrukcyjnych odpowiadają założeniom projektu. Tym samym zachowana jest przyjęta na etapie projektowania nośność konstrukcji. Jednak należy zaznaczyć, że na modernizowanym odcinku drogi nie wykonano badań nośności nawierzchni przed przystąpieniem do jej modernizacji.

Szczegółowa analiza miejsc, w których wykonano odwierty, wykazała, że pozostawiono starą podbudowę wykonaną z piasku stabilizowanego cementem, której grubość była w zakresie od 15 do 17 cm. W miejscach występowania spękań na nawierzchni stwierdzono, że podbudowa z piasku stabilizowanego cementem jest również spękana. Wystąpiło zjawisko spękań odbitych. Powstałe spękania w warstwie podbudowy z piasku stabilizowanego cementem przenosiły się przez nowo wykonane warstwy konstrukcyjne na nawierzchnię (warstwę ścieralną). Wykonana nowo recyklowana podbudowa

z mieszanki M-C-E, będąca podbudową półsztywną przez pewien okres eksploatacji nawierzchni kumulowała powstanie spękań na nawierzchni, jednak po wyczerpaniu się jej zakresu wytrzymałości na pośrednie rozciąganie nastąpiło jej spękanie. Następnie przeniosło się przez asfaltową warstwę wiążącą na warstwę ścierną nawierzchni.



Rys. 2. Widok próbki pobranej z konstrukcji nawierzchni, a) w miejscu spękania, b) w miejscu bez spękania

Dokonana analiza uszkodzeń nawierzchni wykazała, że wszystkie występujące na nawierzchni (obu jezdni) spękania mają podparte krawędzie. Co wskazywało, że proces destrukcji materiałowej asfaltowych warstw konstrukcyjnych w obrębie spękania jeszcze się nie rozpoczął. Fakt ten w znacznym stopniu ułatwił przyjęcie technologii naprawy spękań nawierzchni. Zaproponowano, aby szczeliny zabezpieczyć za pomocą specjalnych wkładek z mieszanki asfaltowej, które pod ciśnieniem są montowane w odpowiednio przygotowanych spękaniach nawierzchni. Technologia zabezpieczenia spękań polegała na poszerzeniu szczeliny do szerokości około 20 mm, wykonaniu iniekcji z emulsji kationowej, a następnie montażu wkładki (taśmy) wykonanej z mieszanki asfaltowej.

Wypełnione szczeliny pomimo kilku lat eksploatacji nie wykazują żadnego rodzaju ubytków. Naprawa spękań zapewniła trwałość nawierzchni.

3. UTRATA ODPORNOŚCI NA ODDZIAŁYWANIE WODY I MROZU NA- WIERZCHNI

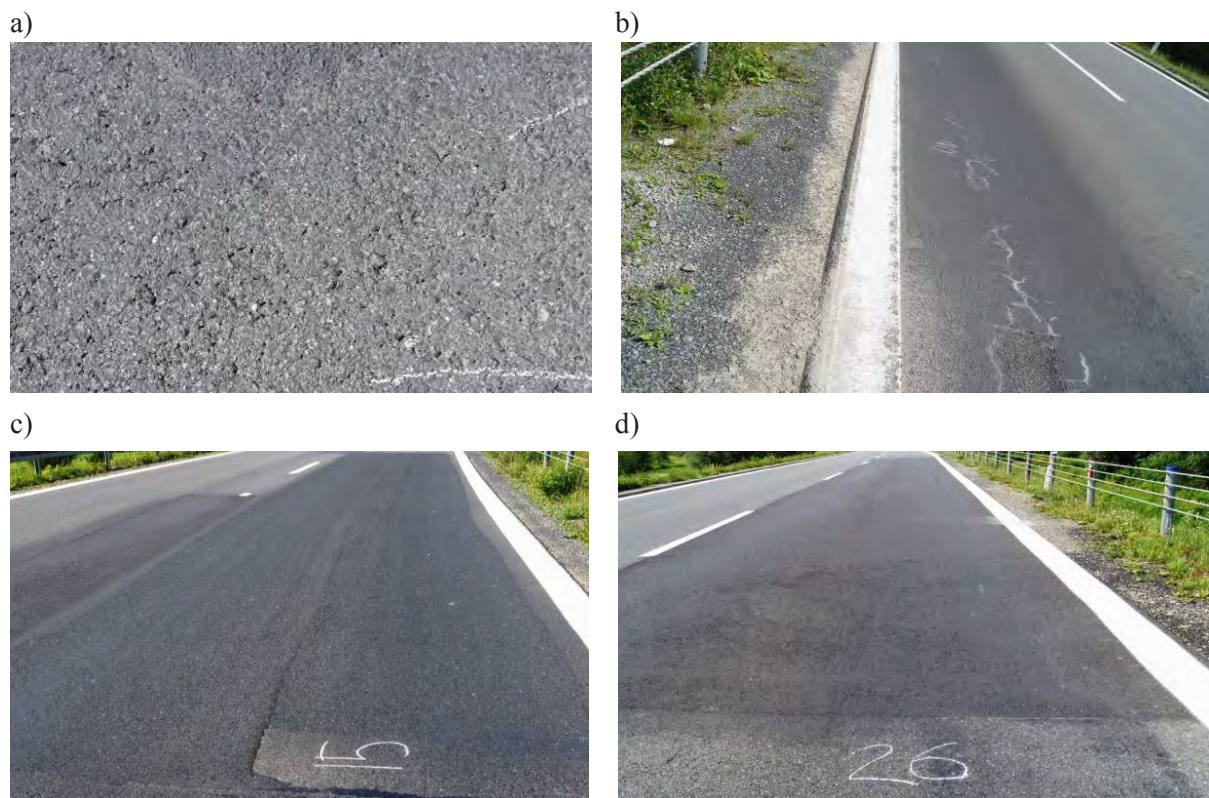
W okresie gwarancyjnym na powierzchni warstwy ścierną odcinka drogi jednojezdniowej dwupasowej o długości 1,3 km wykonanego na wysokim nasypie pojawiły się uszkodzenia polegające na wykruszeniu pojedynczych ziaren kruszywa oraz ubytki mastyksu. Uszkodzenia te rozwijały się z każdym rokiem eksploatacji. Wykonawca przedmiotowej nawierzchni wykonywał na bieżąco naprawy powierzchniowe uszkodzonej warstwy ścierną. Na zakończenie okresu gwarancyjnego inwestor postanowił dokonać oceny stanu nawierzchni, w celu określenia jej trwałości oraz przyczyn zaistniałej sytuacji.

W celu ustalenia powodów występujących uszkodzeń na powierzchni warstwy ścierną został opracowany plan badań, który zakładał wykonanie:

- szczegółowej inwentaryzacji uszkodzeń,
- oznaczenie grubości wbudowanych warstw asfaltowych oraz jakość ich wykonania,
- analizę mechanistyczną trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni.

3.1. Inwentaryzacja uszkodzeń

Inwentaryzację uszkodzeń wykonano dla każdego pasa ruchu nawierzchni. Dokonywano oceny makroskopowej powstałych uszkodzeń na nawierzchni oraz wykonywano ich dokumentację fotograficzną (rys. 3).



Rys. 3. Stan warstwy ścieralnej nawierzchni; a) widok uszkodzeń powierzchniowych, b) spękania i wysięk wody, c, d) naprawione powierzchnie

Na podstawie wykonanej inwentaryzacji stwierdzono występowanie 35 uszkodzeń o łącznej powierzchni 1178,7 m², co stanowi 13% całkowitej powierzchni analizowanego odcinka drogi. Uszkodzenia występują przede wszystkim w postaci rozbudowanej tekstury nawierzchni, łat o dużej powierzchni (wykonanych na zdegradowanej powierzchni warstwy ścieralnej) oraz pęknięciach siatkowych z wysiękami wody, które świadczą o utracie nośności konstrukcji i zaleganiu wody w głębszych warstwach.

Dodatkowo szczególną uwagę należy zwrócić na zakres powierzchni uszkodzeń na poszczególnych hektometrach drogi. W siedmiu przypadkach powierzchnia uszkodzeń na danym hektometrze stanowi więcej niż 20%, a charakter uszkodzeń odpowiada spękanom zmęczeniowym, co może świadczyć o utracie nośności konstrukcji nawierzchni [3]. Większą powierzchnię uszkodzeń stwierdzono na stronie lewej, która jest równa 839,4 m². Jedynie w dwóch hektometrach nie stwierdzono żadnych napraw nawierzchni.

3.2. Oznaczenie grubości wbudowanych warstw asfaltowych

Podstawowym elementem poprawności wykonanej nawierzchni była ocena grubości wbudowanych konstrukcyjnych warstw asfaltowych. W tym celu wykonanych zostało 12 odwiertów w miejscach wskazujących największy stopień destrukcji warstwy ścieralnej nawierzchni (tabela 1).

Uzyskane grubości warstw konstrukcyjnych w znacznym stopniu odbiegają od wymaganych minimalnych grubości założonych na etapie projektowania. Zakładając dopuszczalną tolerancję, dla pojedynczych pomiarów jedynie w warstwie ścieralnej wszystkie zbadane próby spełniają dopuszczalną odchyłkę. Natomiast dokonując analizy grubości całego pakietu warstw asfaltowych, zgodnie z zapisami Szczegółowej Specyfikacji Technicznej dopuszczalne jest odchylenie grubości pojedynczych warstw o $\pm 10\%$ oraz wymagane jest zachowanie grubości pełnego pakietu warstw asfaltowych.

Lp.	Nr próby / strona	Rodzaj warstwy			Σ [mm]
		ścieralna	wiążąca	podbudowa	
1	I - str. P	<u>46</u>	<u>57</u>	<u>55</u>	158
2	II - str. L	<u>43</u>	<u>52</u>	<u>88</u>	183
3	II/A - str. L	<u>41</u>	<u>53</u>	<u>84</u>	178
4	III - str. L	<u>43</u>	<u>53</u>	<u>80</u>	176
5	III/A - str. L	<u>40</u>	<u>55</u>	<u>82</u>	177
6	IV - str. P	<u>43</u>	<u>51</u>	<u>79</u>	173
7	V - str. L	<u>47</u>	<u>57</u>	<u>59</u>	163
8	VI - str. P	<u>46</u>	<u>59</u>	<u>67</u>	172
9	VII - str. L	<u>38</u>	<u>60</u>	<u>70</u>	168
10	VII/A - str. P	<u>40</u>	<u>57</u>	<u>65</u>	162
11	VIII - str. P	<u>45</u>	<u>51</u>	<u>44</u>	140
12	IX - str. L	<u>41</u>	<u>49</u>	<u>52</u>	142
Wymaganie		40	60	80	180
Tolerancja		$\pm 10\%$	$\pm 10\%$	$\pm 10\%$	180

Tab. 1. Zestawienie pomierzonych grubości warstw konstrukcyjnych nawierzchni

W odniesieniu do warunku minimalnej grubości warstw asfaltowych równego 18 cm należy stwierdzić, że jedynie odwiert nr 2 spełnia kryterium. Natomiast pozostałe próby charakteryzują się zaniżoną grubością przy minimalnej wartości równej 14 cm dla próby nr 11.

Dodatkowo stwierdzono, że w miejscach w których występują największe uszkodzenia warstwy asfaltowe nie są ze sobą połączone, co wpływa w sposób negatywny na nośność konstrukcji nawierzchni.

3.3. Oznaczenie składu wbudowanych materiałów asfaltowych warstw konstrukcyjnych

W celu oceny jakości wbudowywanej mieszanki mineralno-asfaltowej wykonano oznaczenie zawartości lepiszcza rozpuszczalnego oraz składu ziarnowego mieszanek mineralno-asfaltowych. Odchylenia od składu projektowanej krzywej uziarnienia mieszanki mineralno-asfaltowej poddano ocenie w odniesieniu do wymagań przytoczonych w wytycznych WT-2 2008 [4]. Zgodnie z zapisami wytycznych WT-2 z 2008 ocenie poddano wartość średniej arytmetycznej uzyskanej z wytypowanych trzech próbek dla każdej analizowanej warstwy konstrukcyjnej.

Na podstawie uzyskanych wyników badań określenia zawartości asfaltu rozpuszczalnego oraz składu ziarnowego badanych mieszanek mineralno-asfaltowych można stwierdzić, że uzyskane krzywe uziarnienia ze średniej arytmetycznej nie odbiegają od projektowanych krzywych uziarnienia mieszanek mineralno-asfaltowych. W przypadku warstwy ścieralnej skład wbudowanej mieszanki mineralno-asfaltowej jest całkowicie zgodny, w granicach dopuszczalnych odchyłek, z projektowaną krzywą MMA. Natomiast w przypadku warstwy wiążącej występują niewielkie przekroczenia na sicie 11,2 mm w ilości 7,1% od projektowanej mieszanki mineralno-asfaltowej. W przypadku uwzględnienia dopuszczalnej odchyłki jest to wartość 2,1%.

3.4. Oznaczenie wolnej przestrzeni

Kolejny etap badań obejmował określenie zawartości wolnej przestrzeni mieszanek mineralno-asfaltowych. Do zobrazowania zmian zawartości wolnej przestrzeni wykorzystano próby wytypowane jako minimalne, maksymalne i średnie (na podstawie gęstości) ze wszystkich zbadanych prób danej warstwy konstrukcyjnej. Wybór ten pozwoli na zminimalizowanie ilości badań przy zachowaniu jednorodności badanych prób. Co zostało potwierdzone badaniem ekstrakcji na podstawie, której możemy stwierdzić, że wszystkie próby (wytypowane) charakteryzują się zbliżonym składem MMA. Rezultaty przedstawiono w tabelach 2–4.

Nr próby	w-wa	ρ_{mv} [Mg/m ³]	ρ_{bssd} [Mg/m ³]	V_m [%]	Wymaganie V_m [%]
II	Ś	2,568	2,400	6,5	2,0 - 5,0
III	Ś	2,583	2,340	9,4	
VIII	Ś	2,522	2,448	2,9	

Tab. 2. Wyniki gęstości oraz zawartości wolnej przestrzeni dla w-wy ścieralnej

Nr próby	w-wa	ρ_{mv} [Mg/m ³]	ρ_{bssd} [Mg/m ³]	V_m [%]	Wymaganie V_m [%]
II	W	2,601	2,380	8,5	3,0 - 7,0
III/A	W	2,646	2,425	8,4	
VII	W	2,633	2,468	6,3	

Tab. 3. Wyniki gęstości oraz zawartości wolnej przestrzeni dla w-wy wiążącej

Nr próby	w-wa	ρ_{mv} [Mg/m ³]	ρ_{bssd} [Mg/m ³]	V_m [%]	Wymaganie V_m [%]
I	P	2,640	2,444	7,0	3,0 - 10,0
IIIA	P	2,603	2,472	5,0	
VIII	P	2,598	2,507	3,5	

Tab. 4. Wyniki gęstości oraz zawartości wolnej przestrzeni dla w-wy podbudowy

Na podstawie uzyskanych wyników badań zawartości wolnej przestrzeni można stwierdzić, że jedynie w warstwach podbudowy we wszystkich zbadanych próbach występuje wymagana zawartość wolnej przestrzeni. Pozostałe warstwy, charakteryzują się zawyżoną zawartością wolnej przestrzeni.

3.5. Określenie odporności na działanie wody i mrozu MMA (ITSR)

W celu oceny odporności na działanie wody i mrozu wykonano aktualnie obowiązującą procedurę opisaną w WT-2 2010 [5]. Do oceny wskaźnika odporności na działanie wody i mrozu wykorzystano próby, których średnia gęstość objętościowa nie różniła się więcej niż 15 kg/m³. Badanie miało charakter pogładowy. Proces pielęgnacji próbek poddanych nasączeniu wodą, a następnie zamrażanych wykonano za pomocą automatycznej komory do zamrażania.

Uzyskane wyniki badań odporności na działanie wody i mrozu pobranych materiałów warstw konstrukcyjnych nawierzchni przedstawiono w tablicach 5–7.

ITS	Nr próbki	warstwa	ρ_{bssd} [Mg/m ³]	h [mm]	ITS	ITSR
ITS _{DRY}	I	Ś	2,343	44,7	1128,2	94,7
	II	Ś	2,400	45,3		
	V	Ś	2,420	43,0		
ITS _{WET}	IV	Ś	2,403	44,0	1067,9	
	VI	Ś	2,434	47,3		
	VII	Ś	2,394	37,0		

Tab. 5. Wyniki odporności na działanie wody i mrozu ITSR dla warstwy ścieralnej

ITS	Nr próbki	warstwa	ρ_{bssd} [Mg/m ³]	h [mm]	ITS	ITSR
ITS _{DRY}	I	W	2,446	57,0	996,7	57,6
	VI	W	2,412	56,0		
	IX	W	2,403	50,7		
ITS _{WET}	III	W	2,442	55,7	574,0	
	IV	W	2,414	61,0		
	V	W	2,403	60,0		

Tab. 6. Wyniki odporności na działanie wody i mrozu ITSR dla warstwy wiążącej

ITS	Nr próbki	warstwa	ρ_{bssd} [Mg/m ³]	h [mm]	ITS	ITSR
ITS _{DRY}	II	P	2,463	92,0	861,6	90,7
	II/A	P	2,482	92,3		
	V	P	2,458	60,3		
ITS _{WET}	IV	P	2,483	81,7	781,8	
	VII	P	2,449	69,0		
	IX	P	2,467	54,0		

Tab. 7. Wyniki odporności na działanie wody i mrozu ITSR dla warstwy podbudowy

Uzyskane wyniki badań wykazują, że mieszanka mineralno-asfaltowa wbudowana w warstwę wiążącą, charakteryzuje się najniższą odpornością na działanie wody i mrozu. W porównaniu do warstwy ścieralnej, która narażona jest na bezpośrednie oddziaływanie czynników atmosferycznych, warstwa wiążąca charakteryzuje się dużo niższym wskaźnikiem ITSR. Może to być spowodowane zbyt wysoką zawartością wolnej przestrzeni w stosunku do ilości asfaltu w składzie MMA. Warstwa ścieralna charakteryzuje się tak, jak warstwa wiążąca zawyżoną zawartością wolnej przestrzeni, natomiast w jej składzie, asfalt stanowi 5,9% (v/v) MMA, co pozwala na zabezpieczenie jej przed negatywnym oddziaływaniem wody i mrozu.

3.6. Badanie modułu sztywności asfaltowych materiałów warstw konstrukcyjnych

Wyniki analizy wyężenia nawierzchni przeprowadzonych przy pomocy oznaczeń modułów sztywności oraz pomiarów ugięć sprężystych nawierzchni wskazują na zróżnicowanie nośności na-

wierzchni w postaci dwóch odcinków. Obliczenia numeryczne, wykonane na podstawie modułów sztywności warstw w temperaturze $+23^{\circ}\text{C}$, w takich samych jak pomiar ugięć sprężystych, wykazały niedostateczną nośność podłoża pod warstwami asfaltowymi. Uzyskany wynik aproksymacji modułu zastępczego warstw podłoża nasypu jest niewystarczający na odcinku I i wynosi odpowiednio dla jezdni lewej $E_o = 101 \text{ MPa}$ i dla jezdni prawej $E_o = 118 \text{ MPa}$. W związku z tym, jest to wartość bliska (jezdni prawa) oraz znacznie poniżej (jezdni lewa) w stosunku do wartości przyjętych do określania konstrukcji typowych według zapisów zawartych w Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. [6] w myśl którego, nośność podłoża pod konstrukcją drogi dla ruchu wyższego niż KR2 powinna wynosić $E_o > 120 \text{ MPa}$. Ponadto wartości modułów sztywności w okresie lata powinny być dla warstw asfaltowych w przedziale od 2800 MPa do 3000 MPa. Uzyskane wartości szczególnie dla jezdni lewej odcinka I są w większości przypadków niewystarczające. W związku z tym, przy interakcji dużej podatności podłoża oraz niskiej sztywności pakietu warstw asfaltowych istnieje duże prawdopodobieństwo wystąpienia spękań siatkowych i lokalnych odkształceń dużej powierzchni nasypu jak i również nawierzchni asfaltowej. Taki stan rzeczy został zaobserwowany na ocenianym odcinku drogi analizując materiał pochodzący z inwentaryzacji uszkodzeń. Na odcinku II dla obu jezdni poziom nośności nasypu okazał się dostateczny i występujące uszkodzenia mogą być spowodowane poprzez niedostateczną grubość pakietu warstw asfaltowych oraz wpływ dużej porowatości warstwy wiążącej, która w nawierzchni poddana jest największym naprężeniom rozciągającym.

W związku z powyższym należy dokonać redukcji wymiaru problemu do oceny trwałości zmęczeniowej warstw na odcinku I. Jest to odcinek newralgiczny rzutujący globalnie na trwałość konstrukcji drogi i może wyjaśniać przyszłe uszkodzenia na pozostałych odcinkach.

Dokonana analiza zarówno kryterium zmęczeniowego warstw asfaltowych jak i również deformacji podłoża gruntowego pozwala stwierdzić, że nie odpowiada warunkom jakie musi spełnić konstrukcja drogi obciążona ruchem KR4. W związku z tym można zaobserwować liczne spękania zmęczeniowe oraz łaty, których w założeniu modelu, w sytuacji utraty trwałości zmęczeniowej, może być więcej niż 20%. Ponadto efekt nadmiernej deformacji podłoża gruntowego rzutuje, na podstawie inwentaryzacji uszkodzeń drogi, na odkształcenie dużej powierzchni konstrukcji drogi w stosunku do projektowanej jej niwelety.

Reasumując, z uwagi na fakt dużej porowatości warstwy wiążącej wynikającej z niskiego poziomu zagęszczenia, jako wariant naprawy przyjęto rozwiązanie polegające na sfrezowaniu warstwy ścieralnej oraz wiążącej. Następnie zaleca się ułożenie warstwy geosyntetyku o wysokim module sztywności na odcinku I oraz wykonanie warstw asfaltowych o wymaganych parametrach i zgodnej ze specyfikacją grubości. Efekt geosyntetyku będzie ujawniony w momencie utraty sztywności warstw nawierzchni oraz spowoduje usztywnienie konstrukcji drogi rozkładając deformacje podłoża na większą powierzchnię. Tym samym nastąpi redukcja naprężeń jednostkowych przekazywanych na konstrukcję nasypu. Na odcinku II drogi rekomendowano wariant polegający na sfrezowaniu warstwy wiążącej oraz ścieralnej i ponowne ich wykonanie przy zachowaniu parametrów zgodnych ze specyfikacją co do uzyskanego zagęszczenia oraz grubości pakietu warstw asfaltowych.

4. PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonej diagnostyki powstałych uszkodzeń nawierzchni można sformułować następujące wnioski:

- poprawne zaprojektowanie warstw konstrukcyjnych modernizowanej nawierzchni możliwe jest tylko przy prawidłowym rozpoznaniu grubości i jakości istniejących warstw konstrukcyjnych,
- pozostawienie dolnych warstw konstrukcyjnych związanych cementem spowoduje powstanie spękań odbitych na modernizowanej nawierzchni,
- zastosowanie nowoczesnego sprzętu laboratoryjnego pozwala na prawidłową diagnostykę w zakresie jakości wbudowanych materiałów konstrukcyjnych oraz pozwala na określenie ich prawidłowej pracy w aspekcie eksploatacji nawierzchni.

Literatura

- [1] „Warunki techniczne wykonania warstw podbudowy z mieszanki mineralno- cementowo-emulsyjnej (MCE)” IBDiM,. Zeszyt 61, Warszawa 1999.
- [2] Iwański M.: *Podbudowa z asfaltem spienionym*. Drogownictwo 3, 2006, s. 97-106.
- [3] Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych. GDDKiA.
- [4] WT2 2008. Wytyczne Techniczne 2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych. GDDKiA, 2008.
- [5] WT2 20108. Wytyczne Techniczne 2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. GDDKiA, 2010.
- [6] Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.



Stanisław GACA¹, Marian TRACZ²

DIAGNOSTYKA DRÓG POD KĄTEM BEZPIECZEŃSTWA RUCHU

SŁOWA KLUCZOWE: bezpieczeństwo ruchu drogowego, inspekcja dróg, audyt bezpieczeństwa ruchu

1. WPROWADZENIE

Pomimo znacznej poprawy bezpieczeństwa ruchu (brd) w całej Europie, w tym także w Polsce, nieustannie są prowadzone prace nad doskonaleniem rozwiązań geometrycznych infrastruktury drogowej, wprowadzaniem nowych technologii nawierzchni, technik oznakowania dróg i sterowania ruchem, a także nad ulepszaniem przepisów i nadzoru nad ruchem. Podstawą wszelkich działań w celu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego, tj. obejmujących zarówno zmiany ukierunkowane na poprawę infrastruktury drogowej, jak i systemowe działania zmierzające do kształtowania pożądanych zmian zachowań użytkowników dróg, a także dotyczących prac w zakresie poprawy konstrukcji pojazdów są analizy stanu bezpieczeństwa ruchu.

Analizy brd są wykonywane zarówno w odniesieniu do sieci dróg, wydzielonych ciągów drogowych, jak i w odniesieniu do zidentyfikowanych jako niebezpieczne odcinków dróg, skrzyżowań, węzłów, przejść dla pieszych lub innych elementów dróg. W poprawnych diagnozach brd dużą rolę odgrywa wiedza o zachowaniach użytkowników dróg (np. nadmierna prędkość, czynnik alkoholu) oraz o interakcjach pomiędzy tymi zachowaniami i rozwiązaniami infrastrukturalnymi w określonych sytuacjach drogowych. Tego typu analizy są jednym z elementów szerszego zbioru działań mieszczących się w pojęciu zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej obejmującym procedury identyfikacji zagrożeń na etapach planowania, projektowania, budowy i użytkowaniu dróg. Listę takich narzędzi zawiera Dyrektywa UE 2008/96/WE w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej [1]. Schematycznie narzędzia te wraz z ich powiązaniem z różnymi fazami procesu inwestycyjnego i eksploatacji dróg pokazano na rys. 1.

W opisywanym zarządzaniu i diagnozach wyróżnia się:

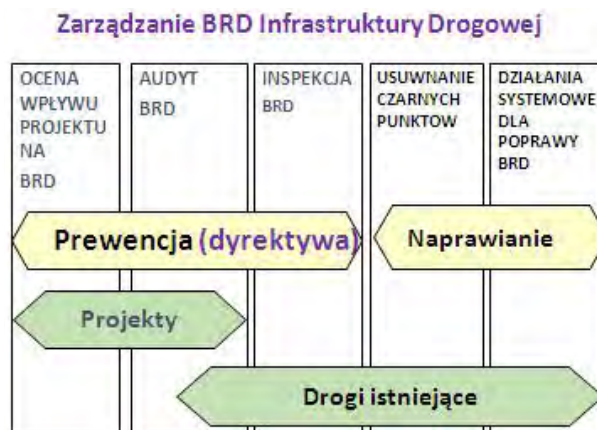
- a) w odniesieniu do planów i projektów infrastruktury drogowej
 - oceny wpływu planowanych dróg na brd mające charakter oceny efektywności danej inwestycji pod względem brd,
 - audyty brd obejmujące ocenę drogi pod względem brd w stadiach planowania i projektowania oraz w chwili oddania obiektu drogowego do ruchu i po rocznym okresie jego użytkowania,

¹ prof. dr hab. inż. Stanisław Gaca, sgaca@pk.edu.pl – Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

² prof. dr hab. inż. Marian Tracz, mtracz@pk.edu.pl – Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

b) w odniesieniu do istniejącej infrastruktury drogowej

- kontrole stanu brd zwane także inspekcjami wykonywane w trakcie eksploatacji drogi, a obejmujące przeglądy dróg w celu identyfikacji usterek rozwiązań drogowych i braków w wyposażeniu dróg wpływających niekorzystnie na stan brd,
- analizy zdarzeń drogowych w celu klasyfikacji odcinków niebezpiecznych i identyfikacji tzw. czarnych punktów tj. miejsc o szczególnie wysokim zagrożeniu wypadkowym,
- wdrażanie działań naprawczych w sieci dróg na podstawie wykonanych diagnoz.



Rys. 1. Schemat działań diagnostycznych związanych z zarządzaniem bezpieczeństwem infrastruktury drogowej

Pierwsze z trzech powyżej wymienionych działań mają charakter prewencyjny i ich istota polega na eliminacji potencjalnych zagrożeń brd już w trakcie planowania i projektowania dróg (ocena brd, audyt brd) oraz w czasie eksploatacji drogi (inspekcje brd). Obowiązek ich wykonywania dotyczy wprawdzie dróg będących elementami transeuropejskiej sieci drogowej (w Polsce ok. 4.5 tys. km dróg krajowych), ale są to procedury zalecane do stosowania także w odniesieniu do pozostałej części sieci drogowej.

Zarządzanie brd w sieci zawiera także systemowe działania naprawcze wprowadzane na całych ciągach dróg lub ich części (np. budowa chodników), bądź w określonych punktach np. na skrzyżowaniach, przejściach dla pieszych, przystankach autobusowych, łukach poziomych i pionowych.

Wybrane problemy z zakresu praktycznego stosowania wybranych procedur diagnostyki dróg pod kątem bezpieczeństwa ruchu są opisane w dalszej części referatu.

2. OCENA WPŁYWU PLANOWANEJ DROGI NA BEZPIECZEŃSTWO RUCHU DROGOWEGO

Projektowanie nowych ciągów dróg lub odcinków uzupełniających istniejącą sieć dróg z reguły powiązane jest z projektowaniem wariantowym i poszukiwaniem wariantu w najlepszym stopniu spełniającego określone kryteria. Kryteriami tymi mogą być np. spełnienie zakładanych celów społeczno-gospodarczych, sprawność ruchu, minimalizacja niekorzystnych oddziaływań na środowisko, minimalizacja kosztów oraz bezpieczeństwo ruchu. Analiza wariantowych rozwiązań projektów dróg jest powszechnie stosowaną procedurą, lecz dopiero od niewielu lat w tej procedurze jako równorzędne z aspektami środowiskowymi, technicznymi i ekonomicznymi traktuje się kryterium bezpieczeństwa ruchu [1, 2, 3].

Praktyczną realizacją oceny wpływu planowanej drogi na brd jest wdrożenie takiej oceny w odniesieniu do sieci dróg krajowych. W metodzie oceny rekomendowanej przez GDDKiA [3] jako główny i pośrednie cele wykonywania przedmiotowej oceny wymieniono:

- określenie wpływu wariantów planowanej drogi na bezpieczeństwo ruchu drogowego w sieci dróg publicznych znajdujących się w obszarze wpływu planowanej drogi oraz wskazanie wariantów

- dopuszczalnych pod względem bezpieczeństwa ruchu drogowego;
- identyfikacja i odrzucenie z dalszych stadiów projektowych wariantów planowanej drogi nie spełniających podstawowych standardów bezpieczeństwa ruchu drogowego;
- określenie wpływu planowanej drogi na wielkość strat społecznych (liczba wypadków i liczba ofiar wypadków drogowych) i straty ekonomiczne (koszty wypadków drogowych) w przyjętym obszarze wpływu planowanej drogi;
- dostarczenie danych o bezpieczeństwie ruchu drogowego do ocen wpływu planowanej drogi na środowisko i wskaźniki ekonomiczne.

Ocenę wpływu projektowanej drogi na brd przeprowadza się na etapie jej planowania, przed wszczęciem postępowania w sprawie decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach. Należy podkreślić, że przedmiotem oceny jest łącznie projektowany odcinek lub ciąg drogowy wraz z siecią współpracującą z projektowaną drogą. Konieczność takiego sposobu oceny wynika z wpływu projektowanych nowych lub przebudowy istniejących odcinków dróg na rozkład ruchu w przylegającej sieci dróg.

Należy podkreślić, że w porównaniach wariantów wyznacza się określone wskaźniki opisu bezpieczeństwa ruchu odrębnie w odniesieniu do projektowanych odcinków dróg oraz wskaźniki odnoszące się do całej współpracującej sieci dróg. Wyodrębnienie z analiz sieciowych projektowanych odcinków dróg służy ich indywidualnej ocenie w aspekcie spełnienia przez te odcinki podstawowych standardów bezpieczeństwa ruchu. Umożliwia to przy porównaniach rozwiązań wariantowych odrzucenie rozwiązań niespełniających takich wymagań, niezależnie od wyniku oszacowania wskaźników oceny sieci dróg współpracujących z analizowaną.

Procedura oceny wpływu projektowanej drogi na brd składa się z następujących etapów [3]:

- etap I – analizy przygotowawcze obejmujące określenie sieci dróg współpracujących z drogą projektowaną wraz z zebraniem szczegółowych danych o: charakterystykach dróg tworzących analizowaną sieć oraz dróg projektowanych; natężeniach i strukturze ruchu drogowego w stanie istniejącym i w kolejnych latach prognozy; zdarzeniach drogowych rejestrowanych na istniejącej sieci. Na tym etapie analiz ustala się również okres analiz stanu istniejącego (zwykle 3 lata) i **prognozowanego** (zwykle 20 lat);
- etap II - analiza istniejącego stanu brd na sieci dróg w obszarze wpływu obejmująca: oszacowanie wskaźników wypadkowych; wyznaczenie kosztów wypadków; wyznaczenie miejsc koncentracji wypadków i określenie głównych problemów brd;
- etap III - analiza prognozowanego stanu brd na planowanej drodze. Na podstawie danych o **geometrycznych** charakterystykach drogi, o zagospodarowaniu otoczenia oraz o prognozowanym ruchu oblicza się dla każdego kolejnego roku prognozy wartości miar oceny brd na **każdym** **jednorodnym** odcinku drogi. W opisywanej metodzie do opisu brd przyjęto miary ryzyka społecznego, tj.: gęstość wypadków, gęstość ofiar rannych i gęstość ofiar śmiertelnych (liczba wypadków lub ofiar przypadająca na 1 km drogi w ciągu roku). Takie obliczenia wykonuje się dla każdego z wariantów. W kolejnym kroku analiz dla każdego odcinka wybiera się trzyletni okres, w którym występuje maksymalna trzyletnia suma przyjętych miar ryzyka społecznego. Wartości tych sum są podstawą jakościowej klasyfikacji ryzyka (przyjęto 5 klas ryzyka: bardzo małe, małe, średnie, duże, bardzo duże). Oszacowana klasa ryzyka służy ocenie dopuszczalności funkcjonowania planowanej drogi;
- etap IV - analiza prognozowanego stanu brd w sieci dróg w obszarze wpływu planowanej drogi. W tym etapie analizy szacowane są miary ryzyka społecznego takie same jak w etapie III oraz dodatkowo prognozowane są koszty wypadków dla sieci dróg w obszarze wpływu planowanej drogi w przypadku wariantu bezinwestycyjnego (niezależnie od klasy ryzyka) i wariantów inwestycyjnych, które w etapie III zostały zakwalifikowane do dopuszczalnych klas ryzyka. Podobnie, jak w etapie III wszystkie miary oceny brd oblicza się dla kolejnych lat prognozy ruchu na jednorodnych odcinkach dróg, a wynikiem końcowym oszacowania poszczególnych miar jest ich suma ze wszystkich odcinków jednorodnych w kolejnych latach prognozy. Takie sumy wyznaczane są w odniesieniu do wszystkich analizowanych wariantów. Oszacowanie kosztów wypadków wykonuje się odrębnie dla kolejnych lat prognozy, gdyż jednostkowe koszty strat materialnych, koszty ofiar rannych w wypadkach i koszty ofiar śmiertelnych są zmienne w czasie;

- etap V - ocena brd zorientowana na pokazanie skali zróżnicowania ocen pomiędzy analizowanymi wariantami planowanej drogi i powodowanych zmian w sieci drogowej. Miarą oceny jest redukcja liczby wypadków oraz ich ofiar a także redukcja kosztów wypadków, rozumiane jako różnica wartości wymienionych wskaźników pomiędzy wariantem uzyskującym najgorsze oceny i pozostałymi wariantami. W tym etapie oceny wprowadzone zostało także porównanie wariantów z wykorzystaniem kryterium punktowego. Punkty przydziela się następująco: 0 punktów otrzymuje wariant o najmniejszej redukcji liczby wypadków, liczby ofiar rannych, liczby ofiar śmiertelnych i kosztów wypadków drogowych (tj. wariant najgorszy z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego); 100 punktów otrzymuje wariant o największej redukcji liczb wypadków, liczb ofiar rannych, liczb ofiar śmiertelnych i kosztów wypadków drogowych (tj. wariant najlepszy z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego); pozostałe warianty otrzymują liczbę punktów proporcjonalną do oszacowanych wartości redukcji liczby wypadków, liczby ofiar rannych, liczby ofiar śmiertelnych i kosztów wypadków drogowych. Przed końcowym porównaniem wariantów dla każdego z nich wyznacza się średnią ważoną liczbę punktów z miar wypadkowych (waga 0,1 w przypadku liczby wypadków, waga 0,3 w przypadku liczb ofiar rannych i 0,6 w przypadku liczb ofiar śmiertelnych) oraz oblicza się liczbę tzw. punktów zintegrowanych, będących średnią arytmetyczną z ważonych punktów miar wypadkowych i punktów przypisanych do kosztów wypadków. Na podstawie uzyskanych wartości punktów zintegrowanych tworzy się listę rankingową ocenianych wariantów projektowanych odcinków dróg.

Dzięki przeprowadzeniu powyżej opisanej procedury oceny wpływu projektowanej drogi na brd uzyskuje się możliwość wyboru wariantu najlepiej spełniającego wymagania bezpieczeństwa ruchu drogowego i minimalizującego społeczne koszty wypadków.

3. AUDYT BEZPIECZEŃSTWA RUCHU DROGOWEGO

Audyt bezpieczeństwa ruchu jest zgodnie z definicją zawartą w Dyrektywie [1, 3] niezależną szczegółową, systematyczną i techniczną kontrolą pod względem bezpieczeństwa cech konstrukcyjnych projektu infrastruktury drogowej. Jest formą sprawdzania projektu we wszystkich stadiach projektowych oraz faz przed oddaniem drogi do ruchu i w okresie początkowego użytkowania drogi. Audytorzy brd sprawdzają wszystkie branże projektu pod kątem ryzyka wystąpienia zagrożenia wypadkowego wobec wszystkich uczestników ruchu drogowego po oddaniu obiektu drogowego do użytkowania. Audyt jest wykonywany po zakończeniu każdego ze stadiów projektowania i w początkowym stadium eksploatacji, a jego wyniki są dokumentowane raportem.

Głównym celem audytu brd jest zapewnienie bezpieczeństwa ruchu drogowego poprzez usuwanie z projektów infrastruktury drogowej potencjalnych przyczyn zdarzeń drogowych zależnych od drogi, jej otoczenia oraz od organizacji ruchu, a także zmniejszenie liczby, skutków i kosztów wypadków drogowych. Ponadto celem audytu jest zmniejszenie kosztów związanych z korektą ewentualnych, niebezpiecznych dla ruchu drogowego rozwiązań projektowych. Błędy eliminuje się m.in. dzięki kompleksowemu, wielopłaszczyznowemu i wieloaspektowemu sprawdzeniu, czy w dokumentacji poszczególnych branż nie zastosowano rozwiązań, które oceniane oddzielnie w ramach każdej branży wydają się być bezpieczne, ale w zestawieniu z rozwiązaniami innych branż stanowić mogą zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu drogowego. Celem audytu jest także zwiększenie uwagi na stosowanie bezpiecznych rozwiązań przez wszystkich uczestniczących w procesie planowania, projektowania, budowania i utrzymania dróg.

Skąd wynika potrzeba stosowania audytu w procesie inwestycyjnym w drogownictwie? Inżynierowie projektanci odcinka drogi/ulicy, skrzyżowania lub innego obiektu drogowego, w niewielkim stopniu biorą pod uwagę wpływ rozwiązania projektowego na poziom brd po jego realizacji pomimo, że zależy im na zapewnieniu bezpieczeństwa projektowanych rozwiązań. Są oni na ogół przekonani, że projektując zgodnie z wymaganiami obowiązujących przepisów projektowania, które jednak nie obejmują wszystkich zasad, czynią zadość wymogom brd. Pomimo projektowania zgodnego z przepisami

nierzadko nowe realizacje wpisują się szybko na listę tzw. „czarnych punktów”. Czy przyczyną jest tylko praktyczny brak merytorycznej weryfikacji projektów wykonanych przez niedostatecznie wykwalifikowanych projektantów? W wielu przypadkach taka sytuacja ma niestety miejsce. Czy winny jest zbyt krótki okres przewidziany przez inwestora na wykonanie projektu? Czy przyczyną są usterki i luki w *Warunkach technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowania* (nie korygowanych od 17 lat!!!)?

Wypadek drogowy powstaje zazwyczaj w wyniku błędów użytkowników drogi popełnianych w okolicznościach sprzyjających ich zaistnieniu. Są one tworzone przez czynniki geometryczne, organizacji ruchu (projekty), otoczenie i zmienne warunki ruchowo-drogowe. Nie wszystkie przyczyny wypadków można zidentyfikować, ale według doświadczeń autorów ponad 70% błędów się powtarza.

Projektowanie budowy/przebudowy drogi/ulicy jest zbiorem decyzji dotyczących elementów trasy, niwelety, przekroju poprzecznego, wyposażenia itp. podejmowanych oddzielnie. Te decyzje wpływają potem na poziom brd, częstotliwość i ciężkość wypadków. Projektant zna wartości minimalne, bądź maksymalne parametrów geometrycznych dróg, a musi wybrać optymalną. Niestety decyzje są podejmowane bez znajomości ich późniejszego wpływu na brd, np. dotyczące wyboru typu przekroju poprzecznego 1x4, 1x6 lub 1x2 z szerokimi utwardzonymi poboczami. Osobnym problemem jest poprawność przygotowania specyfikacji do zamówień projektów, które to specyfikacje są opracowywane przez kadrę o różnych kwalifikacjach pod względem brd.

Zaskakująco duża jest liczba błędów wynikających z bardzo ograniczonej wiedzy nt. wymagań widoczności w projektowaniu dróg. Projektanci mają wiedzę tylko na temat trójkątów dobrej widoczności wyznaczanych w przypadku projektowania skrzyżowań, a pomijają niezwykle istotne wymagania widoczności na zatrzymanie przed przeszkodami na odcinkach dróg lub widoczności pojazdów na pasach sąsiadujących ze sobą w strefach zmian pasa ruchu. Często jest także brak wiedzy o wymaganiach i sposobach kontroli przejezdności i kolizyjności skrzyżowań. Duża liczba najazdów na zatrzymujące się lub zwalniające pojazdy wynika z braku rozpoznawalności zagrożenia (skrzyżowanie, przejście), ale tego się nie sprawdza w czasie projektowania.

Audytora brd powinien posiadać zdolność do identyfikacji ryzyka wystąpienia zagrożenia wypadkowego. Wiedzę audytora brd powinny cechować:

- umiejętność postrzegania drogi jako jednego z elementów kompleksu determinant zagrożenia wypadkowego,
- znajomość wpływu łącznych oddziaływań różnych elementów dróg i ich otoczenia na bezpieczeństwo ruchu,
- zdolność do identyfikacji ryzyka wystąpienia zagrożenia wypadkowego.

Ze względu na podane powyżej wymagania, zasadnym staje się pytanie, skąd czerpać wiedzę niezbędną w audycie brd? Służą temu:

- kursy wymagane do uzyskania certyfikatu audytora i następnie do jego odnowienia,
- doświadczenia zdobywane w czasie analiz szczegółowych wypadków,
- badania naukowe zorientowane na identyfikację czynników determinujących zagrożenia brd (publikacje, referaty, badania własne),
- wymiana doświadczeń (seminaria, konferencje) i uwzględnianie doświadczeń zagranicznych (z ograniczeniami wynikającymi ze specyfiki krajowej),
- znajomość „biblioteki” błędów występujących w projektach.

4. KONTROLA STANU BEZPIECZEŃSTWA RUCHU DROGOWEGO

Kontrola stanu bezpieczeństwa ruchu (nazywana też inspekcją) jest standaryzowaną metodą oceny bezpieczeństwa infrastruktury drogowej, służącą identyfikacji i eliminacji błędów oraz braków rozwiązań drogowych potencjalnie zagrażających bezpieczeństwu ruchu. Identyfikacja zagrożeń bezpieczeństwa ruchu połączona jest zwykle z jakościową klasyfikacją tych zagrożeń, determinującą zakres działań naprawczych i pilność ich podejmowania. Należy podkreślić, że jest to procedura odmienna od stosowanych dotychczas tzw. okresowych przeglądów dróg, gdyż jest ona zorientowana na aspekty

bezpieczeństwa ruchu, a nie na typowe problemy utrzymania dróg. Z tego powodu kontrola stanu bezpieczeństwa dróg wykonywana jest z reguły rzadziej niż typowe przeglądy stanu dróg. W zależności od rodzaju kontroli może to być, co $2 \div 4$ lat.

Ważną cechą przedmiotowej kontroli jest stosowanie w niej ustalonych procedur, zapewniających obiektywną ocenę bezpieczeństwa dróg, co pozwala na podejmowanie racjonalnych działań naprawczych, bez obciążeń wynikających z subiektywnych ocen osób wykonujących kontrolę lub np. z nacisków lokalnych społeczności bądź mediów informacyjnych. Inną ważną specyfiką opisywanej kontroli jest jej podejmowanie niezależnie od rejestrowanych wypadków, tj. wykonywanie kontroli także na odcinkach dróg, na których nie rejestruje się zwiększonej liczby wypadków. Oznacza to podejmowanie działań prewencyjnych bez oczekiwania na to, czy zdarzenia drogowe potwierdzą błędy rozwiązań drogowych.

Identyfikowane w ramach kontroli zagrożenia brd związane z infrastrukturą drogową (błędy i braki infrastruktury) są następnie poddawane szczegółowym analizom, których wynikiem powinien być dobór i wdrażanie środków poprawy bezpieczeństwa ruchu adekwatnych do charakteru identyfikowanych zagrożeń i ich istotności.

Doświadczenia wielu krajów, w których kontrolę stanu bezpieczeństwa dróg wprowadzono znacznie wcześniej niż w Polsce, dowodzą jednoznacznie, że kontrola ta powinna być traktowana jako interdyscyplinarna ocena, uwzględniająca wszystkie działy wiedzy związane z bezpieczeństwem ruchu drogowego. Dlatego uwzględniane są w niej nie tylko techniczne aspekty infrastruktury drogowej i pojazdów, ale także wiedza o zachowaniach uczestników ruchu drogowego wraz z uwarunkowaniami fizjologicznymi i psychologicznymi w ujęciu funkcjonowania systemu „człowiek - droga - pojazd”. Ponadto zagrożenie powstania wypadku jest rozważane nie tylko z uwagi na jego prawdopodobieństwo, ale także z uwagi na ciężkość danego wypadku [5, 6].

Kontrolę bezpieczeństwa ruchu na określonej sieci drogowej wykonuje się poprzez wizje lokalne. Dzięki temu można diagnozować potencjalne zagrożenia także w przypadkach, gdy nie są dostępne dane w formie banku baz danych o drogach i ruchu, co ma miejsce szczególnie w przypadku dróg niższych klas. Specyfika kontroli stanu bezpieczeństwa ruchu wymaga jej realizacji przez osoby posiadające specjalistyczną wiedzę z projektowania dróg, inżynierii ruchu drogowego, zarządzania drogami i ruchem drogowym oraz mające równocześnie praktyczne doświadczenia z zakresu analiz bezpieczeństwa ruchu drogowego.

W zależności od celów wykonywania kontroli, wyróżnia się:

- kontrole ogólne, przeprowadzane w dzień i służące kontroli stanu wszystkich elementów drogi zlokalizowanych w pasie drogowym i w tzw. strefie bezpieczeństwa. Kontrola wykonana w dzień może być uzupełniona kontrolą wykonaną w nocy. Kontrola ogólna ma formę **przejazdu inspektorów** przez analizowany odcinek drogi z równoczesną, uporządkowaną według przyjętego schematu, rejestracją obserwowanych sytuacji w ruchu i rozwiązań infrastrukturalnych zagrażających bezpieczeństwu ruchu drogowego;
- kontrole szczegółowe, przeprowadzane w dzień i służące **kontroli miejsc wytypowanych jako odcinki lub punkty koncentracji wypadków drogowych**, bądź wskazanych w ramach kontroli ogólnej jako miejsca stwarzające potencjalnie wysokie ryzyko wystąpienia ciężkich w skutkach wypadków. Kontrola szczegółowa wykonana w dzień może być uzupełniona kontrolą wykonaną w nocy. Podczas kontroli szczegółowej obserwowane są dodatkowo zachowania uczestników ruchu drogowego pod kątem bezpieczeństwa i analizuje się wpływ drogi na te zachowania;
- kontrole specjalne – wykonywane w nocy lub w strefach robót drogowych. Kontrola w nocy obejmuje ocenę postrzegania drogi i jej wyposażenia w warunkach braku oświetlenia naturalnego. W jej wyniku analizowane są m.in. wprowadzenie oświetlenia miejsc stwarzających zagrożenia brd. Można również identyfikować odcinki dróg i skrzyżowania narażone na zjawisko „oślepiania” kierowców przez oświetlenie innych pojazdów lub przez źródła światła przy drodze. Kontrola robót drogowych służy sprawdzeniu, czy sposób wykonywania robót drogowych i ich zabezpieczenie odpowiadają wymaganiom bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Kontrole ogólne i specjalne wykonywane są w formie przejazdu odcinka drogi i jego obserwacji przez zespół inspektorów z notowaniem spostrzeżeń dotyczących wybranych charakterystyk drogi

w uprzednio przygotowanych formularzach. Zaleca się przejazd kontrolowanego odcinka z prędkością nie większą niż 50 km/h. W ciągu jednego dnia możliwa jest kontrola odcinka o długości do 100 km.

Inspektorzy wykorzystują formularze i listy kontrolne zawierające listę problemów bezpieczeństwa ruchu, na które należy zwracać uwagę podczas inspekcji. Są to grupy problemów związanych z infrastrukturą drogową oraz z ruchem drogowym, które mogą mieć istotny wpływ na brd.

Po przeprowadzeniu terenowej kontroli stanu brd opracowywany jest szczegółowy raport z tej kontroli. W raporcie zamieszcza się zestawienie stwierdzonych defektów drogi powodujących zagrożenia bezpieczeństwa ruchu z uwzględnieniem skali potencjalnych skutków tych zagrożeń.

W polskiej instrukcji kontroli stanu brd [6] przyjęto cztery klasy zagrożenia identyfikowanych defektów: klasa A – małe; klasa B – średnie; klasa C – duże; klasa D – bardzo duże. Ponieważ defekty klasy D mogą być przyczyną poważnych w skutkach wypadków drogowych, to konieczne jest ich usunięcie najszybciej, jak tylko jest to możliwe. Do czasu przeprowadzenia korekty kwestionowanego rozwiązania może wystąpić konieczność zastosowania tymczasowego zabezpieczenia (np. oznakowanie ostrzegawcze). W przypadkach stwierdzenia występowania defektów klasy B i C sformułowano wymaganie, aby były one usuwane w ramach prac utrzymaniowych i modernizacyjnych drogi w terminach odpowiadających tym pracom. Defekty klasy A zostały zaliczone do usterek, które mogą być usunięte w ramach typowych prac utrzymaniowych.

Kontrole szczegółowe w wytypowanych miejscach wykonywane są w formie wizji lokalnych w tych miejscach i obejmują także ewentualne przeprowadzenie dodatkowych pomiarów inwentaryzacyjnych. Mogą to być np. pomiary przechyłki na łuku, głębokości kolein, właściwości optycznych oznakowania poziomego i znaków pionowych, natężenia oświetlenia itp. Zakres kontroli szczegółowej odpowiada prowadzonym już od wielu lat w Polsce analizom szczegółowym miejsc koncentracji wypadków.

5. ANALIZY OGÓLNE I SZCZEGÓŁOWE BRD

Analizy zdarzeń drogowych w celu klasyfikacji odcinków niebezpiecznych i identyfikacji tzw. czarnych punktów tj. miejsc o szczególnie wysokim zagrożeniu wypadkowym są wykonywane na podstawie danych o wypadkach (zdarzeniach drogowych z ofiarami) i kolizjach drogowych (zdarzenie bez ofiar), przy uwzględnieniu danych: o ruchu (natężenie, struktura ruchu i prędkość), o drodze oraz innych danych – zależnie od cech występujących zdarzeń. Analizy ogólne i wykonywane w ich wyniku analizy szczegółowe, są realizowane na podstawie danych z kart wypadkowych sporządzanych przez policję. Analizy te obejmują drogowe i ruchowe przyczyny zagrożeń, a także zagrożenia wynikające z zachowań użytkowników dróg.

Analizy ogólne służą do identyfikacji problemów brd w odniesieniu do wybranej części sieci drogowej oraz do wskazania miejsc wymagających wykonywania analiz szczegółowych mających na celu identyfikację przyczyn zagrożeń w danym miejscu (w tzw. czarnym punkcie) i wskazanie sposobów poprawy brd. Analizy ogólne mogą także wskazywać na celowość wykonania szczegółowych analiz problemowych (dotyczących np. wypadków z udziałem dzieci, rowerzystów, występowania nadmiernej prędkości i innych przyczyn wskazanych przez policję).

Wyznaczenie miejsc do analiz szczegółowych następuje przy wykorzystaniu założenia, że takim analizom powinny być poddane miejsca, w których koncentracji zdarzeń nie można przypisać tylko czynnikom losowym. W praktyce przyjmuje się, że dwukrotne przekroczenie średniej wartości wskaźnika wypadkowego, charakterystycznego dla określonej drogi jest już powodem do uznania danego miejsca jako niebezpiecznego. Dodatkowo za takie miejsca można uznać te, w których występuje powtarzalność tych samych typów wypadków.

Analizy szczegółowe brd są wykonywane przy wykorzystaniu bazy danych o wypadkach z przypisanymi im lokalizacjami. Dlatego zakres diagnostyki dróg pod kątem bezpieczeństwa ruchu zależy w pewnym stopniu od tego, czy są to drogi krajowe, wojewódzkie lub inne, co wiąże się z klasą techniczną drogi. Na podstawie analiz szczegółowych podejmuje się działania dla poprawy brd.

W analizach szczegółowych istotne są cechy geometryczne, ukształtowanie drogi i jej przekroju, cechy nawierzchni i odwodnienia, wyposażenie drogi (oznakowanie poziome i pionowe, urządzenia

bezpieczeństwa ruchu, oświetlenie), a także elementy otoczenia drogi. Ważne w przypadku takich analiz są szkice miejsca i okoliczności wypadku zawarte w kartach wypadkowych. Wnioskowanie dotyczące zagrożeń brd jest jednak trudne przy małej liczbie rejestrowanych zdarzeń drogowych. Dlatego wymaganym elementem analizy szczegółowej może być wizja w terenie.

6. WNIOSKI

W celu dalszej poprawy bezpieczeństwa ruchu, której podstawą jest diagnostyka brd sieci drogowej należy:

- w dalszym ciągu przekształcać sieć drogową w sieć hierarchiczną z dobrą kontrolą dostępności i segregacją ruchu dalekobieżnego i lokalnego, przez budowę autostrad, dróg ekspresowych i obwodnic,
- wprowadzać rozwiązania poprawiające segregację ruchu pieszego i rowerowego od ruchu samochodowego,
- wprowadzać nowe, bezpieczne rozwiązania skrzyżowań i przejść dla pieszych, oznakowania, informacji i nadzoru oraz sterowania ruchem wraz z ich unifikacją i uwzględnieniem nowych rozwiązań zagranicznych,
- wprowadzić zmiany w ustawie o zagospodarowaniu przestrzennym oraz w warunkach technicznych projektowania dróg i ich usytuowania, aby zmniejszyć kolizyjność układów drogowych z zagospodarowaniem przestrzennym,
- w miejscach niebezpiecznych stosować nawierzchnie o podwyższonej szorstkości,
- unikać błędów i usterek w planowaniu, projektowaniu i eksploatacji dróg, nie dopuszczać do realizacji złych rozwiązań, m.in. dzięki stosowaniu procedur oceny audytu na etapie planowania i projektowania dróg.

Niezależnie od podejmowanych działań w celu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego ważne jest także rozwijanie narzędzi samych analiz, które w dużej części zmiierają do automatyzacji procesu zbierania danych i ich wstępnego przetwarzania.

Literatura

- [1] Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady z 19 listopada 2008 roku w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej 2008/96/WE (Dz.U. UE L.319/59).
- [2] Ministerstwo Infrastruktury: Jaspers - Niebieska Księga – Infrastruktura drogowa. Warszawa, 2008.
- [3] Zarządzenie nr 29 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 11.06.2014 r. w sprawie procedury oceny wpływu planowanej drogi na bezpieczeństwo ruchu drogowego oraz audytu bezpieczeństwa ruchu drogowego. Załącznik nr 1 do Zarządzenia „Podręcznik oceny brd”.
- [4] Gaca S., Tracz M.: *Wdrażanie audytu bezpieczeństwa drogowego w Polsce*. Drogownictwo, 4/2010, s.139-146.
- [5] Cafiso S., Kieć M., Milazzo M., Pappalardo G., Trovato F.: *Application of safety inspections for evaluation of two-lane regional Road in Poland*. Archives of Civil Engineering, Voll. LX, Issue 4, Warszawa, 2014, pp. 453-474.
- [6] Zarządzenie nr 28 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 9.06.2014 r. w sprawie kontroli stanu bezpieczeństwa ruchu drogowego – Załącznik do Zarządzenia „Instrukcja kontroli stanu bezpieczeństwa ruchu drogowego”.

ROAD SAFETY DIAGNOSTICS OF EXISTING AND FUTURE ROADS



Janusz DYDUCH¹, Jacek PAŚ²

DIAGNOSTYKA ROZJAZDÓW STOSOWANYCH NA KOLEJACH DUŻYCH PRĘDKOŚCI

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono klasyfikację rozjazdów dużych prędkości eksploatowanych na krajowych liniach kolejowych oraz podstawowe ich konstrukcje występujące na europejskich liniach kolejowych. Przeanalizowano literaturę w zakresie programów komputerowych wspomagających diagnostykę rozjazdów kolejowych dużych prędkości wraz z najczęściej występującymi przyczynami występowania awarii pochodzących od elementów infrastruktury. Autorzy wskazują na konieczność uzupełnienia danych o pomiary pionowych przemieszczeń ruchomych elementów rozjazdu kolejowego w trakcie przejazdu pojazdu szynowego dużych prędkości.

SŁOWA KLUCZOWE: rozjazd kolejowy, diagnostyka rozjazdów, koleje dużych prędkości, komputerowe programy diagnostyczne.

1. WSTĘP

Badania przyczyn zagrożeń bezpieczeństwa na kolei wskazują, w większości przypadków, na błędne działanie człowieka. Decyduje tutaj w szczególności stres, predyspozycja pracownika oraz odporność psychiczna. Taka ocena daje jasno do zrozumienia, że gdyby działalność ludzka była bezbłędna, to do wypadków dochodziłoby dużo rzadziej. Z tego powodu na kolei zauważamy coraz większą automatyzację urządzeń tak, aby działalność człowieka była zredukowana do niezbędnego minimum. Niemniej jednak trzeba powiedzieć, że w przypadku wielu uszkodzeń urządzeń tylko człowiek jest w stanie zapobiec katastrofie [1].

Elementy urządzeń sterowania ruchem kolejowym (srk) powinny odznaczać się wysokim stopniem niezawodności pracy. Szczególny nacisk kładzie się na urządzenia, od których działania zależy bezpieczeństwo ruchu pociągów pasażerskich, a w największym stopniu pociągów pasażerskich o dużych prędkościach. Stąd dobór elementów w systemach srk musi przejść szczegółową analizę swojej przydatności i niezawodności. Wszystkie elementy powinny cechować prostota i pewność działania, tak by mogły spełniać zadania przed nimi postawione. Takie rozwiązanie pozwala na uzyskanie niskich kosztów inwestycyjnych, ale również i eksploatacyjnych, dzięki zatrudnieniu mniejszej liczby pracowników dla zapewnienia odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa.

¹ prof. zw. dr hab. inż. Janusz Dyduch - Uniwersytet Technologiczno - Humanistyczny im. Kazimierza Pułaskiego w Radomiu, Wydział Transportu i Elektrotechniki

² dr inż. Jacek Paś, j.pas@kzn.pl - Kolejowe Zakłady Nawierzchniowe „Biezanów” Sp. z o.o.

Już od samego początku istnienia kolei stosowano urządzenia, które miały zapewnić bezpieczne prowadzenie ruchu. Rozwój kolejnictwa pociągał za sobą rozwój urządzeń. Rosły nie tylko wymagania im stawiane, ale także potrzeby i oczekiwania użytkowników.

Niezmiennie pozostały jedynie cele stawiane tym urządzeniom: zapewnienie bezpieczeństwa oraz sprawności ruchu kolejowego. Skutecznie realizowano wprowadzanie coraz to nowszych konstrukcji, czego skutkiem było m.in. skrócenie czasu czynności nastawczych dla zwiększenia przepustowości stacji, a także skrócenie czasu następstwa pociągów na szlakach zwiększające ich przelotowość. Zastosowano również urządzenia, które wspomagały kierowanie ruchem pociągów na liniach. Technika przekąznikowa pozwoliła na konstruowanie takich urządzeń jak m.in. urządzeń zdalnego sterowania.

Obecnie rozwój techniki sprzężony jest z technologią informatyczną oraz systemami mikroprocesorowymi. W zakresie niniejszej pracy jest analiza teoretyczna problematyki eksploatacji systemów sprzęż, zagadnienia bezpieczeństwa wybranych systemów sprzęż, a także określenie europejskich wymagań bezpieczeństwa.

Napęd zwrotnicowy jest bardzo ważnym urządzeniem sterowania ruchem kolejowym. Służy do przestawiania rozjazdu lub wykolejnicy za pomocą silnika elektrycznego lub ręcznie za pomocą korby. Trzyma także iglice rozjazdu w końcowym położeniu oraz umożliwia mechaniczną i elektryczną kontrolę położenia iglic. Ma on bezpośredni wpływ na bezpieczeństwo osób i towarów. Jego współpraca z rozjazdem należy do najważniejszych elementów w całym procesie sterowania.

Ważnym elementem jest także diagnostyka napędu zwrotnicowego oraz diagnostyka układu napędu zwrotnicowego - rozjazd. Jak się okazuje w praktyce taka analiza jest nieco zaniedbywana przez brak precyzyjnej definicji sił występujących w układzie napędu zwrotnicowego - rozjazd, dokładnych wytycznych interpretacji wyników a także niejasno zdefiniowanych czasookresów przeglądów. To powoduje istotne zagrożenie dla bezpieczeństwa taboru kolejowego.

Na podstawie badań eksploatacyjnych napędów zwrotnicowych JEA-29, EEA-4, S700 KM, EEA-5, które przeprowadzono na stacji Opole można wyciągnąć takie wnioski jak:

1. Spadek temperatury otoczenia lub jej wzrost ma bezpośredni wpływ na parametry sprzęgła, co z kolei wpływa na spadek/wzrost wartości siły nastawczej. Zmiany temperatury występują w szczególności w okresie przejścia z jednej pory roku na drugą.
2. Podczas przestawiania napędów zwrotnicowych do położenia „plus” w okresie letnio-jesiennym, w badanych napędach zwrotnicowych następował spadek sił nastawczych.
3. Natomiast podczas przekładania do położenia „minus” w tym okresie wartości sił nastawczych w większości mierzonych napędów rosną, a w okresie zimowym osiągają najwyższą dopuszczalną wartość. W trakcie przekładania napędów zwrotnicowych do położenia „plus” w okresie zimowym następuje wzrost sił nastawczych, a w okresie zimowo - wiosennym duży rozrzut sił nastawczych we wszystkich wspomnianych wcześniej napędach zwrotnicowych. Zjawisko to jest bardzo niekorzystne. Natomiast przekładanie napędów zwrotnicowych do położenia „minus” w tym samym okresie powoduje, że wartości sił nastawczych zaczynają maleć.
4. Wartości sił nastawczych w badanych napędach zwrotnicowych wykraczają poza wymagany zakres, kwalifikując jednocześnie sprzęgła przeciążeniowe do powtórnej regulacji. Na podstawie wykonanych pomiarów można stwierdzić, że napędy zwrotnicowe EEA-5 wyposażone w mechaniczne sprzęgła przeciążeniowe, po trzymiesięcznym okresie eksploatacji nie trzymają parametrów siły nastawczej ustawionej podczas regulacji oraz nie są odporne na zmiany temperatury otoczenia.
5. Producenci napędów zwrotnicowych nie określają czasookresu pomiaru siły nastawczej, a także regulacji sprzęgła przeciążeniowego, lecz odnoszą się do wewnętrznych przepisów użytkownika. Czasookresy pomiaru siły nastawczej powinny być dokładnie i szczegółowo określone przez producentów, tym bardziej, że zapewniają pracę urządzenia w zakresie temperaturowym od -40°C do $+80^{\circ}\text{C}$.
6. Podczas wysuwania suwaka nastawczego wartość siły nastawczej jest nieznacznie większa niż przy wsuwaniu suwaka nastawczego. Należy również przy zabudowie zwrócić uwagę na poprawność montażu, tak aby napęd zwrotnicowy był ustawiony w jednej osi w stosunku do rozjazdu. Źle wykonany układ może spowodować zwiększone tarcie, wpływając na wyniki pomiarów siły nastawczej, jak i oporów przestawiania.
7. Wyniki przeprowadzonych pomiarów wskazują, że opory przestawiania w znaczącym stopniu zależą od ustawiania i pracy układu suwak nastawczy - pręt nastawczy oraz zależą od tarcia elementów w rozjeździe takich, jak źle wyregulowane zamknięcie nastawcze oraz sprężystość iglic. Wyniki pomiarów oporów przestawiania w dwóch rozjazdach przy wsuwaniu suwaka nastawczego nie są przekroczone,

natomiast podczas wsuwania suwaka nastawczego opory przestawiania są większe od dopuszczalnego zakresu. Różnica w wartości oporów przestawiania pomiędzy wysuwaniem a wsuwaniem suwaka nastawczego może być spowodowana nieprawidłowym ustawieniem napędu w stosunku do zwrotnicy. Opory przestawiania rozjazdów krzyżowych są większe niż rozjazdów pojedynczych. Zbyt mała siła nastawcza (kilkakrotnie miało to miejsce podczas wykonywanych pomiarów) może doprowadzić do takiej sytuacji, że opory przestawiania rozjazdu będą wyższe od siły nastawczej napędu zwrotnicowego, co spowoduje poślizg na sprzęgle przeciążeniowym i rozjazd się nie przełoży. Zbyt duża siła nastawcza (kilkakrotnie miało to miejsce podczas wykonywanych pomiarów) ma bezpośredni wpływ na przedwczesne zużywanie się elementów napędu zwrotnicowego, takich jak silnik lub przekładnia.

8. Odwołując się do instrukcji wydaje się zasadne, że w torach głównych zasadniczych i głównych dodatkowych linii magistralnych i pierwszorzędnych, pomiar siły nastawczej należy wykonywać nie rzadziej niż raz na dwa miesiące, natomiast we wszystkich torach pozostałych kategorii linii oraz w torach stacyjnych linii magistralnych i pierwszorzędowych, czasookres pomiaru siły nastawczej powinien zostać zmniejszony i pomiar powinien być wykonany nie mniej niż raz na trzy miesiące [8].

Zarządzany przez PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., intensywny proces modernizacji sieci kolejowej w Polsce, trwający nieprzerwanie od kilkunastu lat, nastawiony jest na zwiększenie dostępności, przepustowości i prędkości handlowej na kluczowych, „korytarzowych” liniach. Wizja spięcia kontynentu szkieletem korytarzy transportowych umożliwiających szybkie, pewne i bezpieczne przemieszczenia się osób i towarów, jest jednym z istotnych celów społeczno-gospodarczych UE, która – z jednej strony – zapewniając fundusze inwestycyjne na transport szynowy, z drugiej – prowadzi również politykę unifikacji przepisów prawnych związanych z koleją oraz ujednolicenie rozwiązań technicznych i technologicznych. Wynikiem tego ostatniego jest przyjęcie Technicznych Specyfikacji Interoperacyjności (TSI) tworzących niezbędną bazę do rozwoju paneuropejskiej sieci Kolei Dużych Prędkości (KDP).

Na tym właśnie tle następuje intensywny rozwój rozwiązań związanych z infrastrukturą torową, a zwłaszcza z systemami nawierzchni szynowych. Szczególną rolę w tym procesie odgrywa postęp technologiczny w konstrukcjach kluczowych elementów nawierzchni, czyli rozjazdach kolejowych. Jedną z istotnych tendencji rozwojowych w tym podsektorze, jest zapewnienie bezwzględnej przylegania iglicy do opornicy poprzez zwiększanie ilości zamknięć nastawczych w konstrukcji rozjazdu kolejowego. Również zmiany budowy napędów - pewności ich działania i odpowiedniej synchronizacji układów wielonapędowych – umożliwiają osiąganie coraz to wyższych parametrów sił trzymania i sił nastawczych zarówno w napędach części zwrotnicowej, jak i w tych przypisanych do krzyżownicy z ruchomym dziobem. Postęp w obu obszarach: zwrotnica i napęd, wymusza konieczność rozwoju sposobów i przyrządów pomiarowych, które będą w stanie w sposób ciągły rejestrować parametry odzwierciedlające procesy związane z przestawianiem ruchomych elementów rozjazdu kolejowego.

2. EUROPEJSKIE UWARUNKOWANIA DLA KOLEI DUŻYCH PRĘDKOŚCI

Warunki, które mają być spełnione, aby osiągnąć interoperacyjność transeuropejskiego systemu kolei dużych prędkości na terytorium Wspólnoty zebrane i zawarte zostały w dyrektywie 96/48/WE z dnia 23 lipca 1996 roku [2].

Zgodnie z załącznikiem I do tej dyrektywy, linie kolejowe dużych prędkości podzielono na trzy kategorie:

1. Specjalnie wybudowane linie kolejowe dużych prędkości, umożliwiające rozwijanie prędkości przejazdu zwykle równej lub większej niż 250 [km/h],
2. Specjalnie zmodernizowane linie kolejowe dużych prędkości, umożliwiające rozwijanie prędkości przejazdu rzędu 200 [km/h],
3. Specjalnie zmodernizowane linie kolejowe dużych prędkości, mające cechy szczególne wynikające z ograniczeń topograficznych, rzeźb terenu lub ograniczeń urbanistycznych, na których prędkość musi być dostosowana do istniejącej w danym przypadku sytuacji.

Linie kolejowe dużych prędkości stanowią strukturę, składającą się z infrastruktury kolejowej obejmującej linie i urządzenia stałe zbudowane lub zmodernizowane do jazdy z dużymi prędkościami. W rzeczywistości linie kolejowe dużych prędkości są bardzo skomplikowanym systemem¹.

³ Strona internetowa UIC, <http://www.uic.org/spip.php?article443> dnia 18.08.2014 godz. 22.44

3. KLASYFIKACJA ROZJAZDÓW I SYSTEMY DIAGNOSTYCZNE DLA KOLEI DUŻYCH PRĘDKOŚCI

Rozjazd zwyczajny dużych prędkości składa się z trzech podstawowych części:

- a) zwrotnica,
- b) szyny łączące,
- c) krzyżownica z ruchomym dziobem, które wyposażone są w: zamknięcie nastawcze, podrozzjazdnice, napędy i system kontroli.

Podstawowe konstrukcje rozjazdów dużych prędkości eksploatowane na krajowych liniach kolejowych przedstawiają się następująco:

R2500-1:26,5. Prędkość maksymalna: 200/120 km/h. Zwrotnica posiada 4 zamknięcia nastawcze.

R1200-1:18,5. Prędkość maksymalna: 250/100 km/h. Zwrotnica posiada 3 zamknięcia nastawcze. Krzyżownica z ruchomym dziobem posiada 2 zamknięcia nastawcze.

R760-1:14. Prędkość maksymalna: 200/80 km/h. Zwrotnica posiada 3 zamknięcia nastawcze.

W porównaniu do krajów Europy zachodniej o rozbudowanej sieci kolei dużych prędkości, zauważalny jest brak konstrukcji rozjazdów kolejowych klotoidalnych [6] o zmiennych wartościach promienia łuku toru zwrotnego w obrębie zwrotnicy oraz fakt braku wizji rozwoju klasyfikacji rozjazdów. Zgodnie z istniejącymi standardami technicznymi [8] zauważalny jest brak nowych konstrukcji rozjazdów dla KDP, a rozjazdem podstawowym nadal jest rozjazd Rz 60E1-500-1:12 oraz rozjazd Rz 60E1-1200-1:18,5.

Poniżej przedstawiono podstawowe konstrukcje rozjazdów dużych prędkości stosowane na europejskich liniach kolejowych [6]:

- R17000/7300-1:50. Prędkość maksymalna: 350/220 km/h. Zwrotnica posiada 10 zamknięć nastawczych. Krzyżownica z ruchomym dziobem posiada 4 zamknięcia nastawcze.
- R10000/4000-1:36,9. Prędkość maksymalna: 350/160 km/h. Zwrotnica posiada 8 zamknięć nastawczych. Krzyżownica z ruchomym dziobem posiada 3 zamknięcia nastawcze.
- R3000/1500-1:22. Prędkość maksymalna: 350/100 km/h. Zwrotnica posiada 6 zamknięć nastawczych. Krzyżownica z ruchomym dziobem posiada 2 zamknięcia nastawcze.

Rozjazd kolejowy, konieczny jest do zastosowania wszędzie tam gdzie linia kolejowa rozchodzi się lub łączy. Niestety, ponieważ rozjazd jest newralgiczną budowlą toru kolejowego wymaga ograniczenia prędkości w trakcie przejazdu pojazdu szynowego. Piers Connor w swoim referacie [2] wskazał maksymalną możliwą prędkość w trakcie przejazdu przez rozjazd kolejowy na tor zwrotny 230 km/h, ale dodaje, iż niezbędnie konieczna jest ciągła kontrola i utrzymanie stanu nawierzchni jezdnych elementów rozjazdu kolejowego oraz dużej ilości napędów zwrotnicowych i krzyżownicy z ruchomym dziobem, które są niezbędne do przestawienia kierunku jazdy pojazdu (rys.1).



Rys. 1. Rozjazd łukowy symetryczny dużych prędkości, eksploatowany z prędkością 200km/h, posiadający 11 napędów w tym 8 zwrotnicowych i 3 w strefie krzyżownicy z ruchomym dziobem.

W związku z powyższym, niezbędnym jest ciągły i automatyczny monitoring parametrów mechanicznych w zakresie współpracy stalowych elementów rozjazdu kolejowego wraz z urządzeniami przedstawczymi sterowania ruchem kolejowym [11] (napęd w obrębie zwrotnicy oraz w obrębie krzyżownicy z ruchomym dziobem) tak, aby zapobiec wystąpieniu niesprawności urządzenia przed sytuacją, w której awaria będzie miała miejsce.

Miejsce zabudowy rozjazdów kolejowych dużych prędkości powoduje szereg uwarunkowań dotyczących możliwości pracy i warunków pracy systemów monitorowania takich jak [8]:

- koszt dostępu serwisu do terenu jest wysoki, zarówno w odniesieniu do instalacji rozjazdu oraz ewentualnych późniejszych zmian,
- teren pracy serwisu i diagnostów dostarcza wysokie ryzyko dla personelu osobowego spowodowane permanentnym ruchem pociągów,
- nadal mamy mało danych do modelowania zachowania układu torowego oraz współpracy stalowych części rozjazdu kolejowego z urządzeniami sterowania ruchem kolejowym, w szczególności w trakcie przejazdu pojazdu szynowego dużych prędkości i w wadliwych warunkach pracy.

Jednym z pomysłów na rozwiązanie powyższych problemów jest propozycja firmy WestWatch wraz z systemem diagnostycznym parametrów pracy dla napędu zwrotnicowego współpracującym ze zwrotnicą rozjazdu kolejowego [10]. Oprogramowanie jest zdolne do rejestrowania danych w trybie ciągłym i zapisywania pomiarów do analizy w trakcie eksploatacji oraz ewentualnego wykrycia powstałej usterki.

Innym przykładem na zdalną diagnostykę rozjazdów kolejowych jest zastosowanie systemu produkcji VAE Roadmaster 2000, którego nadrzędnym celem jest wczesne rozpoznanie i przewidywalność wystąpienia niezgodności, co wymusza konieczność prac zapobiegawczych przez ekipy serwisowe i w konsekwencji tych działań powoduje redukcję kosztów cyklu życia wyrobu (LCC-Life Cycle Cost). System jest tak zaprojektowany aby występowała możliwość dopasowania gromadzenia danych do wymagań klienta².

Do podstawowych powodów, dla których warto korzystać z urządzeń zdalnych, wspomagających diagnostykę rozjazdów kolejowych dużych prędkości należy zaliczyć:

- redukcję kosztów całego cyklu życia produktu;
- ograniczanie nieszczęśliwych wypadków spowodowanych wejściem w tory, ochrona personelu utrzymaniowego;
- narzędzie do planowania prac utrzymaniowych, dane historyczne;
- redukcję kosztów prac utrzymaniowych;
- zapisy analizy błędów i niezawodności;
- wczesne rozpoznawanie potencjalnego problemu;
- dokładną informacją o problemie, krótki czas lokalizacji usterki.

Wdrażane systemy diagnostyki i ciągłego monitorowania stanu technicznego rozjazdów kolejowych, ale również innych obiektów inżynierskich wzdłuż linii kolejowych dużych prędkości w tym toru kolejowego oraz branży energetycznej i ogrzewania rozjazdów kolejowych, są w stanie oszacować ryzyko i konieczność działań zapobiegawczych w celu wyeliminowania potencjalnych awarii z powodu niewystarczających prac utrzymaniowych infrastruktury szynowej.

Zasadniczą potrzebą zastosowania urządzeń diagnostycznych jest konieczność redukcji kosztów utrzymania jak również ograniczenie czasów przestojów pojazdów szynowych spowodowanych ustawkami w nawierzchni szynowej, w tym również rozjazdów kolejowych przy jednoczesnym zachowaniu wysokiego poziomu bezpieczeństwa.

Według autorów raportu [10] osiągnięcie redukcji kosztów możliwe jest poprzez: systematyczną analizę potrzeb i odpowiednią organizację techniczną oraz wdrożenie metody monitorowania stanu (CON-methods). Metody powyższe oparte są na optymalizacji kosztów zawierając: koszty inwestycji, koszty utrzymania, koszty czasów opóźnienia, koszty ryzyka.

Rozkłady statystycznie powstających awarii dla konwencjonalnych linii kolejowych przedstawiono w pracy [9].

² Strona internetowa VAE z dnia 07.03.2016 godz. 22.23 http://www.voestalpine.com/bwg/static/sites/c015/downloads/en/products/Roadmaster_en.pdf

Z danych statystycznych przyczyn powstawania awarii w torach wynika, iż głównym ich źródłem są elementy wyposażenia. Najwięcej awarii jest spowodowane wyposażeniem sterowania ruchem kolejowym i rozjazdów. Według analizowanego raportu, zwrotnice kolejowe dużych prędkości wykazują się wysokim poziomem awaryjności i z tego powodu koniecznym staje się monitorowanie i diagnostyka stanu rozjazdu kolejowego, w większym zakresie, niż jest to wykonywane obecnie na liniach kolei KDP na świecie, w tym również w Polsce. Dokumentami dotyczącymi nadzoru procesów utrzymania rozjazdów kolejowych dużych prędkości oraz obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h w kraju są Id-4 [3] oraz Id-16 [5]. Niezależnie od wytycznych krajowych autorzy uważają, iż istotnym warunkiem dla redukcji kosztów utrzymania rozjazdów kolejowych dużych prędkości jest konieczność wdrożenia współpracy różnych systemów utrzymaniowych występujących na liniach kolejowych w Europie.

Analizowane publikacje światowe nie dają odpowiedzi na pytanie co jest najistotniejszym parametrem pomiarowym dla rozjazdów kolejowych dużych prędkości. Przykładowo w Polsce, zarządca linii kolejowej PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. w ostatnich przetargach z lat 2014-2016 zwraca szczególną uwagę na dobór rozjazdów kolejowych dużych prędkości w układzie jednonapędowym ze specjalnym sprzężeniem zamknięć nastawczych z naciskiem na jeden parametr, który jest wyznacznikiem decyzji aby rozjazd w przypadku awarii mógł być przestawiony ręcznie przez jedną osobę w czasie krótszym niż 4 minuty. Zapisy jak powyżej znajdują zastosowanie jedynie na liniach kolejowych w Polsce przy czym nie wskazano dlaczego kluczowym parametrem są akurat 4 minuty – ewidentny brak dokumentu referencyjnego.

Niezależnie od powyższego autorzy w swoich badaniach zwracają uwagę również na efekt przemieszczeń pionowych ruchomych elementów rozjazdu kolejowego. Istotnym elementem tych badań są:

- a) Iglica zwrotnicy rozjazdu o zmiennym przekroju poprzecznym i oddziaływanie dynamiczne pojazdu szynowego, przejeżdżającego z prędkościami powyżej 200 km/h na drgania iglicy odlegającej. Badanie amplitudy drgań, przemieszczeń pionowych dla wszystkich wózków pojazdu dużych prędkości, w szczególności w trakcie jazdy po torze zwrotnym da odpowiedź jakie wartości trzymania muszą być wymagane dla urządzeń przestawczych zwrotnicy rozjazdu,
- b) Ruchomy dziób krzyżownicy. Badania zgodne z opisem w pkt.a.

Podstawowym utrudnieniem dla diagnosty w celu przeprowadzenia badań jest trudność identyfikacji punktu referencyjnego dla zapewniania wysokiej dokładności wyników pomiarowych. Badania przeprowadzone na linii kolejowej E65 na terenie Zakładu Linii Kolejowych Kraków podczas przejazdu pociągu Pendolino z prędkością 60km/h są danymi wejściowymi w celu porównania dla przejazdu pojazdu szynowego z prędkościami V200, V220, V250 km/h i większymi. Istotnym wydaje się odpowiedź na pytanie jak prędkości pociągu oraz stan techniczny nawierzchni torowej wpływa na generowanie amplitudy drgań iglicy odlegającej oraz zapewnienie trzymania iglicy przez zamknięcie nastawcze i napęd rozjazdu w układach wielonapędowych oraz w układach jednonapędowych jedynie przez zamknięcie nierozpruwalne.

Autorzy analizując literaturę przedmiotu nie spotkali się z powyższymi zagadnieniami co upoważnia do stwierdzenia, iż nikt wcześniej nie wykonywał badań jak generowane drgania i wymuszone przemieszczenia pionowe wpływają na trwałość i bezpieczeństwo ruchu kolejowego dużych prędkości, co będzie efektem dalszych prac autorów.

4. WNIOSKI

Na poziomie ogólnych wymagań europejskich istotna jest redukcja kosztów, zasadniczo osiągnana poprzez: redukcję kosztów utrzymania rozjazdów kolejowych oraz minimalizację kosztów spowodowanych czasem opóźnień z zachowaniem najwyższego poziomu bezpieczeństwa.

Planowanie działań zapobiegawczych dla celów utrzymaniowych rozjazdów kolejowych dużych prędkości musi być oparte na danych statystycznych, otrzymywanych i zapisywanych w trakcie całego cyklu życia wyrobu. Wyniki i dane statystyczne powinny być dostarczane do baz danych za pomocą programów komputerowych.

Zebranie obecnie funkcjonujących programów komputerowych na światowych liniach kolejowych dużych prędkości wraz z aktywnościami poszczególnych Zarządców linii kolejowych i producentów rozjazdów doprowadzi do powstania baz danych, co przyczyni się do wdrożenia i implementowania najlepszych narzędzi diagnostycznych na KDP.

Literatura

- [1] Dyduch J., Moczarski J.: *Podstawy eksploatacji systemów sterowania ruchem*, UTH Radom, 2015.
- [2] Connor P.: *High Speed Railway Capacity – understanding the factors affecting capacity limits for a high speed railway*, University of Birmingham.
- [3] Dyrektywa Rady 96/48/WE z dnia 23 lipca 1996 r. w sprawie interoperacyjności transeuropejskiego systemu kolei dużych prędkości.
- [4] Instrukcja o oględzinach, badaniach technicznych i utrzymaniu rozjazdów Id-4, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Warszawa, 2015 rok.
- [5] Instrukcja utrzymania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h Id-16, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Warszawa, 2014 rok.
- [6] Paś J., Dyduch J.: *Współpraca rozjazdu z napędem dla kolei dużych prędkości*, Logistyka 6/2014.
- [7] Paś J., Dyduch J.: *Metody pomiaru sił przestawiania ruchomych części rozjazdów dużych prędkości*, Logistyka nr 3/2015.
- [8] Railtrack 2001 *Network Management Statement Part 1*.
- [9] Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{\max} \leq 200$ km/h (dla taboru konwencjonalnego) / 250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem) Wersja 1.1, Warszawa 2009 r.
- [10] Transport research fourth framework programme rail transport „Modular system for reliability and maintainability management in European rail transport” European Communities, 1998.
- [11] Zhou F., Archer N., Bowles J., Duta M., Henry M., Tombs M., Zamora M., Baker S., Burton C.: *Remote condition monitoring and validation of railway points*, University of Oxford, 2002.

DIAGNOSTICS OF TURNOUTS USED ON HIGH-SPEED RAILWAYS

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

Kazimierz FLAGA¹, Wioletta JACKIEWICZ – REK²

WYBRANE PROBLEMY MATERIAŁOWO- -TECHNOLOGICZNE I KONSTRUKCYJNE PRZY BUDOWIE ŚWIĄTYNI OPATRZNOŚCI BOŻEJ W WARSZAWIE

1. IDEA BUDOWY ŚWIĄTYNI

Wzniesiona na Polach Wilanowskich w Warszawie Świątynia Świętej Bożej Opatrności ma stanowić Wotum Dziękczynne Narodu Polskiego za uchwalenie Konstytucji 3 Maja (uchwała Sejmu Czteroletniego z dnia 5 maja 1791 r.). Do tej historycznej intencji dziękczynnej obecnie dołączyły bardziej współczesne: za w pełni odzyskaną suwerenność naszej Ojczyzny w 1989 r., za Pontyfikat Wielkiego Polaka – Ojca Świętego Jana Pawła II oraz za Zjednoczenie Europy.

Podczas wizyty w Polsce, 13 czerwca 1999 r. Ojciec Święty Jan Paweł II poświęcił kamień węgielny pod budowę Świątyni, zaś w dniu 2 maja 2002 r. doszło do jego wmurowania na miejscu budowy. Realizacja budowy opierała się na projekcie wykonawczym Pracowni Architektonicznej „W. Szymborski & L. Szymborski” Spółka Jawna oraz specjalistycznych biur branżowych – konstrukcyjnych i instalacyjnych – il.1.



II.1. Widok świątyni z kopułą pokrytą miedzianą blachą (pierwotnie planowano obłożenie dachu blachą tytano-cynkową lub ze stali nierdzewnej, jednak o wyborze miedzi zdecydowała trwałość materiału; zużyto 30 ton miedzi; 2012 rok) [7]

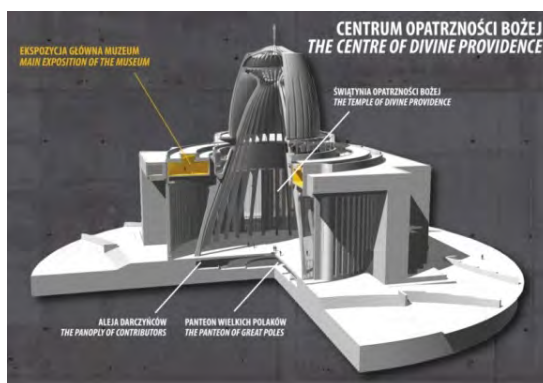
¹ Prof. dr hab. inż. Kazimierz Flaga, kflaga@pk.edu.pl – Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

² Dr inż. Wioletta Jackiewicz – Rek, - Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

KRÓTKI OPIS ARCHITEKTONICZNO – KONSTRUKCYJNY ŚWIATYNI

Od samego początku (23 listopada 2002 roku) budowa świątyni była swoistym poligonem nowych technologii, ale i racjonalizatorskich rozwiązań, których głównym celem było wzniesienie nietuzinkowej budowli o bardzo dużej trwałości, w założonym długim okresie użytkowania.

W latach 2002-2004 zrealizowano w stanie surowym – w monolitycznej konstrukcji żelbetowej – kościół dolny, mieszczący m. in. sepulchrum stanowiące załączek Panteonu Wielkich Polaków, kaplicę wewnętrzną, obejście sepulchrum oraz przestrzenie komunikacyjne wraz z garażem podziemnym [2,3,4]. W latach 2005-2010 realizowano kościół górny wraz z umieszczonym na poziomie +26,42 m muzeum Jana Pawła II i Kardynała Stefana Wyszyńskiego. W 2012 r. ukończono wykonanie kopuły wieńczącej świątynię, o konstrukcji zespolonej powłokowo-żebrowej.



II.2. Przekrój poprzeczny Świątyni

Bryła świątyni stanowi jednoprzestrzenne wnętrze na planie krzyża greckiego o wymiarach 84,00 x 84,00 m i wysokości 68,37 m w stosunku do poziomu parteru (75,55 m do górnego poziomu krzyża) - il.2. Nawa główna świątyni ma ustrój konstrukcyjny ramowo-płytowy rozparty na rzucie koła o średnicy 68,00 m. Ramy rozmieszczone są na obwodzie w rytmie kątowym, w ilości 26 sztuk. Do ich wykonania zaprojektowano specjalną stalową konstrukcję rusztowania podporowego (il.3).



II. 3. Stalowa konstrukcja wsporcza o szkieletie prętowym z pomostem roboczym na poziomie +20,00 m i dwiema systemowymi kłatkami schodowymi [8]

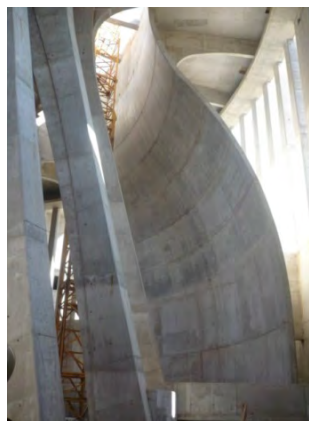
Muzeum im. Jana Pawła II przebiega obwodowo nad nawą boczną świątyni na poziomie +26,42m (il.5). Płyta dolna o grubości 25 cm wsparta jest na ryglach ram głównych. Ściany obwodowe muzeum o grubości 30 cm dźwigają stropodach o konstrukcji płytowo-żebrowej. Płyta o grubości 25 cm wspiera się na usytuowanych promieniście podciągach o przekroju 60x70 cm (il.4).



Il.4. Fragment wnętrza kościoła górnego



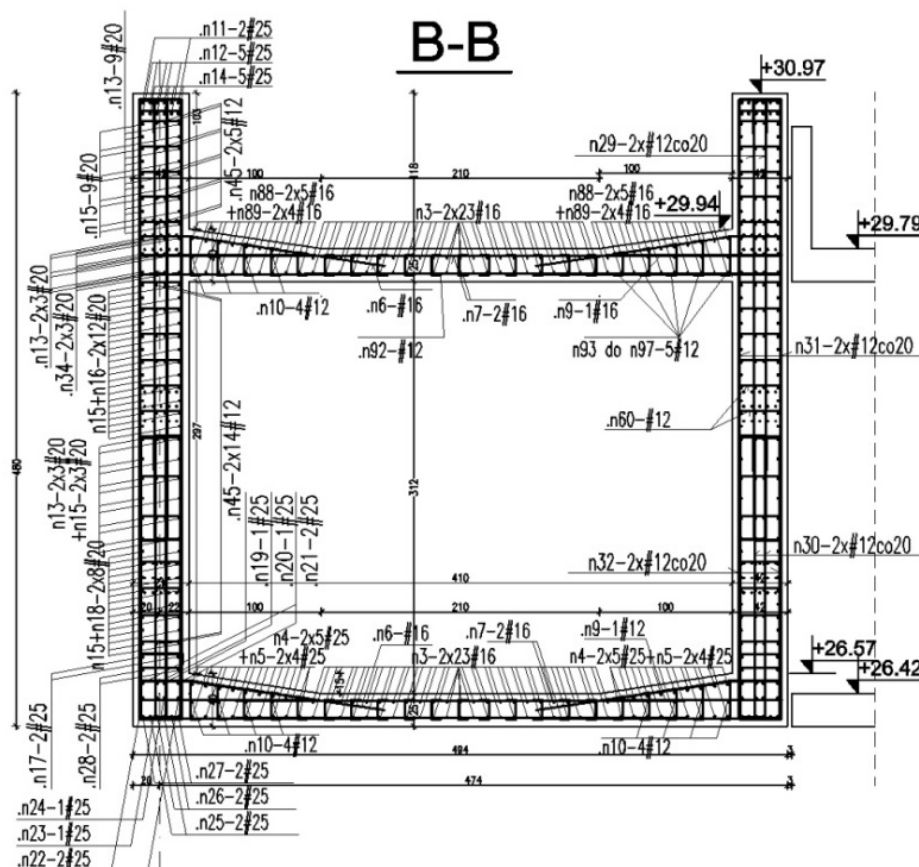
Il.5. Muzeum na poziomie +26,42 m



Il.6. Ściana pochyla ołtarza

Nawa główna świątyni zawiera również inne elementy takie jak: zakrystię, chór, ścianę pochylą ołtarza nad stropem prezbiterium (il.6), kopułę nad nawą główną z jednopowłokowej płytowo-żebrowej powłoki zespolonej o grubości 15 cm i średnicy dołem 26,70 m oraz taras widokowy na poziomie +32,92 m.

Mosty między pylonami są łącznikami o przekroju skrzynkowym i wymiarach zewnętrznych 4,80x4,81 m (il.7). Ściany pionowe o grubości 40 cm połączone są płytą dolną i płytą stropodachu, o grubościach 25÷40 cm. Mosty te połączone z wierzchołkami pylonów tworzą potężne rygle ram portalowych, nadających budowli świątyni monumentalny charakter. Tworzą one razem ze schodami wejściowymi z trzech dziedzińców: Ojczyzny, Chwały i Ludu Bożego rodzaj propylejów – bram wejściowych do świątyni (por. il.1). Czwarty dziedziniec, za prezbiterium świątyni – to dziedziniec Życia. Wszystkie skomplikowane elementy żelbetowe świątyni wykonano przy zastosowaniu rusztowań i de-skowań systemowych PERI.



II.7. Przekrój poprzeczny „mostów” wraz z ich zbrojeniem

3. SPECYFIKACJE BETONU PROJEKTOWANEGO DO ELEMENTÓW ŚWIĄTYNI

Przyjęte założenie etapowania budowy świątyni (opisane szerzej w pracach [3,5] i sukcesywny system dostarczania dokumentacji wykonawczej sprawiły, że powstało kilka specyfikacji wymaganych cech betonów niezbędnych do realizacji elementów żelbetowych. Na budowie świątyni, od początku realizacji zatwierdzono w sumie kilkanaście receptur na beton klas B50 i B60 (do części podziemnej świątyni) i C30/37, C35/45 i C40/50 do części nadziemnej, które niejednokrotnie projektowane były na podstawie indywidualnych wytycznych (w pracy [1] opisano szczegółowo zasady doboru składu betonu). Receptury betonu, każdorazowo dopuszczano do realizacji na podstawie badań potwierdzających wymagane cechy mieszanki betonowej i stwardniałego betonu. Kontrolowano również jakość składników betonu.

4. KONTROLA ZGODNOŚCI MIESZANKI BETONOWEJ I STWARDNIAŁEGO BETONU

4.1 Właściwości mieszanki betonowej

Kontrolą bieżącą objęto konsystencję i urabialność, temperaturę oraz całkowitą zawartość powietrza w mieszance betonowej, przy czym to ostatnie oznaczenie wykonywano okresowo, co 2 miesiące. Ciepłość i temperaturę mieszanki betonowej sprawdzano kontrolując każdą dostawę, pobierano próbki mieszanki z każdego betonowozu dostarczającego mieszankę towarową na budowę.

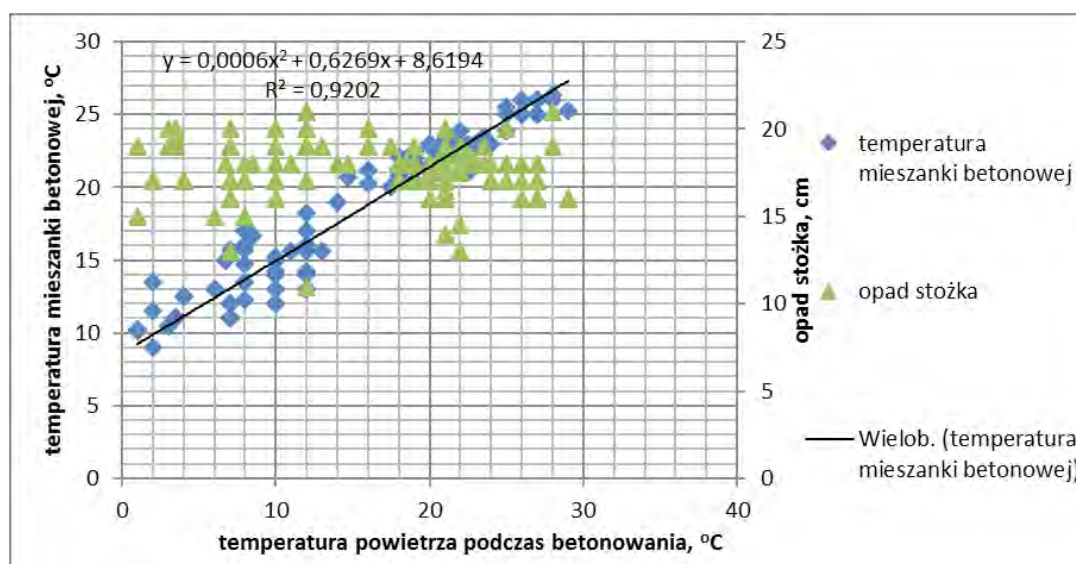
Według PZJ dla budowy Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie, Wykonawcy deklarowali kontrolę konsystencji mieszanki betonowej dostarczanej na budowę przez firmę Cemex Polska zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 12350-2:2001 „*Badania mieszanki betonowej. Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka*” [9].

Bieżące kontrole pozwoliły wyeliminować błędy podczas pobierania próbek do badań, wpływające na wynik badania konsystencji (nie adekwatny do rzeczywistej konsystencji), a w konsekwencji na błędną ocenę płynności mieszanki betonowej przed wbudowaniem.

Kontrolowano również całkowitą zawartość powietrza w mieszankach betonowych, a oznaczenia przeprowadzano co dwa miesiące dla każdego rodzaju stosowanych mieszanek, pomimo tego, że nie były to mieszanki napowietrzane. Pomierzone wartości zawartości powietrza metodą ciśnieniową (wg [12]) mieściły się w granicach od 0,8 do 2,2%, przy wymaganym ograniczeniu do 2%.

W celu ustalenia optymalnych warunków cieplno-wilgotnościowych betonu w konstrukcji prowadzono rejestr temperatury otoczenia (oraz średniej dobowej) jak również oznaczano temperaturę mieszanek betonowych przed betonowaniem. Ograniczono zakres możliwej temperatury mieszanek przed wbudowaniem od +10 °C do +22 °C, jednak pomimo starań podejmowanych przez Dostawcę betonu w celu obniżenia temperatury, zdarzało się wbudowywać mieszankę betonową o temperaturze wyższej.

W zależności od pory roku, w przypadku wykonywania elementów z betonu klasy wytrzymałości na ściskanie C40/50 – elementy świątyni betonowano mieszankami o średniej temperaturze 18,4 °C, przy minimalnej 9 °C, a maksymalnej 26,3 °C (il.8).

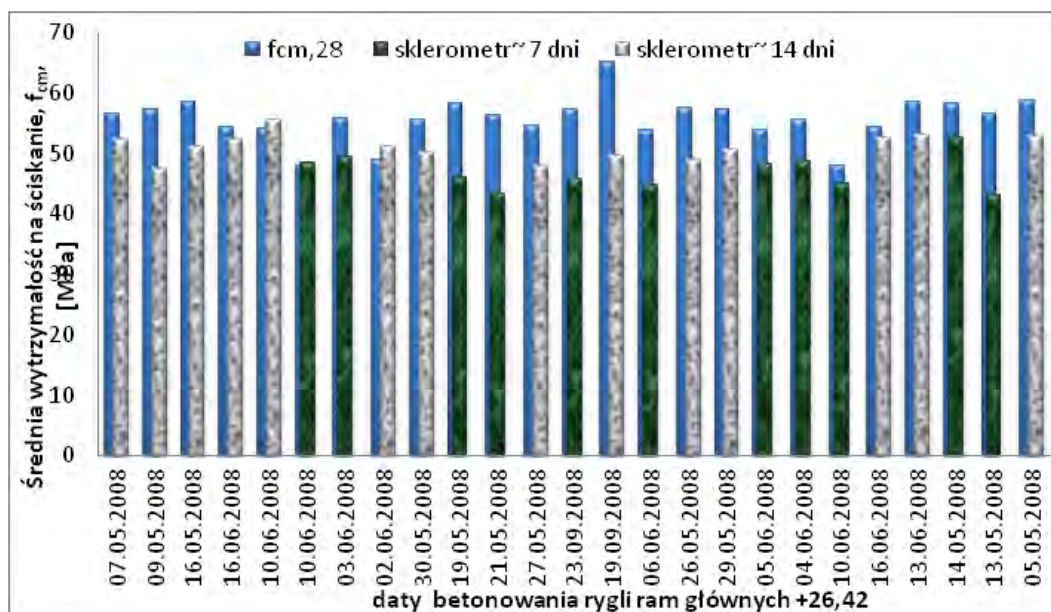


Il. 8. Temperatury mieszanki betonowej i konsystencja w funkcji temperatury powietrza podczas betonowania mieszanką C40/50 (wyniki ze 123 betonowań)

4.2. Właściwości stwardniałego betonu

Cechy stwardniałego betonu badano w trzech niezależnych laboratoriach – Producenta, Wykonawcy i akredytowanym laboratorium zewnętrznym.

Ocenę wytrzymałości betonu w konstrukcji prowadzono na podstawie badań wytrzymałości na ściskanie próbek formowanych na placu budowy przed każdym betonowaniem konstrukcji, odpowiednio przechowywanych (wg [13]) na budowie przez 24 godziny i badanych (wg [10]) w laboratorium. Jednocześnie wykonywane były badania sklerometryczne, metodą oznaczania liczby odbicia od powierzchni stwardniałego betonu z zastosowaniem sprężynowego bijaka stalowego (wg [14]), wykorzystywane do oceny jednorodności betonu w konstrukcji.



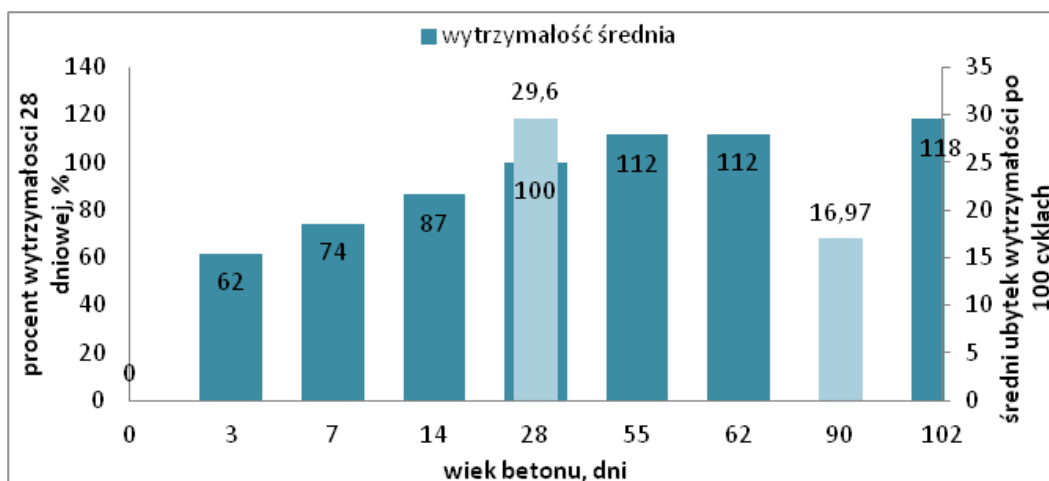
II. 9. Średnia wytrzymałość betonu C40/50 na ściskanie wbudowanego w rygle ram głównych na poziomie +26,42 m oznaczona na próbkach betonowych pobranych na budowie w czasie betonowania oraz wytrzymałość oszacowana na podstawie badań sklerometrycznych

W zależności od przyjętej receptury wymaganą klasę wytrzymałości na ściskanie betonu sprawdzano na kostkach sześciennych o boku 15 cm pobranych na budowie (wg [13]) po 28 lub po 56 dniach dojrzewania – w przypadku betonów z cementem hutniczym i popiołami lotnymi w składzie. Wyniki badań betonu w 2008 r. przedstawiono na il.9.

Jakość betonu w konstrukcji sprawdzano również metodą sklerometryczną (Młotkiem Schmidta), gdzie na podstawie liczby odbicia szacowano wytrzymałość betonu w elementach. W przypadku rygli badano jednorodność i szacowano wytrzymałość po około 7 (6÷9) i 14 (12÷16) dniach dojrzewania betonu w konstrukcji (il.9). Już po 7 dniach według szacunków, na podstawie krzywych korelacji, wytrzymałość na ściskanie wynosiła średnio 46,9 MPa, a po 14 – 51,2 MPa. Wszystkie pomiary charakteryzowały się dość niskim odchyleniem standardowym wyników (poniżej 3 MPa) i małym wskaźnikiem zmienności (do 6%).

Wymaganą, założoną klasą mrozoodporności betonu F100 sprawdzano po 56 dniach dojrzewania betonu metodą zwykłą według PN-88/B-06250 „Beton zwykły” [11] (normowo, terminem zalecanym badania jest 28 dni dojrzewania betonu – pkt. 6.5.1.2.). Zdecydowano, aby wydłużyć czas dojrzewania próbek do badań z uwagi na skład badanych betonów – spoiwo stanowiło 50% CEM I i 50% CEM III dodatkowo uzupełnione popiołem lotnym) - il.10

Szczególnie przy przygotowywaniu do betonowania wielkogabarytowych mostów łączących wierzchołki pylonów narożnych świątyni duże znaczenie miało określenie skurczu betonu. Do tych elementów projektowano beton C40/50, o niskiej kaloryczności i dobrej urabialności, ze względu na duże zagęszczenie zbrojenia, zwłaszcza w partiach przypodporowych oraz o małym skurczu (z uwagi na odkształcenia reologiczne mostów i wywołane przez nie naprężenia skurczowe w przekroju oraz współpracę z pylonami, po ich połączeniu).



II.10. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu C35/45 wraz z wynikami oznaczeń ubytków wytrzymałości po 100 cyklach zamrażania i rozmrażania (F100) betonu w różnym wieku

Skurcz rzeczywisty w badaniach laboratoryjnych okazał się znacznie (o 78 %) większy niż wartość skurczu obliczona dla tych samych warunków wg wzorów podanych w „Eurokodzie 2”. Natomiast skurcz obliczony wg wzorów „Eurokodu 2” jest dla konstrukcji omawianych mostów znacznie mniejszy niż skurcz obliczony dla beleczek Amslera, a niewielkie przemieszczenia skurczowe zostały potwierdzone szczegółowymi pomiarami geodezyjnymi na budowie Świątyni. Rozpatrywane zagadnienie skurczu kompleksowo opisano w pracy [6].

5. MONTAŻ ŻELBETOWYCH MOSTÓW – ŁĄCZNIKÓW NA NAROŻNYCH PYLONACH ŚWIĄTYNI

Jednym z poważnych problemów budowy było wykonanie 4 „mostów” łączących wierzchołki pylonów narożnych Świątyni. „Mosty” te, o przekroju skrzynkowym 4,80 x 4,81 m i rozpiętości po 42,58 m zostały zabetonowane na poziomie parteru Świątyni (-0,55 m) i następnie wciągnięte na wysokości +26,72 m (poziom spodu „mostu”) przy pomocy specjalnej instalacji zaprojektowanej przez firmę BBR „Polska”.

Aby operacja wciągnięcia „mostów” i późniejszego ich osadzenia na pylonach mogła być zrealizowana, należało zaprojektować specjalne wnęki podporowe w pylonach i czołach „mostów”. W tym celu należało rozkuć ściany wewnętrzne pylonów oraz ścianki boczne przekrojów skrzynkowych „mostów”, następnie powstałe wnęki odpowiednio zazbroić i osadzić w nich stalowe wnęki łożyskowe – w pylonach oraz stalowe dyble (krótkie stalowe beleczki podłużne) – w ściankach bocznych przekrojów skrzynkowych „mostów”. Dyble te, jako wsporniki „mostów” posłużyły do oparcia „mostów” na elastomerowych łożyskach garnkowych, we wnękach łożyskowych pylonów.

Zastosowany sposób wykonania „mostów” zapewnił dobrą jakość robót betonowych, niższy koszt oraz wyraźne skrócenie czasu budowy „mostów”. Skrócenie to oszacowano w przypadku 4 „mostów” na około ½ roku. „Mosty” można było betonować prawie równocześnie, z przesunięciem fazowym o 2 tygodnie i w takim też cyklu „mosty” później podnoszono (il.11).



II.11. Faza podnoszenia, przed oparciem na pylonach

6. MONITORING UGIĘĆ MOSTÓW

Jak to przewidziano w umowie z BBR Polska Sp. z o.o. dotyczącej wykonania robót budowlano-montażowych w zakresie montażu mostów, po roku eksploatacji dokonano przeglądu technicznego. Ugięcia mostów kontrolowano (pomiarów dokonywało Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne S.A.) odpowiednio po ich opuszczeniu na podpory tymczasowe (pomiar nr 1) przed podnoszeniem (pomiar nr 2), po podniesieniu i osadzeniu wszystkich mostów na łożyskach (pomiar nr 3) oraz po rocznej ich eksploatacji (pomiar nr 4; tablica 1).

Most	Pomiar 1	Pomiar 2	Pomiar 3	Pomiar 4 30.09 2010	Data podnoszenia mostu
Północny	30	39	40	57	29.07.2009
Zachodni	29	39	39	56	20-21.08.2009
Wschodni	27	38	38	56	31.08-1.09.2009
Południowy	28	37	37	57	11.09.2009

Tab. 1. Pomierzone ugięcia mostów

Ugięcia mostów o 57 mm (tablica 1) potwierdziły przewidywane obliczeniami ugięcia sprężyste konstrukcji (docelowe przemieszczenia 78 mm). Pomiary przemieszczeń dybli stalowych, na których posadowiono mosty przeprowadzono przy temperaturze powietrza 15°C i temperaturze konstrukcji 10°C. Wszystkie pomiary na łożyskach przesuwnych wykazały przesuw dybli stalowych w granicach od 3,5 mm na zewnątrz mostu do 1 mm przemieszczenia do środka mostu. Przemieszczenia dybli stalowych w kierunku podłużnym jako wynik sumy odkształceń termicznych i skurczowych – również potwierdziły wcześniejsze szacunki. Zmiany długości górnych i dolnych włókien mostów wynikające z przyrostu ugięć były mniejsze niż wynikające z obliczeń.

7. PODSUMOWANIE

Realizacja świątyni skupiła szereg zaangażowanych ludzi, którzy przyczynili się do stworzenia tej unikatowej budowli. Główni Wykonawcy – zarówno firma Z. Marciniak S.A., która wzniosła świątynię

do poziomu 26,42 m jak i Warbud SA, która dokończyła budowę wieńcząc ją krzyżem (il.12) – wykazali się dużymi umiejętnościami, najlepszą wiedzą techniczną i sumiennym wykonaniem na każdym etapie robót.

Nie byłoby to możliwe bez owocnej współpracy, dialogu i stałego zainteresowania wszystkich uczestników procesu: inwestora, projektantów, wykonawcy i nadzoru. Wspólnie i twórczo reagowano na problemy i rozwiązywano je. Nie bano się zadawać pytań, konsultować opinii, czy w efekcie wprowadzać zmian, które służyły stworzeniu tej wyjątkowej budowli.



Il. 12. Montaż Krzyża na konstrukcji stalowej świetlika, fot. Warbud

Literatura

- [1] Flaga K., Nازیębło W.: *Budowa Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie*. Budownictwo, Technologie, Architektura. Polski Cement, Nr 2/2007.
- [2] Flaga K., Nازیębło W.: *Wybrane problemy konstrukcyjne i technologiczne budowy Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 12/2005.
- [3] Nازیębło W., Osiński B., Sieczkowski J.: *Budowa świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9/2003.
- [4] Osiński B., Nازیębło W., Sieczkowski J.: *Zakończenie realizacji konstrukcji dolnego kościoła Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 3/2004.
- [5] Flaga K., Nازیębło W.: *Świątynia Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie. Realizacyjne problemy konstrukcyjne w kolejnych etapach wznoszenia*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 7/2008.
- [6] Flaga K., Jackiewicz-Rek W.: *O skurczu betonu w badaniach laboratoryjnych i rzeczywistych konstrukcjach na przykładzie Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2010.
- [7] <http://biznes.trojmiasto.pl/Gdanskie-Doraco-i-kopula-Swiatyni-Opatrzności-Bożej>
- [8] http://mostostal.chojnice.pl/swiatynia_1.htm

- [9] PN-EN 12350-2: 2009 Badania mieszanki betonowej. Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka.
- [10] PN-EN 12390-3 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [11] PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- [12] PN-EN 12350-7 Badania mieszanki betonowej. Część 7: Badanie zawartości powietrza. Metody ciśnieniowe.
- [13] PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.
- [14] PN-EN 12504-2:2002 Badania betonu w konstrukcjach. Część 2: Badanie nieniszczące. Oznaczanie liczby odbicia.

**SELECTED MATERIAL AND TECHNOLOGICAL
AND STRUCTURAL PROBLEMS DURING CONSTRUCTION
OF THE TEMPLE OF DIVINE PROVIDENCE IN WARSAW**



Jerzy HOŁA¹, Łukasz SADOWSKI²

DIAGNOZOWANIE, METODAMI NIENISZCZĄCYMI, ZESPOLENIA WARSTW W ELEMENTACH BETONOWYCH

STRESZCZENIE

W pracy pokazano aktualne możliwości diagnozowania metodami nieniszczącymi zespolenia warstw w elementach betonowych. Przedstawiono metodykę nieniszczącego diagnozowania ograniczonego do poszukiwania rozwarstwienia pomiędzy betonowymi warstwami, wierzchnią i podkładową. Przedstawiono nieniszczącą ocenę wartości przyczepności na odrywanie warstwy wierzchniej od podkładowej w elementach nowowykonywanych lub istniejących elementach naprawianych powierzchniowo przez nałożenie warstwy naprawczej. Przedstawiono także nieniszczącą ocenę wartości przyczepności na odrywanie warstw w elementach istniejących o stałej grubości warstwy wierzchniej. Dla każdego przypadku wskazano z pomocą jakich metod nieniszczących i określonych z ich pomocą parametrów można tego dokonać.

SŁOWA KLUCZOWE: elementy warstwowe betonowe, warstwa naprawcza, metody nieniszczące, sztuczne sieci neuronowe, przyczepność na odrywanie

1. WPROWADZENIE

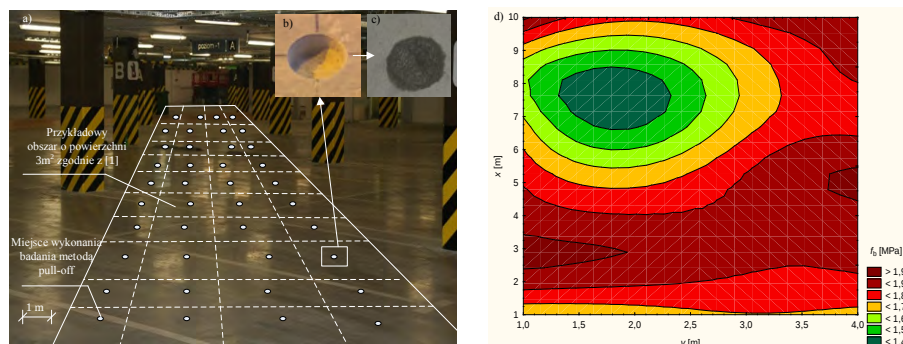
Warstwowe elementy betonowe są często stosowane w budownictwie. Zazwyczaj składają się one z warstwy wierzchniej ułożonej na warstwie podkładowej. W elementach nowowykonywanych warstwa wierzchnia ma najczęściej stałą grubość. W przypadku elementów naprawianych powierzchniowo grubość nakładanej warstwy wierzchniej naprawczej zazwyczaj jest zmienna i dostosowana do przygotowanego do naprawy podłoża betonowego. Zarówno w jednym jak i w drugim przypadku na użytek odbiorów jakościowych w budownictwie niezbędne jest zapewnienie odpowiedniego zespolenia pomiędzy warstwą wierzchnią i podkładową [1, 2]. Miarą tego zespolenia jest wartość przyczepności na odrywanie f_b uzyskiwana w praktyce budowlanej seminieniszczącą metodą odrywania (pull-off). Zgodnie z [3] wartość przyczepności na odrywanie f_b powinna wynosić minimum 0,5 MPa w elementach nowowykonywanych oraz minimum 1,5 MPa w elementach naprawianych (0,7 w elementach naprawianych niekonstrukcyjnych).

Niedogodnością metody odrywania jest między innymi to, że w każdym miejscu badawczym powstaje po zakończeniu badania uszkodzenie (rys. 1b), które wymaga naprawy (rys. 1c) [4, 5]. W celu ograniczenia prawdopodobieństwa pominięcia rejonów wadliwych badanego elementu norma [4] wymaga, aby jeden pomiar kontrolny przypadał na powierzchnię wynoszącą nie mniej niż 3m². Na pod-

¹prof. dr hab. inż. Jerzy Hoła, jerzy.hola@pwr.edu.pl – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

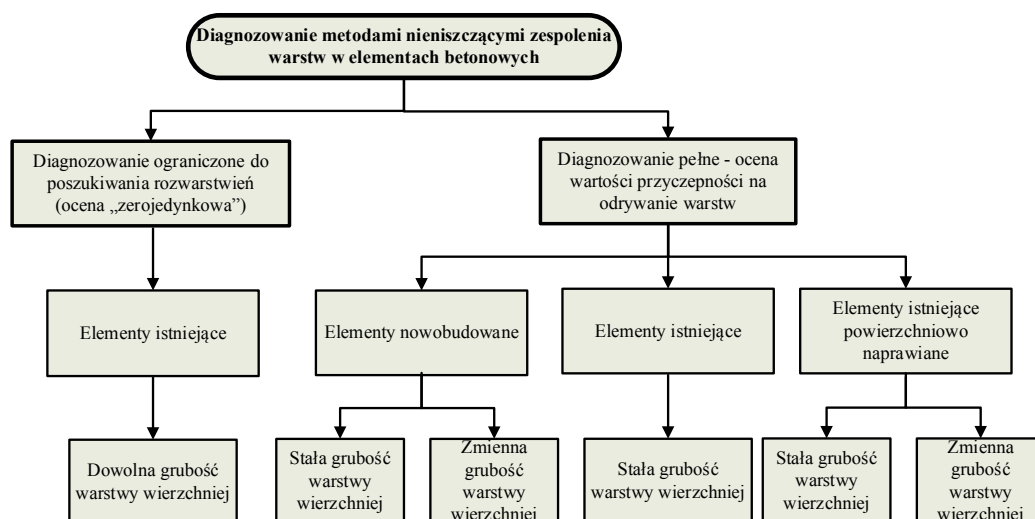
²dr inż. Łukasz Sadowski, lukasz.sadowski@pwr.edu.pl – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

stawie tych badań można w zasadzie uzyskać zgrubną „mapę przyczepności” na użytek lokalizacji rejonów wadliwych (rys. 1d). Doprecyzowanie rejonu wadliwego, w tym zwłaszcza jego granic, wymaga w obrębie takiego rejonu dalszego zagęszczania siatki punktów badawczych, w których należy dokonać próby odrywania. To potęguje problem niedogodności metody odrywania, bo rośnie liczba miejsc wymagających naprawy po zakończeniu badań. Z tych powodów w praktyce podane wyżej normowe wymaganie nagminnie nie jest przestrzegane, i to przede wszystkim w odniesieniu do elementów wielkopowierzchniowych, w przypadku których drastycznie ogranicza się ilość miejsc pomiarowych. To z kolei przekłada się na możliwość przeoczenia rejonów pozbawionych przyczepności. Ilustracją powyższych stwierdzeń jest rys. 1a, na którym przedstawiono przykładowy widok rozmieszczenia miejsc badawczych, zgodnie z [4], na fragmencie podłogi wielkopowierzchniowego garażu.



Rys. 1. Badanie metodą odrywania wielkopowierzchniowej podłogi: a) rozmieszczenie punktów badawczych zgodnie z wymaganiami zawartymi w [1], b) widok uszkodzenia warstwy wierzchniej w miejscu badanym, c) widok naprawionego uszkodzenia, d) przykładowa „mapa przyczepności” uzyskana na podstawie badań

Jest wobec powyższego wskazane poszukiwanie możliwości diagnozowania metodami nieniszczącymi zespolenia warstw. W praktyce budowlanej, w zależności od potrzeby, diagnozowanie to może ograniczać się tylko do „zerojedynkowej” oceny zespolenia polegającej na poszukiwaniu rozwarstwień między warstwami (delaminacji), albo może być też pełne poszerzone o ocenę wartości przyczepności na odrywanie warstw. Potrzeba pełnej oceny może dotyczyć zarówno elementu nowowykonywanego jak i istniejącego. Dla elementów istniejących należy wyróżnić sytuację, gdy są one powierzchniowo naprawiane, poprzez nałożenie betonowej wierzchniej warstwy naprawczej. Ilustracją powyższych stwierdzeń jest schemat zamieszczony na rysunku 2.



Rys. 2. Możliwości diagnozowania metodami nieniszczącymi zespolenia warstw w elementach betonowych

Do diagnozowania zespolenia warstw w elementach betonowych przydatne są następujące metody nieniszczące:

- metoda optyczna skanowania laserowego 3D,
- metoda odpowiedzi na impuls,
- metoda młoteczkowa,
- ultradźwiękowa metoda echa,
- metoda geodezji precyzyjnej.

Metody te zostały opisane szczegółowo między innymi w pracach [6-10].

Metoda optyczna skanowania laserowego 3D daje możliwość określenia wartości parametrów charakteryzujących morfologię powierzchni, takich jak [6]:

S_a – średnie arytmetyczne odchylenie badanej powierzchni od powierzchni odniesienia,

S_q – średnie kwadratowe odchylenie badanej powierzchni od powierzchni odniesienia,

S_{sk} – współczynnik asymetrii powierzchni, nazywany skośnością powierzchni,

S_{ku} – miara gęstości prawdopodobieństwa wysokości powierzchni,

S_p – maksymalna wysokość wzniesienia powierzchni,

S_v – maksymalna głębokość wgłębienia powierzchni,

S_{bi} – wskaźnik nośności powierzchni,

S_{ci} – wskaźnik utrzymania płynu przez rdzeń,

S_{vi} – wskaźnik utrzymania płynu przez doliny.

Metoda odpowiedzi na impuls pozwala wygenerować dla badanej powierzchni wartości następujących parametrów [7, 8]:

N_{av} - średnią zmienność dynamiki drgań,

K_d - sztywność dynamiczną,

M_p/N - tempo przyrostu dynamiki drgań,

v - współczynnik wadliwości.

Metoda młoteczkowa pozwala uzyskać wartość parametru [9]:

f_T - częstotliwość odpowiadającą fali ultradźwiękowej odbitej od dna.

Ultradźwiękowa metoda echa pozwala natomiast uzyskać wartość parametru [10]:

t - czas przejścia fali ultradźwiękowej od głowicy nadawczej do odbiorczej.

Metoda geodezji precyzyjnej pozwala uzyskać wartość parametru:

T - grubość warstwy wierzchniej.

Można tymi metodami (z wyjątkiem ostatniej), stosowanymi pojedynczo, dokonywać z powodzeniem „zerojedynkowej” oceny zespolenia.

Jak to przedstawiono w pracach [1, 12] określenie wiarygodnych zależności korelacyjnych między przyczepnością na odrywanie f_b , a poszczególnymi (pojedynczymi) parametrami określonymi za pomocą metod nieniszczących nie jest możliwe, z uwagi na niesatysfakcjonujące wartości współczynnika korelacji liniowej. Oznacza to, że wymienionymi wyżej metodami nieniszczącymi stosowanymi pojedynczo nie można dokonać pełnej, wiarygodnej diagnozy zespolenia warstw.

Natomiast podjęte próby kompleksowego wykorzystania wymienionych wyżej nieniszczących metod do pełnego diagnozowania zespolenia warstw dały efekt pozytywny [13-15]. Wykazały one, że możliwa jest predykcja wartości przyczepności na odrywanie warstw betonowych w poszczególnych miejscach badawczych. Możliwe jest to przy wykorzystaniu sztucznych sieci neuronowych (SSN), o odpowiednio dobranej strukturze i algorytmie uczenia, na podstawie parametrów ocenionych na powierzchni warstwy podkładowej nieniszczącą metodą optyczną skanowania laserowego 3D oraz nieniszczącymi metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkowej na powierzchni elementu.

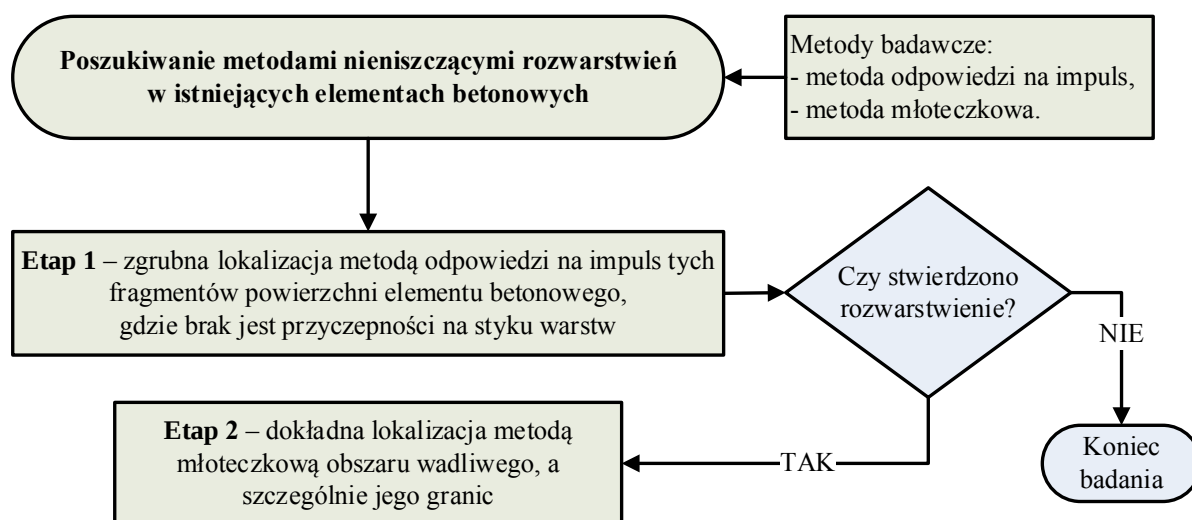
Mając powyższe na uwadze poniżej podano możliwe na chwilę obecną sposoby podejścia do diagnozowania metodami nieniszczącymi zespolenia warstw w elementach betonowych. W pierwszej kolejności przedstawiono metodykę nieniszczącego diagnozowania ograniczonego do poszukiwania rozwarstwienia pomiędzy betonowymi warstwami, wierzchnią i podkładową. Następnie przedstawiono nieniszczącą ocenę wartości przyczepności na odrywanie między warstwą wierzchnią i podkładową w elementach nowowykonywanych lub istniejących elementach naprawianych powierzchniowo, a na końcu w elementach istniejących nie poddawanych powierzchniowej naprawie.

2. POSZUKIWANIE ROZWARSTWIENIA WARSTW

Opracowana i zweryfikowana praktycznie metodyka nieniszczącego poszukiwania rozwarstwienia warstw betonowych w elementach istniejących (rysunek 3) została szczegółowo przedstawiona i opisana w pracy [16]. Metodyka ta dotyczy oceny elementów betonowych o dowolnej grubości warstwy wierzchniej.

Jak wynika z rysunku 3 nieniszczące poszukiwanie rozwarstwień należy prowadzić w dwóch etapach. W etapie 1 następuje zgrubna lokalizacja tych fragmentów powierzchni elementu betonowego, gdzie brak jest przyczepności na styku warstw. Badania te należy wykonać metodą odpowiedzi na impuls.

Następnie, jak to wynika z rysunku 3, należy wykonać badania objęte etapem 2 w celu dokładnej lokalizacji obszaru wadliwego, a szczególnie jego granic. Badania te należy wykonać metodą młoteczkową.



Rys. 3. Metodyka poszukiwania rozwarstwień metodami nieniszczącymi w elementach betonowych

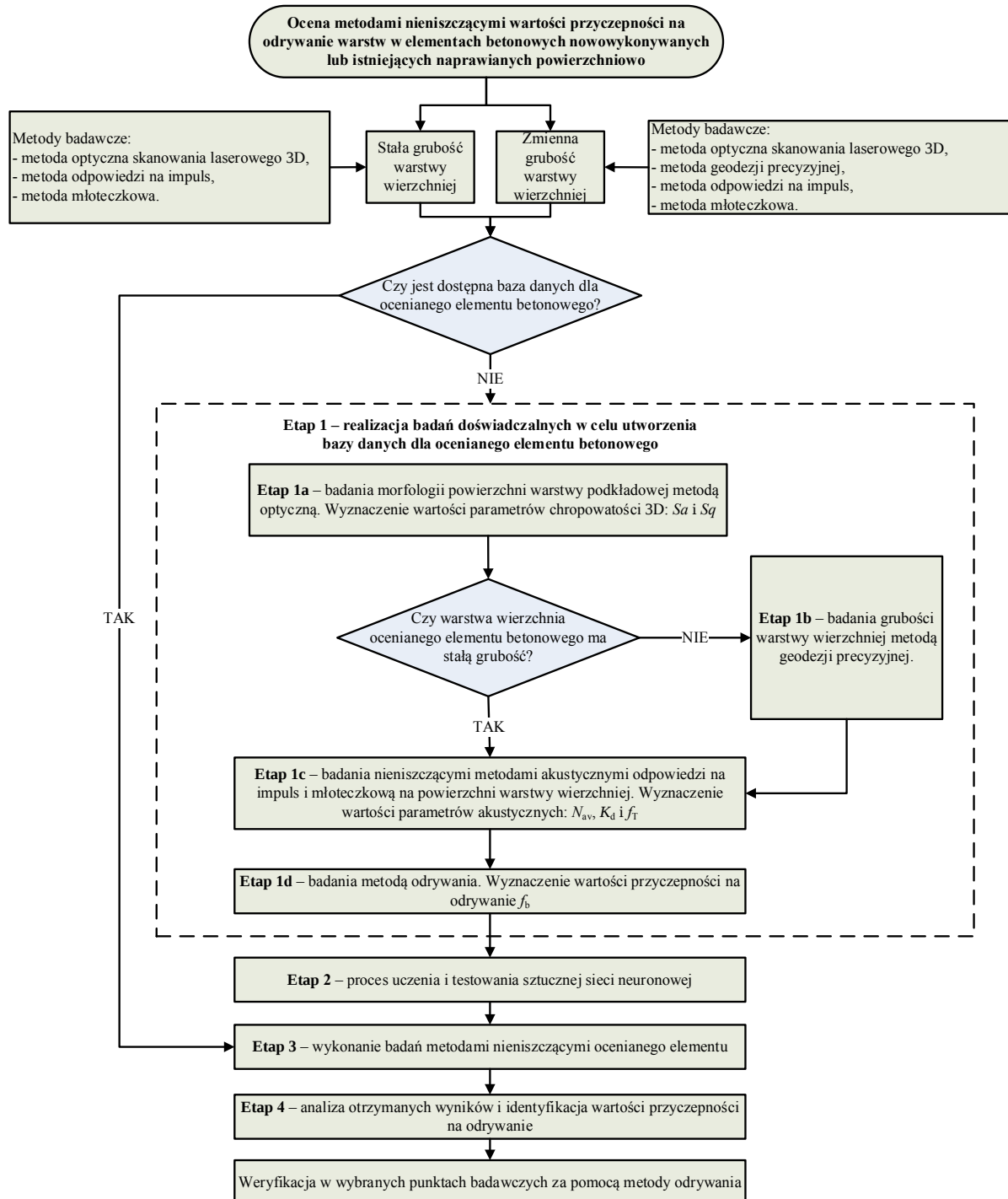
3. OCENA WARTOŚCI PRZYZCZEPNOŚCI NA ODRYWANIE WARSTW

3.1. Elementy nowowykonywane lub istniejące naprawiane powierzchniowo

Określenie wartości przyczepności na odrywanie warstw w warstwowych elementach betonowych nowowykonywanych lub istniejących elementach betonowych naprawianych powierzchniowo przez nałożenie warstwy wierzchniej naprawczej jest możliwe poprzez zastosowanie do tego celu albo trzech, albo czterech nieniszczących metod badawczych. W przypadku, gdy grubość warstwy wierzchniej jest stała wystarczające jest zastosowanie trzech metod badawczych, mianowicie: metody optycznej skanowania laserowego 3D, metod akustycznych odpowiedzi na impuls i młoteczkowej. Jeżeli natomiast grubość warstwy wierzchniej jest zmienna należy ponadto zastosować czwartą metodę, mianowicie metodę geodezji precyzyjnej, do oceny grubości tej warstwy w poszczególnych miejscach badawczych. W obydwu przypadkach do kojarzenia rezultatów uzyskanych powyższymi metodami konieczne jest wykorzystanie SSN. Wykazały to badania przeprowadzone w pracach [13-15].

Na podstawie przeprowadzonych do tej pory badań oraz analiz z wykorzystaniem SSN zaproponowano metodykę nieniszczącej identyfikacji wartości zespolenia. W metodyce tej konieczne jest wykorzystanie w każdym miejscu badawczym parametrów uzyskanych za pomocą wymienionych wyżej metod, mianowicie: dwóch parametrów (S_a i S_q) opisujących chropowatość powierzchni warstwy

podkładowej ocenianych metodą optyczną, trzech parametrów (K_d , N_{av} i f_T) ocenianych na powierzchni elementu dwoma nieniszczącymi metodami akustycznymi, odpowiedzi na impuls i młoteczkowej oraz parametru T opisującego zmienną grubość warstwy wierzchniej metodą geodezji precyzyjnej (rys. 4).



Rys. 4. Metodyka oceny metodami nieniszczącymi wartości przyczepności na odrywanie warstw wierzchniej od podkładowej w elementach betonowych nowowykonywanych lub istniejących naprawianych powierzchniowo przez ułożenie warstwy wierzchniej naprawczej

Etap 1 tej metodyki to realizacja badań doświadczalnych, których rezultaty tworzą bazę danych (zbiór danych). W etapie 1a najpierw należy wykonać badania z wykorzystaniem metody optycznej skanowania laserowego 3D na powierzchni warstwy podkładowej i wygenerować wartości parametrów chropowatości 3D: Sa i Sq . W przypadku badania elementów o zmiennej grubości warstwy wierzchniej (taką grubość ma zazwyczaj warstwa naprawcza) należy wykonać ponadto badania w etapie 1b polegające na określeniu wartości parametru T (grubość warstwy wierzchniej) w każdym miejscu badawczym metodą geodezji precyzyjnej. Kolejnym krokiem (etap 1c) jest wykonanie badań nieniszczącymi metodami akustycznymi odpowiedzi na impuls i młoteczkową na powierzchni warstwy wierzchniej oraz uzyskanie w każdym punkcie badawczym wartości charakterystycznych parametrów: N_{av} , K_d i f_T . Następnie należy w tych samych punktach badawczych wykonać badania metodą odrywania (etap 1d) i wyznaczyć wartość przyczepności na odrywanie f_c .

Etap 2 to proces uczenia i testowania sztucznej sieci neuronowej. Dla elementów o stałej grubości warstwy wierzchniej proponuje się wykorzystać sieć jednokierunkową, wielowarstwową ze wsteczną propagacją błędów i algorytmem uczenia QUASI-NEWTONA, liczbą neuronów warstwy ukrytej 10 oraz z funkcją aktywacji warstwy ukrytej tanh [13]. W przypadku elementów o zmiennej grubości warstwy wierzchniej proponuje się wykorzystać sieć jednokierunkową, wielowarstwową ze wsteczną propagacją błędów i algorytmem uczenia Broyden–Fletcher–Goldfarb–Shanno (BFGS) [17].

W przypadku gdy dla ocenianego elementu betonowego możliwe jest wykorzystanie bazy danych utworzonej wcześniej, należy etapy 1 i 2 pominąć i przejść bezpośrednio do etapu 3. Sytuacja taka ma miejsce wtedy, gdy oceniany element jest podobny do tego, który posłużył do utworzenia bazy danych. Chodzi przede wszystkim o podobieństwo materiałowe poszczególnych warstw, podobny sposób przygotowania powierzchni warstwy podkładowej, podobną grubość warstwy wierzchniej.

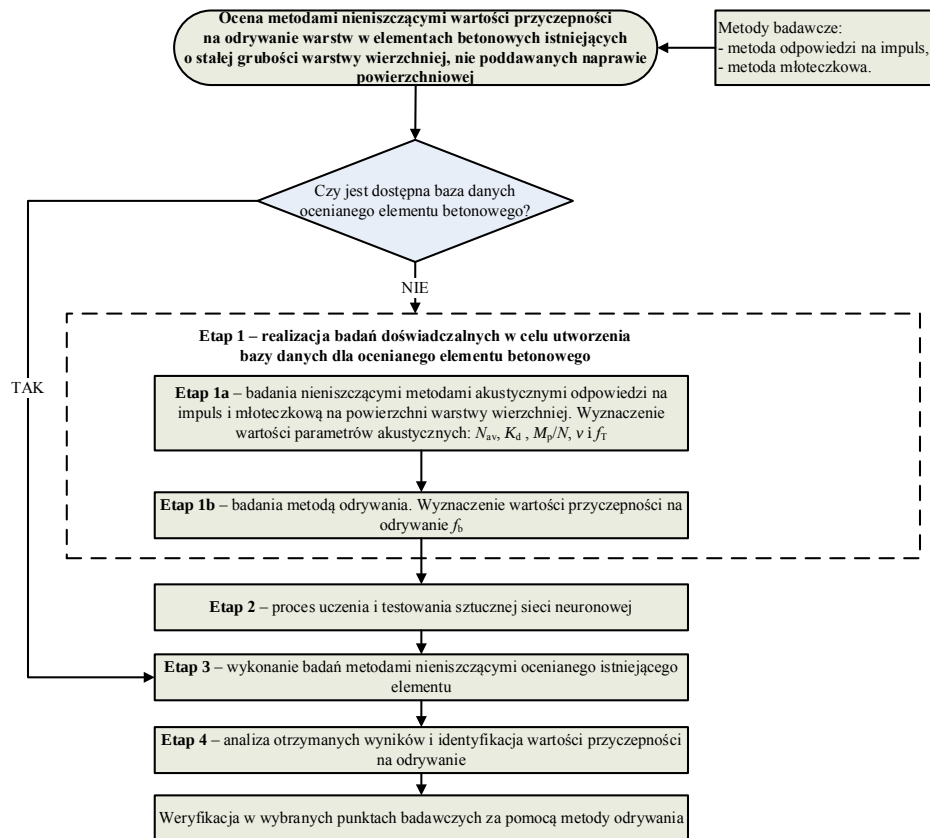
Następnie w etapie 4 następują analizy numeryczne otrzymanych wyników oraz identyfikacja wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$. Uzyskane wartości $f_{c,b}$ należy zweryfikować w losowo wybranych punktach badawczych metodą odrywania. Proponuje się dokonać weryfikacji na przykład w co dziesiątym miejscu badawczym, w stosunku do wymagań normowych [1].

Przedstawiona metodyka została zweryfikowana doświadczalnie, w warunkach laboratoryjnych.

3.2. Elementy istniejące nie podlegające naprawie powierzchniowej

Określenie wartości przyczepności na odrywanie warstw w elementach betonowych istniejących nie poddawanych naprawie powierzchniowej jest możliwe na razie tylko w sytuacji, gdy warstwa wierzchnia ma stałą grubość. W tym przypadku nie jest możliwe skorzystanie z metody optycznej skanowania laserowego 3D, bo podkład pod warstwą wierzchnią nie jest dostępny do badań. Proponuje się w tej sytuacji zastosować dwie nieniszczące akustyczne metody badawcze, z pomocą których należy ocenić pięć parametrów na powierzchni warstwy wierzchniej, mianowicie: cztery parametry (K_d , N_{av} , M_p/N i ν) oceniane na powierzchni elementu metodą odpowiedzi na impuls i parametr f_T oceniany metodą młoteczkową (Rys. 5).

Etap 1 proponowanej metodyki to realizacja badań doświadczalnych, których rezultaty tworzą bazę danych (zbiór danych), a etap 2 to proces uczenia i testowania sztucznej sieci neuronowej (analogicznie jak w metodyce przedstawionej na rys. 4). W tym przypadku proponuje się wykorzystać sieć jednokierunkową, wielowarstwową ze wsteczną propagacją błędów i algorytmem uczenia QUASI-NEWTONA.



Rys. 5. Metodyka nieniszczącej oceny wartości przyczepności na odrywanie warstw wierzchniej od podkładowej w elementach betonowych istniejących o stałej grubości warstwy wierzchniej, nie poddawanych naprawie powierzchniowej

Analogicznie jako w p. 3.1 w przypadku, gdy dla ocenianego elementu betonowego możliwe jest wykorzystanie bazy danych utworzonej wcześniej należy etapy 1 i 2 pominąć i od razu przejść do etapu 3.

Następnie w etapie 4 następują analizy numeryczne otrzymanych wyników oraz identyfikacja wartości przyczepności na odrywanie $f_{c,b}$. Uzyskane w poszczególnych punktach badawczych wartości $f_{c,b}$ należy zweryfikować metodą odrywania, tak jak to zaproponowano w p. 3.1.

4. PODSUMOWANIE

W pracy pokazano aktualne możliwości diagnozowania metodami nieniszczącymi zespolenia warstw w elementach betonowych, eliminujące mankamenty stosowanej do tego celu w praktyce seminieniszczącej metody odrywania.

Przedstawiono opracowane w tym celu metodyki umożliwiające:

- nieniszczące poszukiwanie rozwarstwienia warstw w istniejących elementach betonowych o dowolnej grubości warstwy wierzchniej. Wtedy konieczne jest zastosowanie dwóch akustycznych metod badawczych, mianowicie: odpowiedzi na impuls i młoteczkowej.
- nieniszczącą ocenę wartości przyczepności na odrywanie warstw wierzchniej od podkładowej w elementach betonowych nowowykonywanych, lub istniejących elementach betonowych naprawianych powierzchniowo przez nałożenie wierzchniej warstwy naprawczej o stałej lub zmiennej grubości. W przypadku, gdy grubość warstwy wierzchniej jest stała wystarczające jest zastosowanie trzech metod badawczych, mianowicie: metody optycznej skanowania laserowego 3D, metod akustycznych odpowiedzi na impuls i młoteczkowej. Jeżeli natomiast grubość warstwy wierzchniej jest zmienna należy ponadto zastosować czwartą metodę, mianowicie metodę geodezji precyzyjnej, do oceny grubości tej warstwy w poszczególnych miejscach badawczych,

- nieniszczącą ocenę wartości przyczepności na odrywanie warstw wierzchniej od podkładowej w elementach betonowych istniejących o stałej grubości warstwy wierzchniej nie poddanych naprawie powierzchniowej. W tym celu konieczne jest wykonanie badań na powierzchni warstwy wierzchniej dwiema akustycznymi metodami badawczymi, mianowicie: odpowiedzi na impuls i młoteczkową.

Na tą chwilę brak jest możliwości diagnozowania elementów betonowych istniejących o zmiennej grubości warstwy wierzchniej nie poddawanych naprawie powierzchniowej.

Należy oczekiwać, że wykorzystanie proponowanych metodyk pozwoli precyzyjnie diagnozować zespolenie warstw w elementach betonowych, między innymi na użytek odbiorów jakościowych w budownictwie.

Literatura

- [1] Courard L., Bissonnette B., Garbacz A. *Concrete Surface Engineering*, CRC Press, Boca Raton, 2015
- [2] Garbacz A. *Nieniszczące badania betonopodobnych kompozytów polimerowych za pomocą fal sprężystych - ocena skuteczności napraw*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2007.
- [3] PN-EN 12504: 2006 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych -- Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. PKN, Warszawa, 2006.
- [4] PN-EN 1542:2000 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Pomiar przyczepności przez odrywanie. PKN, Warszawa, 2000.
- [5] ASTM D7234 – 05, Standard test method for pull-off adhesion strength of coatings on concrete using portable pull-off adhesion testers, 2005
- [6] ISO 25178: Specyfikacje geometrii wyrobów (GPS) – Struktura geometryczna powierzchni: Przestrzenna – Część 2: Terminy, definicje i parametry struktury geometrycznej powierzchni
- [7] ASTM C1740 – 10. 2010. Standard Practice for Evaluating the Condition of Concrete Plates Using the Impulse-Response Method.
- [8] Davis A., Hertlein B., Lim K., Michols K. *Impact-echo and impulse response stress wave methods: advantages and limitations for the evaluation of highway pavement concrete overlays*. Conference on Nondestructive Evaluation of Bridges and Highways, Scottsdale, 1996.
- [9] Sansalone M., Streett W. *Impact-echo: Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry*. Bullbrier Press, Ithaca 1997.
- [10] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A. *Metody lokalizacji wad konstrukcji betonowych – metoda ultradźwiękowa*. Przegląd Budowlany, 9, s. 29-36, 2007.
- [11] Hoła J., Sadowski Ł. *Testing interlayer pull-off adhesion in concrete floors by means of nondestructive acoustic methods*. 18th World Conference on Non Destructive Testing, Durban 2012.
- [12] Sadowski Ł. *Analiza wpływu chropowatości podkładu betonowego na przyczepność na odrywanie warstwy wierzchniej*. Informatyka, Automatyka Pomiary w Gospodarce i Ochronie Środowiska (IAPGOŚ), 2013, 1, s. 39-42.
- [13] Sadowski Ł., Hoła J. *New non-destructive way of identifying the values of pull-off adhesion between concrete layers in floors*. Journal of Civil Engineering and Management, 2014, 20 (4), s. 561-569.
- [14] Sadowski Ł., Hoła J. *ANN modeling of pull-off adhesion of concrete layers*. Advances in Engineering Software, 2015, 89, s. 17-27.
- [15] Sadowski Ł. *Non-destructive identification of pull-off adhesion between concrete layers*. Automation in Construction, 2015, 57, s. 146-155.
- [16] Hoła J., Sadowski Ł., Schabowicz K. *Nondestructive identification of delaminations in concrete floor toppings with acoustic methods*. Automation in Construction, 2011, 20 (7), s. 799-807.
- [17] Czarnecki S., Hoła J., Sadowski Ł. *Analysis of the possibility of non-destructive identification of the interlayer bond of variably thick concrete layers using artificial neural networks*. Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, 2015.

DIAGNOSIS, USING NON-DESTRUCTIVE TESTING METHODS, OF THE INTER-LAYER BOND BETWEEN CONCRETE LAYERS



Zbigniew RUSIN¹, Przemysław ŚWIERCZ²

METODY OCENY MROZOODPORNOŚCI MATERIAŁÓW KAMIENNYCH

SŁOWA KLUCZOWE: skały, mrozoodporność, metody badań.

1. WPROWADZENIE

Przedmiotem analiz w referacie są elementy nawierzchni drogowych (płyty, krawężniki, kostka brukowa), elementy obiektów hydrotechnicznych oraz konstrukcje siatkowo-kamiennie wykorzystywane w strefach kontaktu z wodą, w rzekach i zbiornikach wodnych. Poruszony został problem klasyfikacji wyrobów ze skał w aspekcie ich trwałości w warunkach jednoczesnego kontaktu z wilgocią i mrozem. Przedstawiono ocenę ogólnie stosowanych metod normowych oraz propozycje testów alternatywnych wiążących podstawowe właściwości fizyczne skały z jej okształcalnością wywołaną przemianą fazową wody w porach.

2. OCENA PETROGRAFICZNA SKAŁ

Skały mają ukształtowaną budowę i ich odporność jest z góry zdeterminowana. Stąd ich klasyfikacja pod względem mrozoodporności poprzedzana jest analizami petrograficznymi (PN-EN 932-3, PN-EN 12407). Geneza skały ma wpływ na kształt i wielkość porów oraz ich wzajemne połączenia i całkowitą objętość. Skład mineralny kształtuje potencjał elektrostatyczny powierzchni wewnętrznej porów i ich zdolność do adsorpcji wody. Ogólnie sądzi się [7], że skały węglanowe są bardziej podatne na procesy fizycznego wietrzenia, w tym cykliczne zamrażanie, od skał krzemianowych. Wielkość i rozmieszczenie ziaren kryształów też mają wpływ na potencjalną odporność skały. Lepsze prognozy dotyczą skał drobnoziarnistych niż skał gruboziarnistych, skał wulkanicznych i metamorficznych niż osadowych. Według badań własnych autorów [1], o ile można akceptować niektóre opinie dotyczące genezy i budowy mineralnej skały za wstępną wskazówkę, to jednak istnieje zbyt wiele dowodów świadczących, że nie są i nie mogą być one regułą o znaczeniu zasadniczym dla diagnostyki mrozoodporności.

Dobrym przykładem sformalizowanego podejścia do wykorzystania danych petrograficznych w diagnostyce lub klasyfikacji surowców skalnych przeznaczonych do konstrukcji mrozoodpornych jest kanadyjska metoda tzw. wskaźnika petrograficznego (Petrographic Number) [2].

¹ prof. dr hab. inż. Zbigniew Rusin, zbigniew.rusin@tu.kielce.pl - Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury

² dr inż. Przemysław Świercz, pswiercz@tu.kielce.pl - Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury

3. METODY BADAŃ NORMOWYCH MROZOODPORNOŚCI I ICH KRYTERIA

Problem prognozowania mrozoodporności elementów kamiennych na podstawie szybkich testów wybranych cech materiałowych, ciągle pozostaje przedmiotem zainteresowania ze względu na niedoskonałość stosowanych metod badań oraz kryteriów klasyfikacyjnych. Najczęściej badanym parametrem diagnostycznym jest nasiąkliwość wagowa skały. Przykładowo według norm (PN-EN 1341, PN-EN 1342, PN-EN 1343) nasiąkliwości wagowe skał do produkcji elementów nawierzchni drogowych nie powinny przekraczać 3%, ale zalecane jest przyjęcie kryterium nasiąkliwości poniżej 0,5%. Zastanawiające skąd takie kryteria? Już dawno stwierdzono, że w pełni mrozoodporne są skały o nasiąkliwościach znacznie niższych. Nasiąkliwość wagowa 0,5% w przeliczeniu na zawartość wody w jednostce objętości skały daje znaczny rozrzut nasiąkliwości objętościowych. Przykładowo w przedziale gęstości objętościowych skał od 2,20 do 3,10 g/cm³ odpowiada to wartościom nasiąkliwości objętościowych w granicach 1,10% do 1,55%. Zatem zawartość wody w próbkach skał o tej samej nasiąkliwości wagowej, ale różnych gęstościach objętościowych, może się różnić o kilkadziesiąt procent. Ta różnica ma istotne przełożenie na intensywność i skutki procesu przemiany wody w lód w porach. W badaniach własnych autorów [3] stwierdzono, że mrozoodporne są skały, których nasiąkliwość objętościowa przy podciąganiu kapilarnym jest poniżej 0,6%. Odpowiada to nasiąkliwościom wagowym około 0,2%. Kryterium normowe w tym przypadku nie spełnia swojej roli.

Rozstrzygającym badaniem jest wciąż cykliczne zamrażanie i rozmrażanie (PN-EN 12371), które jest czasochłonne i budzi wątpliwości, głównie ze względu na rozbieżności warunków realizacji testu z warunkami rzeczywistymi. Wymagana liczba cykli zamrażania rozmrażania powinna być deklarowana przez zamawiającego, jeśli takiej deklaracji nie ma, należy prowadzić badanie do zniszczenia, jednak nie dłużej niż 240 cykli. Przykładowo dla płyt drogowych, kostki brukowej ([PN-EN 12057 PN-EN 12058 PN-EN 1341 PN-EN 1342 PN-EN 1343) zaleca się wykonanie 56 cykli. Przyjęta liczba cykli jest formą arbitralnego kompromisu pomiędzy czasem badania a wartością diagnostyczną uzyskanego rezultatu badań. Zwraca się uwagę [4], że zwiększenie liczby cykli zamrażania pozwala na skuteczniejszą klasyfikację materiału pod względem mrozoodporności. Związane to jest z czasem jaki jest niezbędny do wypełnienia porów wodą w stopniu krytycznym. W chwili rozpoczęcia testów stopień wypełnienia porów wodą w różnych skałach może się znacznie różnić, a w trakcie kolejnych cykli zamrażania ulegać zmianie. Proces zniszczenia rozpocznie się w momencie, gdy lokalnie w badanej próbce stopień nasączenia przekroczy poziom krytyczny (objętość lodu przekroczy objętość dostępnych porów). W szczególnych przypadkach będzie to miało miejsce w pierwszych cyklach zamrażania. W niektórych materiałach skalnych specyfika porów opóźnia wystąpienie warunków krytycznych i zniszczenie rozpoczyna się znacznie później lub nie wystąpi wcale. Stąd postulat zwiększenia liczby cykli w popularnych testach wydaje się słuszny.

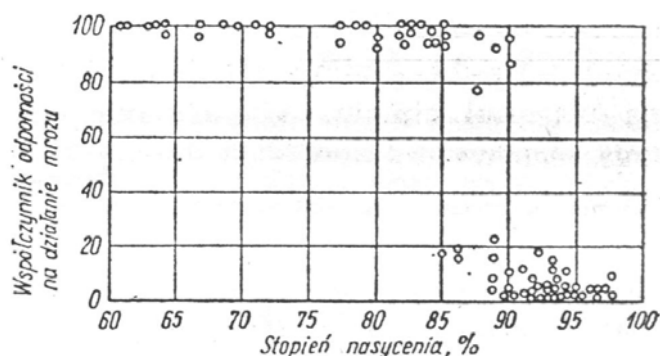
Pewne wątpliwości budzi także kryterium klasyfikacyjne związane z ubytkiem objętości określonej metodą hydrostatyczną. Za dopuszczalną granicę przyjmuje się 1%. Jednocześnie wiadomo, że wiele skał przed fazą dezintegracji „puchnie” w skutek kumulacji mikrospeków wewnątrz struktury, powiększając swoją objętość.

4. MECHANIZM NISZCZENIA ZAMRAŻANYCH SKAŁ

Woda podczas przemiany fazowej w lód powiększa swoją objętość o około 9%. Jeżeli w określonej fazie procesu zamrażania zabraknie lokalnie miejsca na powstający lód, nastąpi próba redystrybucji wody do sąsiednich porów. Towarzyszy temu ciśnienie hydrauliczne, gdy przepływ jest możliwy, lub quasihydrostatyczne, gdy takiej możliwości nie ma. Teoretycznie wartość ciśnienia hydrostatycznego może lokalnie przekroczyć 100 MPa przy temperaturach około -10°C i ponad 200 MPa przy temperaturach poniżej -20°C. W praktyce materiały skalne ze względu na znacznie niższy poziom wytrzymałości na rozciąganie nie są w stanie przetrzymać bez uszkodzeń temperatur znacznie wyższych. W kolejnych cyklach zamra-

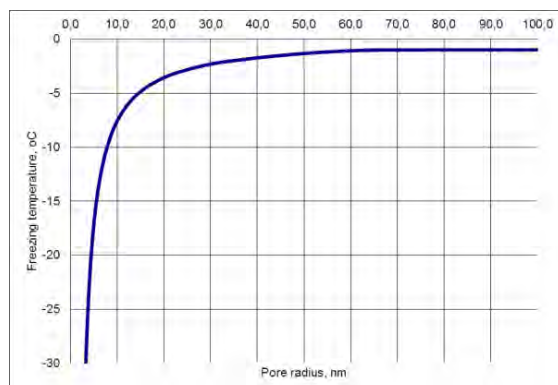
żania możliwe są istotne zmiany zarówno w lokalnej zawartości wody jak i w proporcji wody zamarzającej do wody niezamarzającej. Redystrybucja wody i zmiana jej zdolności do formowania lodu zależą od warunków zewnętrznych (warunki wilgotnościowe) oraz wewnętrznych związanych z właściwościami dyfuzyjnymi i osmotycznymi mikrostruktury. W rzeczywistych warunkach stopień wypełnienia porów wodą może być znacznie zróżnicowany w zależności od miejsca. Największe zmiany zawilgocenia dotyczą powierzchni elementów skalnych, które naprzemiennie są zwilżane lub osuszane.

Wpływ stopnia nasączenia wodą na mrozoodporność oraz metody jego obniżania dość dobrze zostały zbadane i wykorzystane w praktyce w odniesieniu do betonów. Istotę problemu dobrze oddaje rysunek 1.



Rys. 1. Wpływ stopnia nasycenia betonu wodą na jego mrozoodporność wyrażoną w skali względnej (CENTRE D'INFORMATION DE L'INDUSTRIE CIMENTIERE BELGE, Le beton et le gel, Bull. Nr 61 to 64, 1957 – wg [5]).

Szczególne role w dystrybucji i retencji wody przypada porom kapilarnym i generowanym w nich ciśnieniom kapilarnym. Zjawisko występuje w szerokim zakresie wielkości porów: od kilku milimetrów do kilku nanometrów. Teoretycznie wartość ciśnienia kapilarnego jest odwrotnie proporcjonalna do wymiarów porów, osiągając poziom kilkudziesięciu MPa w najmniejszych z nich. Można byłoby przypuszczać, że im mniejszy jest zakres wymiarów porów tym łatwiej i szybciej materiał wypełni się wodą podczas kontaktu z nią (głównie jesienią i zimą). W rzeczywistości przepływ wody wewnątrz materiału ograniczony jest oporami hydraulicznymi, których wartość rośnie z czwartą potęgą odwrotności promienia. W takich warunkach wypełnienie wodą w stopniu krytycznym wszystkich wewnętrznych przestrzeni przed wystąpieniem mrozów jest niemożliwe. Dodatkowym czynnikiem ograniczającym intensywność mechanizmu niszczącego jest zjawisko adsorpcji. Najsilniej adsorbowana woda nie zamarza w typowych temperaturach eksploatacyjnych. Także specyficzny potencjał wody w kontakcie woda-lód powoduje, że wraz ze zmniejszeniem wymiarów porów temperatura równowagi fazowej obniża się. Zależność tę opisuje formuła Gibbsa-Thomsona – rys. 2.



Rys. 2. Zależność temperatury zamarzania wody od promienia porów [6]

5. METODA PROGNOZOWANIA MROZOODPORNOŚCI WYROBÓW SKALNYCH NA PODSTAWIE BADAŃ ODKSZTAŁCALNOŚCI OBJĘTOŚCIOWEJ (RAO) ORAZ NASIĄKLIWOŚCI

O trwałości skały podczas zamrażania decydują trzy czynniki:

- nasiąkliwość objętościowa,
- stopień wypełnienia porów wodą,
- proporcja objętości wody zdolnej do zamrażania do objętości wody, która w ujemnych temperaturach eksploatacyjnych nie zamarza.

O nasiąkliwości ogólnej i stopniu wypełnienia decyduje charakterystyka geometryczna porów, ich połączenia, porowatość całkowita oraz czas kontaktu skały z wodą. Szczególnie ten ostatni czynnik ma duże znaczenie. Stąd wynikają problemy z metodyką prognozowania trwałości elementów elewacyjnych oraz murowych, gdzie kontakt z wodą jest na ogół znacznie ograniczony w czasie. W historycznych obiektach zabytkowych obserwuje się nieraz zadziwiająco wysoką mrozoodporność wyrobów skalnych, pomimo ich relatywnie wysokiej porowatości, czy nasiąkliwości. W elementach nawierzchni drogowych, czy konstrukcji hydraulicznych kontakt materiału skalnego z wodą ma inny charakter, jest dłuższy, przez co woda może wypełnić pory w znacznie wyższym stopniu.

Proporcja wody adsorbowanej, nie zamarzającej, do wody zdolnej do krystalizacji w materiale skalnym nasączonym wodą w wyniku długotrwałego z nią kontaktu, w danej temperaturze, jest w miarę stałą wartością i można ją zaliczyć do stałych materiałowych. Stosując różnicowy sposób pomiaru odkształcenia próbki skalnej [8] możliwe jest określenie odkształcenia objętościowego materiału ΔV będącego tylko efektem przemiany fazowej wody w lód, z pominięciem wpływu temperatury na odkształcenie stałego szkieletu:

$$\Delta V = 0,083\alpha m_w \quad (2)$$

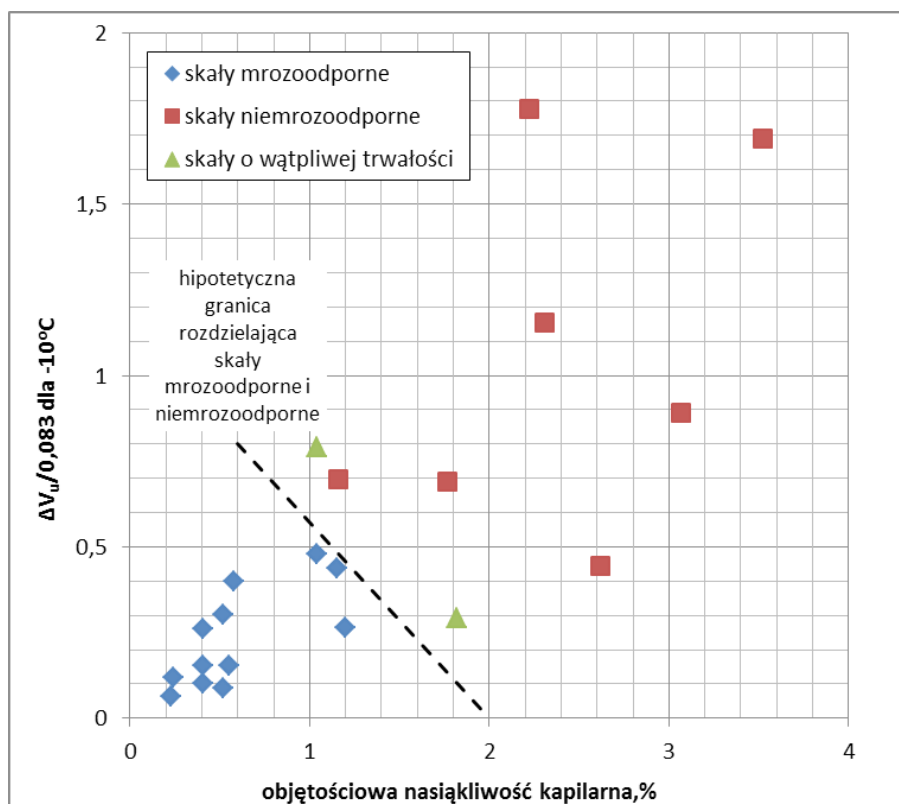
gdzie: 0,083 – jednostkowy przyrost objętości wody podczas zamrażania w temperaturze około 0°C
 α – współczynnik zależny od stopnia wypełnienia porów wodą oraz proporcji masy wody zdolnej do krystalizacji w określonej temperaturze do całkowitej masy wody w materiale; przy założeniu, że pory są całkowicie wypełnione wodą, która w całości zamarza można przyjąć $\alpha = 1$; najczęściej woda nie ulega całkowicie przemianie w lód, a nie wypełnione do pełna pory są w stanie pomieścić część powstającego lodu, stąd z reguły $\alpha < 1$,
 m_w – całkowita masa wody w materiale,

Zatem odkształcenie jednostki objętości skały ΔV_u wyniesie:

$$\Delta V_u = 0,083\alpha A_v \quad (3)$$

gdzie A_v – nasiąkliwość objętościowa materiału skalnego.

W wyniku badań [3] określono zakresy zmienności odkształcenia jednostkowego skały ΔV_u oraz kapilarnej nasiąkliwości objętościowej A_v dla skał mrozoodpornych, skał nietrwałych oraz skał o wątpliwej trwałości. W przeprowadzonych badaniach przyjęto założenie, że nasączenie kapilarne próbek skał wodą jest najbardziej zbliżoną do warunków naturalnych formą pochłaniania wody, natomiast temperaturę zamrażania przyjęto na poziomie -10°C. Na rysunku 3 przedstawiono rozkład wyników obliczeń z jednoczesną informacją o mrozoodporności. Z fizykalnego punktu widzenia parametr $\Delta V_u / 0,083$ oznacza część wody w jednostce objętości materiału, która po przemianie fazowej daje mierzalny efekt w postaci wzrostu odkształcenia.



Rys.3. Graficzne przedstawienie wyników badań

Można z pewnym przybliżeniem określić strefy charakteryzujące materiały skalne w następujący sposób:

- skały o kapilarnej nasiąkliwości objętościowej poniżej 0,6% są bez wyjątku mrozoodporne,
- skały o kapilarnej nasiąkliwości objętościowej powyżej 1,5% nie są odporne na cykliczne zamrażanie,
- w przedziale nasiąkliwości 0,6% - 1,5% o trwałości decyduje poziom wskaźnika $\Delta V_u/0,083$ (czyli w istocie współczynnik α): mrozoodporne poniżej 0,5%, niemrozoodporne lub o wątpliwej trwałości powyżej 0,6%.

Intensywność procesów niszczących jest zjawiskiem w dużym stopniu losowym. Skała przetrwa cykliczne spadki temperatury poniżej 0°C wówczas, gdy naprężenia wywołane przez powstanie lodu nie przekroczą wytrzymałości lokalnej materiału na rozciąganie. Określono to zjawisko jako sprężystą akomodację [9]. Niezależnie od stopnia wypełnienia porów wodą sprężysta akomodacja charakteryzuje skały o bardzo niskiej porowatości: poniżej 0,3%. W praktyce skały wykorzystywane do produkcji elementów budowlanych i kruszywa mają porowatość wyższą, a o ich trwałości zadecydują ilość i właściwości pochłoniętej wody.

W pracy badawczej [grant] opracowano alternatywne metody klasyfikacji materiałów skalnych pod względem mrozoodporności. O ile w opisanej powyżej metodzie wykorzystano wyniki badań ΔV_u określonych w temperaturze -10°C oraz wyniki badań objętościowej nasiąkliwości kapilarnej, w obu metodach alternatywnych do analizy wykorzystuje się wskaźnik ΔV_u określony w metodzie RAO dla temperatury -25°C na próbkach nasączanych wodą metodą próżniową. Kryterium klasyfikacyjne dla wyrobów skalnych wynosi (warunek dla materiałów mrozoodpornych): $\Delta V_u/0,083 < 0,7\%$.

W podobny sposób określone kryterium dla kruszywa (8/16 mm) z przeznaczeniem do betonów mrozoodpornych wynosi: $\Delta V_u/0,083 < 1,0\%$

6. PODSUMOWANIE

Metody normowe odnoszące się do wskaźników skonstruowanych z wykorzystaniem pojedynczych cech fizycznych, takich jak porowatość czy nasiąkliwość, nie spełniają precyzyjnie swojej roli diagnostycznej. Zamrażanie bezpośrednie próbek skał jest testem lepszym, lecz długotrwałym, wymagającym korekty polegającej na zwiększeniu liczby cykli.

Zaproponowane przez autorów testy klasyfikacyjne powiązane są kompleksowo z rzeczywistymi procesami jakie zachodzą w zamrażanym materiale, z uwzględnieniem efektów odkształceniowych obciążających intensywność zachodzących zjawisk.

Badania przedstawione w pracy zostały sfinansowane ze środków Narodowego Centrum Badań i Rozwoju, projekt rozwojowy N R04 006 10.

Literatura

PN-EN 932-3:1999 Badania podstawowych właściwości kruszyw. Procedura i terminologia uproszczonego opisu petrograficznego.

PN-EN 12407:2010 Metody badań kamienia naturalnego – Badania petrograficzne

PN-EN 1341:2013 Płyty z kamienia naturalnego do zewnętrznych nawierzchni drogowych Wymagania i metody badań

PN-EN 1342:2013 Kostka brukowa z kamienia naturalnego do zewnętrznych nawierzchni drogowych – Wymagania i metody badań

PN-EN 1343:2013 Krawężniki z kamienia naturalnego do zewnętrznych nawierzchni drogowych – Wymagania i metody badań

PN-EN 12057:2015-Wyroby z kamienia naturalnego – Płyty modułowe – Wymagania

PN-EN 12058:2015-Wyroby z kamienia naturalnego – Płyty posadzkowe i schodowe – Wymagania

[1] Rusin Z., Świercz P., Owsiak Z.: *Effect of Microstructure on Frost Durability of Rock in the Context of Diagnostic Needs*. Procedia Engineering Volume 108, 2015, Pages 177–184 (7th Scientific-Technical Conference on Material Problems in Civil Engineering MATBUD 2015).

[2] Ontario Ministry of Transportation. *Procedure for the petrographic analysis of coarse aggregate*. Engineering Materials Office, Canada, Toronto, 1987.

[3] Rusin, Z., Owsiak, Z., Stelmaszczyk, G., Świercz, P.: *Wykorzystanie metody Różnicowej Analizy Odkształceń (RAO) w diagnostyce kruszyw i materiałów kamiennych pod kątem ich mrozoodporności*. Projekt rozwojowy NCBiR N R04 006 10, Politechnika Świętokrzyska, 2014.

[4] Martinez-Martinez J., Benavente D., Gomez-Heraz M., Marco-Castano L.: *Non-linear decay of building stones during freeze-thaw weathering processes*. Construction and Building Materials 38, 2013, p.443-454.

[5] Neville A.M.: *Właściwości betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2012.

[6] Lin Liu, Guang Ye, Erik Schlangen, Huisu Chen, Zhiwei Qian, Wen Sun, Klaas van Breugel: *Cement & Concrete Composites* 33, 2011, pp. 562-57.

[7] Lindqvist, J.E., Åkesson, U., Malaga, K.: *Microstructure and functional properties of rock materials*. Materials Characterization 58, 2007, pp.1183-1188.

[8] Rusin Z, Stelmaszczyk G., Świercz P.: *Differential Analysis of Volumetric Strains in Porous Materials in Terms of Water Freezing*, Ceramics-Silikaty, Volume 57, Issue 2, 2013, 103-107.

[9] Verbeck G., Landgren R.: *Influence of Physical Characteristics of Aggregates on Frost Resistance of Concrete*, Proceedings, American Society for Testing Materials, Vol. 60, 1960, p.1063-1079.

FROST RESISTANCE ASSESSMENT OF ROCK ELEMENTS



Grzegorz BYRKA

ZAGADNIENIA TECHNICZNE TOLERANCJI WYKONANIA KONSTRUKCJI NA PRZYKŁADZIE BUDOWY FUNDAMEN- TU TURBOZESPOŁU W ELEKTROWNI OPOLE

STRESZCZENIE

Fundamenty turbozespołów uznawane są za jedne z najbardziej skomplikowanych obiektów nowo-budowanych czy rozbudowywanych elektrowni konwencjonalnych. Wymagania związane z tolerancjami stawiane tym masywnym żelbetowym elementom konstrukcyjnym porównywalne są do tych, które stosuje się dla wysoce odpowiedzialnych przemysłowych konstrukcji stalowych. Przedmiotem niniejszego referatu jest przedstawienie technologii w zakresie deskowania, zapewniającej uzyskanie dopuszczalnych odchyłek przy wykonaniu płyty górnej turbozespołu, dla zadania: „Budowy Bloków nr 5 i 6 w PGE Górnictwo i Energetyka Konwencjonalna S.A. Oddział Elektrownia Opole”.

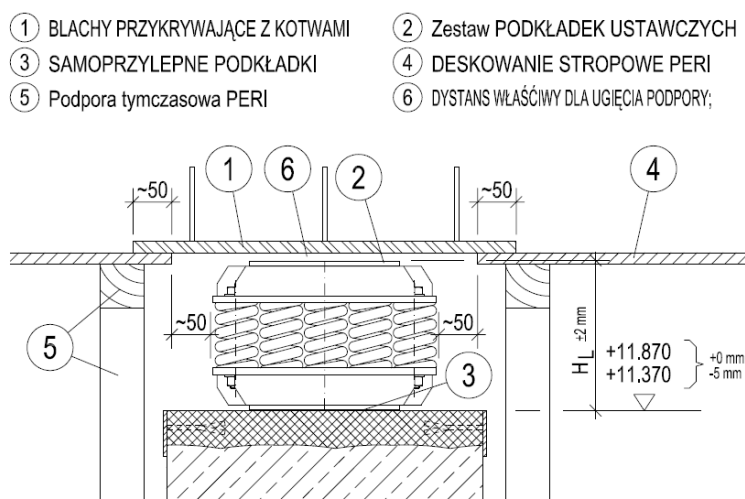
SŁOWA KLUCZOWE: technologia wznoszenia obiektów żelbetowych, deskowanie i rusztowanie systemowe Peri, tolerancje wykonania, turbozespół, rozbudowa Elektrowni Opole

1. WSTĘP

Wartości tolerancji w budownictwie zależą od rodzaju konstrukcji i wynikających z tego wymogów dokładności. W elementach konstrukcyjnych najczęściej można spotkać się z tolerancjami w granicach od 0,25 do 50 mm, zależy to głównie od wymagań a wybrany materiał zapewnia ich osiągnięcie ze względu na techniczne możliwości i sposoby wykonania.

Dostawca technologii deskowania wraz z wykonawcą robót stanął przed zadaniem wykonania płyty górnej fundamentu turbozespołu według podanych dopuszczalnych odchyłek wynikających z przeznaczenia wykonywanego elementu. Fundament turbozespołu jest konstrukcją wsporczą dla urządzenia przekazującego ciągle drgania przez cały okres jego użytkowania. Oddziaływania w postaci wibracji wymagają od projektanta szerokiej wiedzy z zakresu dynamiki budowli i rozwiązań gwarantujących trwałość wykonywanej konstrukcji. Jak wszystkim wiadomo lokalizacja urządzenia wzbudzającego wstrząsy w stosunku do masywnego elementu wsporczego ma niebagatelne znaczenie przy obliczeniach wytrzymałościowych. Z tego też powodu rury kotwiące turbin będące elementem wbudowanym w konstrukcję żelbetową ograniczone są w odchyłce od wymiaru oryginalnego do wartości ± 10 mm w poziomie oraz w pochyleniu do 3 mm/m. Kolejnym elementem składowym mającym wpływ na pracę

układu dynamicznego jakim jest żelbetowa podstawa pod turbinę, są właściwości i usytuowanie wibroizolatorów, których zadaniem jest ograniczenie drgań szkodliwie oddziałujących na otaczające obiekty budowlane. W tym przypadku dostawca urządzenia postawił poprzeczkę bardzo wysoko, gdyż dopuszczalne tolerancje jeżeli chodzi o dokładność usytuowania w poziomie zaczynały się od 2 mm, jednakże najbardziej spektakularnym wyzwaniem jest usytuowanie masywnego elementu żelbetowego płyty górnej w przedziale odchyłki wynoszącej 0-5 mm (rys. 1). Pozostałe ogólne wymiary elementu żelbetowego opisano w zakresie ± 20 mm z tym, że większość uszczegółowiono do wymiaru ± 10 mm ze względu na urządzenia technologiczne około turbinowe.



Rys. 1. Szczegół ustawienia wibroizolatora

1.1. Opis konstrukcji fundamentu turbozespołu

Płyta górna fundamentu turbozespołu jest elementem monolitycznym żelbetowym o grubości w zakresie 3,5 m do 4 m i wymiarach w rzucie 60,7 m x 17,40 m. Wysokość od spodu konstrukcji do dolnej płaszczyzny wynosi prawie 20 m. Element oparty jest na 14 wibroizolatorach ustawionych na żelbetowych słupach, które są ryglowane konstrukcją belek żelbetowych na dwóch płaszczyznach po wysokości. W dolnej części fundamentu na płycie dolnej występuje szereg żelbetowych słupów jako konstrukcja wsporcza pod technologię całego obiektu turbozespołu.

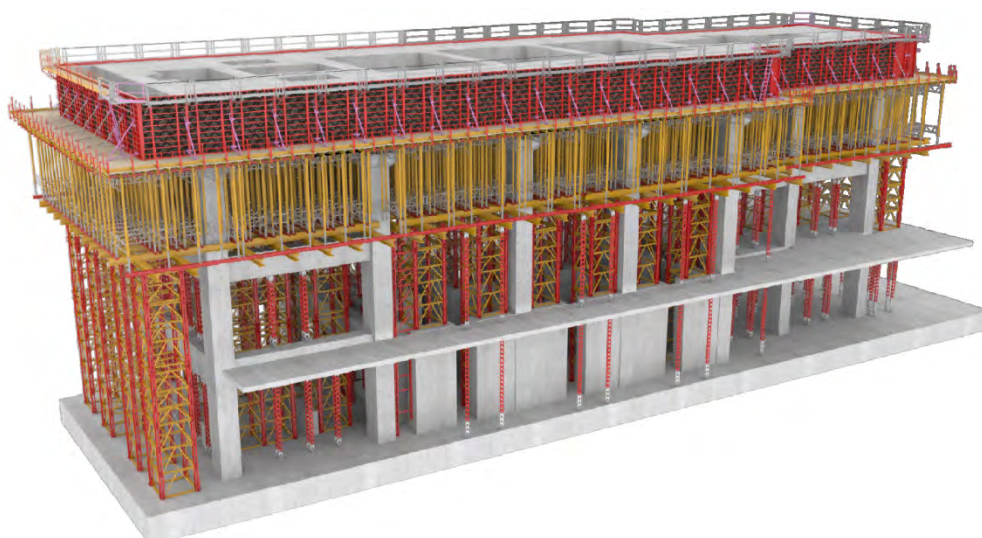
1.2. Opis deskowania

Inżynierowie PERI podzielili konstrukcję deskowania na trzy główne elementy (rys. 2), w których skład wchodzi:

- wysokonóżne podpory wieżowe (system PERI VST) wraz z elementami podpór do podparcia zabezpieczającego (system PERI HD 200),
- podpory lekkie aluminiowe (system PERI MULTIPROP) wraz z poszyciem z dźwigarów drewnianych podsklejkowych (system PERI GT 24),
- ramowe deskowanie (system PERI TRIO).

Celem pierwszego wymienionego systemu było przeniesienia całego obciążenia z dużej wysokości na płytę dolną, przy minimalnej ilości podpór, bez luzów montażowych i obliczalnych skróceniach. Zastosowania drugiego elementu to możliwość regulacji pionowej deskowania płyty górnej w fazach montażu deskowania i zbrojnia. Trzeci element tej inżynierskiej układanki zapewnił uzyskanie w dopuszczalnych odchyłkach wymiarów obrysu płyty górnej i otworów technologicznych fundamentu turbozespołu. Rozwiązanie powstało na bazie zdobytych doświadczeń przy realizacjach przemysłowych,

gdzie nadrzędnym celem oprócz optymalnego ekonomicznie rozwiązania jest gwarancja bezpieczeństwa całego przedsięwzięcia.

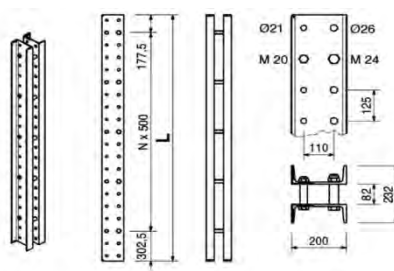


Rys. 2. Składowe elementy deskowania w przekroju fundamentu turbozespołu elektrowni w Opolu

2. WYSOKONOŚNE WIEŻE PERI VST

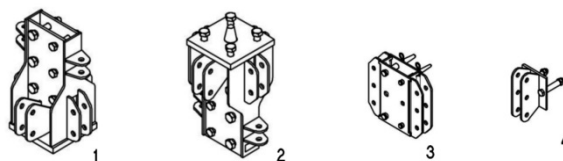
Zmiana wysokości podpór w trakcie betonowania jest sumą składowych związanych ze skróceniem w wyniku działającej siły, procesami związanymi z wpływem temperatury, teoretycznymi skróceniami w wyniku luzów montażowych oraz osiadaniem podłoża. W naszej szerokości geograficznej wpływ zmian temperatury na podpory jest teoretycznie pomijalny, a podłoże pod stopami podpór w omawianym przypadku jest praktycznie nieodkształcalne (płyta żelbetowa o gr. 3,5 m). Największym problemem są luzy montażowe, gdyż nie są policzalne, a tym samym szeroki wachlarz różnych systemów podpór będących na polskim rynku nie był w stanie dopasować się do wymagań pod względem tolerancji tego projektu. Zastosowanie systemu PERI VST który ze względu na swoją budowę **ma zminimalizowanie** ilości połączeń gwarantuje, że obliczone wartości skróceń podpór w wyniku działania obciążenia w trakcie betonowania są wartościami rzeczywistymi.

Konstrukcja nośna wież PERI VST powstała w efekcie poszukiwań nowego sposobu wykorzystania szyn systemu pomostów samowznoszących RCS (rys. 3). Jednym z rozwiązań było zastosowanie szyn jako elementów pionowych wież podporowych o bardzo dużej nośności. Podwójny profil 2xU200, tworzący szynę RCS, charakteryzuje się dużym przekrojem poprzecznym i znaczną sztywnością w obu kierunkach zginania. Profile U200 szyny RCS są otworowane na całej długości co 125 mm i łączone co 500 mm śrubami M20 i M24 z tulejami stalowymi zapewniającymi stały odstęp profili U200 na całej długości szyny, równy 82 mm.



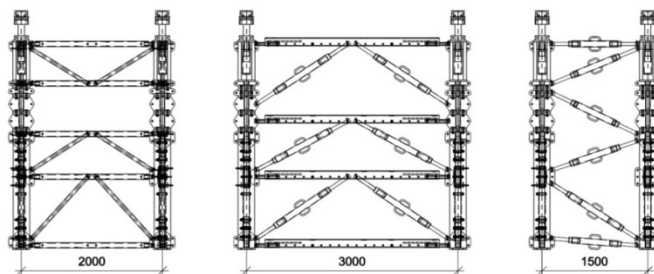
Rys. 3. Szyny RCS

Otwory w profilach wykorzystano do montażu stóp VST, łączników VST oraz blachownic i przystawek węzłowych VST (rys. 4). Elementy te w połączeniu ze stężeniami VST tworzą moduły wież podporowych PERI VST.



Rys. 4. Elementy wieży VST: stopa VST (1), łącznik VST (2), blachownica węzłowa (3) i przystawka węzłowa VST (4)

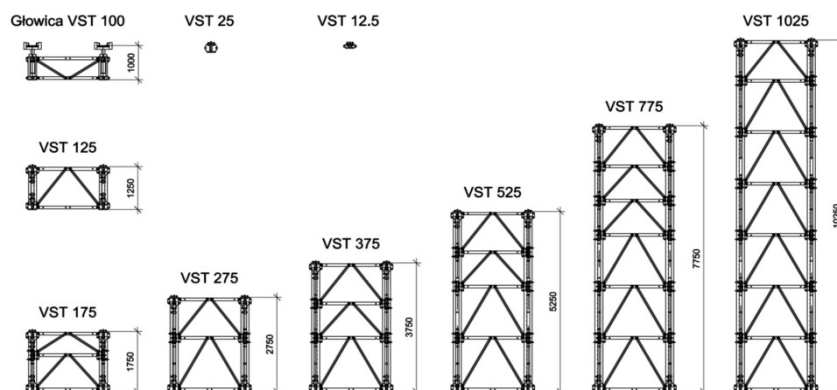
Słupy podstawowych modułów wież podporowych PERI VST, o rozstawie osiowym słupów 2,0 x 2,0 m, stężane są ryglami VST 200 oraz 4 typami stężeń VST (200/150, 200/112,5, 200/100, 200/62,5), łączonych do słupów sworzniami pasowanymi $\varnothing 21 \times 120$, zabezpieczanych zawleczkami 4/1. Moduły wież o rozstawach większych niż podstawowe stęża się ryglami uniwersalnymi SRU i wyporami wysokonośnymi SLS – elementami komplementarnego systemu PERI VARIOKIT (rys. 5). Typy poszerzeń długości rygli SRU pozwala na konstruowanie wież o rozstawie słupów od 2,25 do 3,50 m ze skokiem co 0,25 m oraz od 4,00 do 6,50 m ze skokiem co 0,50 m. Moduły wież o rozstawach mniejszych niż podstawowe stęża się tylko wyporami wysokonośnymi SLS. Regulowana płynnie długość wypór umożliwia dowolny rozstaw słupów, nie mniejszy niż 0,80 m. Wszystkie stężenia są mocowane do słupów wieży za pomocą sworzni pasowanych $\varnothing 21$ lub $\varnothing 24$ mm, zabezpieczonych zawleczkami. Z jednej strony sposób łączenia na sworznie gwarantuje szybki montaż, z drugiej strony przez pasowanie redukuje do minimum luzy montażowe.



Rys. 5. Wieża podporowa PERI VST złożona z modułów podstawowych (z lewej) oraz dwa przykładowe warianty wież stężonych ryglami SRU i wyporami wysokonośnymi SLS

Typowe szyny wspinania RCS umożliwiają konstruowanie wież podporowych PERI VST z następujących modułów (rys. 6):

- Głowicowy VST 100 o wysokości regulowanej od 0,86 do 1,14 m,
- VST 125 o wysokości 1,25 m (profile RCS 98 o długości 980 mm),
- VST 175 o wysokości 1,75 m (szyny RCS 148 o długości 1480 mm),
- VST 275 o wysokości 2,75 m (szyny RCS 248 o długości 2480 mm),
- VST 375 o wysokości 3,75 m (szyny RCS 348 o długości 3480 mm),
- VST 525 o wysokości 5,25 m (szyny RCS 498 o długości 4980 mm),
- VST 775 o wysokości 7,75 m (szyny RCS 748 o długości 7480 mm),
- VST 1025 o wysokości 10,25 m (szyny RCS 998 o długości 9980 mm),
- Kompensacyjny VST 25 o wysokości 0,25 m (podstawki VST 25),
- Kompensacyjny VST 12,5 o wysokości 0,125 m (podstawki VST 12,5).



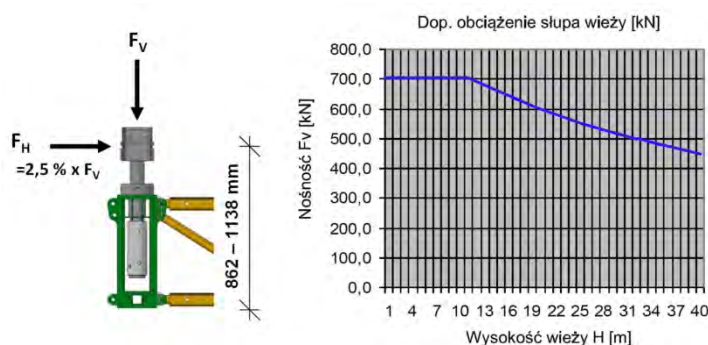
Rys. 6. Moduły wieży podporowej PERI VST

Moduł głowicowy ma zamontowane głowice VST 100 (rys. 7) zamiast szyn wspinania RCS ze stopami i łącznikami VST. Trzpień głowicy ma zabudowany system mechaniczny, który w połączeniu ze zintegrowanym systemem hydraulicznym pozwala na łatwe podnoszenie i opuszczanie z obciążeniem do 700 kN, w zakresie od 0,86 do 1,14 m (wysokość całkowita głowicy). Głowica jest wyposażona w płytę uchylną, tworzącą na głowicy jednokierunkowy przegub. Boczne ograniczniki są wyposażone w zestaw przekładek dystansowych, którymi można dopasować szerokość uchwytu głowicy do szerokości podpieranego elementu (np. dźwigara stalowego) w zakresie od 0,20 do 0,32 m.



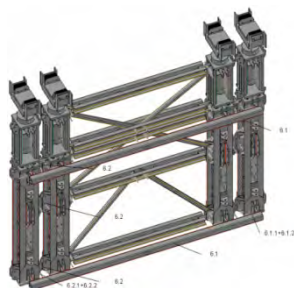
Rys. 7. Głowica VST 100. Na zdjęciu widoczne są siłowniki hydrauliczne zamontowane w głowicach

Nośność wieży podporowej PERI VST zbudowanej z modułów podstawowych, o rozstawie osiowym słupów w rzucie 2,0x2,0 m, sięga maksymalnie 700 kN na 1 słup wieży. Nomogram nośności w zakresach wysokości do 40 m pokazano poniżej (rys. 8).



Rys. 8. Nomogram nośności wieży podporowej PERI VST w zależności od wysokości

Określając nośność wieży uwzględniono w obliczeniach wpływ poziomej siły równej 2,5% obciążenia pionowego, działającej na głowicę w punkcie przyłożenia obciążenia pionowego. Nośność wieży można zwiększyć montując dodatkowy słup lub tarczę, które łączy się z wieżą PERI VST (rys. 9) za pomocą łączników poziomych VST (rozstaw osiowy słupów równy 0,375 m) lub wypór wysokonośnych SLS.



Rys. 9. Zwiększenie nośności wieży VST za pomocą łączników poziomych



Rys 10. Rozpoczęcie montażu wież VST dla turbozespołu w Opolu

3. PODPORY PERI MULTIPROP

Podparcie pomiędzy wysokościami wieżami VST a dźwigarkami i bezpośrednim poszyciem wykonano z podpór systemu PERI MULTIPROP, których celem oprócz pośredniczenia w przeniesieniu obciążeń było umożliwienie regulacji pionowej w zakresie dopuszczalnych odchylek całej płyty górnej fundamentu turbozespołu, w trakcie montażu deskowania oraz zbrojenia. Przemysłowe techniczne rozmieszczenie oraz budowa podpór MULTIPROP umożliwia ciągłą kontrolę i regulację prawie każdego punktu wykonywanego elementu, a zwłaszcza w krytycznym miejscu ze względu na wymaganą dokładność podstawy wibroizolatora. Obciążenia, w których brały udział elementy systemu to także te wynikające z ciężaru mieszanki betonowej układanej na płycie wibroizolatora. Zastosowanie warstwy regulacyjnej z wież systemu PERI MULTIPROP umożliwiło dość proste i bezpieczne przekazanie obciążeń i usprawniło kontrolę najważniejszych punktów wykonywanego obiektu monolitycznego.

Wieże podporowe PERI Multiprop powstały na bazie lekkich podpór stropowych wykonanych ze stopu aluminium (rys. 11). Podpory te odpowiadają klasom obciążeń T 25, R 35, D 45 lub D 60 według normy DIN EN 1065. Nośność wynosi do 91kN na stojak według Świadectwa Badania Typu, który to dokument eliminuje wykonywanie skomplikowanych obliczeń statycznych.

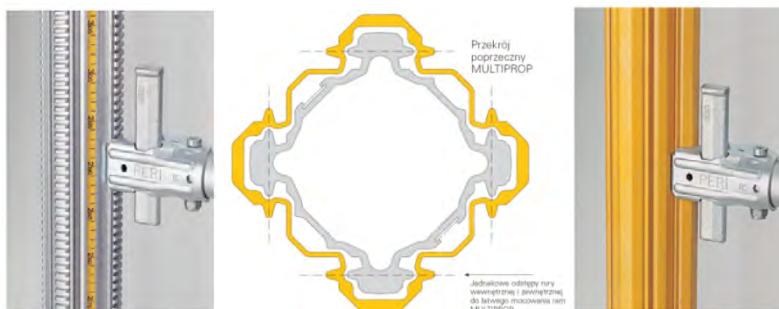
		Ramy MULTIPROP MRK, aluminiowe	L	X
028460	11,600	Ramy MRK 201,5	1935	2015
028360	12,400	Ramy MRK 225	2170	2250
028470	12,500	Ramy MRK 230	2220	2300
028480	12,700	Ramy MRK 237	2290	2370
028490	13,900	Ramy MRK 266	2580	2660
028370	14,800	Ramy MRK 296	2880	2960
		Ramy MULTIPROP MRK, stalowe	L	X
028390	9,890	Ramy MRK 62,5	545	625
028400	10,100	Ramy MRK 75	670	750
028330	11,300	Ramy MRK 90	820	900
028340	14,000	Ramy MRK 120	1120	1200
028380	15,400	Ramy MRK 137,5	1295	1375
028350	16,300	Ramy MRK 150	1420	1500

Nr art.	Ciężar kg		min. L	max. L
		MULTIPROP MP		
027288	10,300	MULTIPROP MP 120	800	1200
027289	15,600	MULTIPROP MP 250	1450	2500
027290	19,700	MULTIPROP MP 350	1950	3500
027291	25,000	MULTIPROP MP 480	2600	4800
027305	34,800	MULTIPROP MP 625	4300	6250



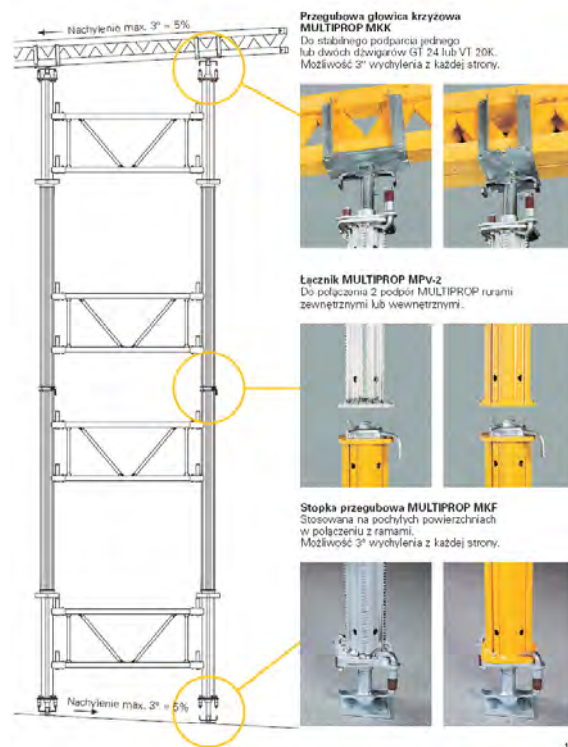
Rys. 11. Asortyment podpór i ram MRK systemu Multiprop

Konstrukcja profilu podpory Multiprop jest przykładem optymalnego wykorzystania materiału. Przemysłowe ukształtowanie przyczynia się do wyjątkowej nośności, umożliwiając jednocześnie wygodne łączenie z innym osprzętem (rys. 12). Ta sama rama MRK może być zamocowana zarówno do rury zewnętrznej jak i wewnętrznej, co nie powoduje zmiany rozstawu osiowego podpory w montowanej wieży. Wbudowana taśma pomiarowa oraz nakrętka ze skrzydełkami pozwala na szybkie i dokładne nastawianie wysokości podpory bez czasochłonnego domierzania i regulacji.



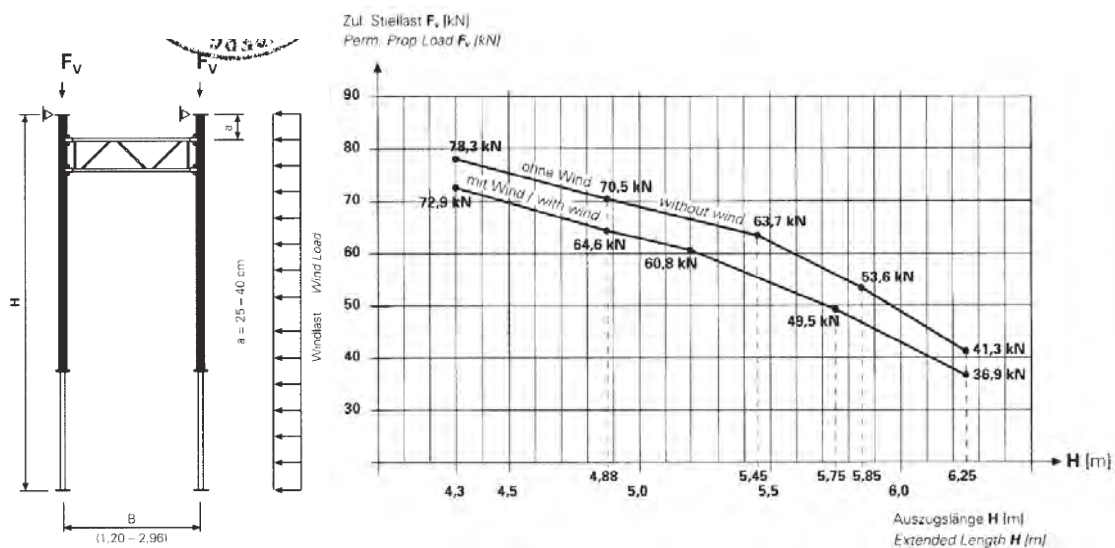
Rys 12. Opatentowany profil podpory Multiprop oraz zacisk klinowy ramy MRK (rura zew. i wew.)

Szybki i bezpieczny montaż ram MRK odbywa się dzięki opatentowanym klinom zaciskowym, a 12 rozmiarów ram MRK (rys. 11) umożliwia optymalizację nośności podpór poprzez dopasowanie najkorzystniejszych wymiarów przekroju wież dla potrzeb wynikających z geometrii elementu budowanej konstrukcji. Nadstawianie przy użyciu łącznika MULTIPROP MPV-2 eliminuje śruby i nakrętki wpływając na sprawną nadbudowę elementów. W zakresie systemu znajdują się także elementy: głowice przegubowe MKK oraz stopki przegubowe MKF (rys. 13) umożliwiające pochylenie deskowania lub podłoża pod stopkami wież.



Rys. 13. Elementy systemu usprawniające montaż i użytkowanie wież

Wieże PERI Multiprop posiadają wiele konfiguracji dotyczących zmiennych, wysokości oraz dopuszczalnego obciążenia roboczego. Zależnie od potrzeb inżynierowie PERI przyjmują optymalny schemat pracy układu podpór Multiprop i ram MRK tworzących wieże podporowe. Każdy z podanych schematów jest opisany w Dokumentacji Techniczno-Ruchowej i zawiera dane dotyczące podpór (od MP 120 do MP 625), ilości ram MRK i miejsca ich usytuowania oraz nośność stojaka przy założeniu działania wiatru oraz bez jego wpływu (przykład rys. 14). Podane w Badaniu Typu wartości dopuszczalnych sił na stojak upraszczają obliczenia, które polegają tylko na zebraniu obciążeń i ich porównaniu z wartością wskazaną w dokumentacji urządzenia PERI. Świadczenie Badania Typu tym samym upraszcza skomplikowaną analizę techniczną układu (rys. 15).



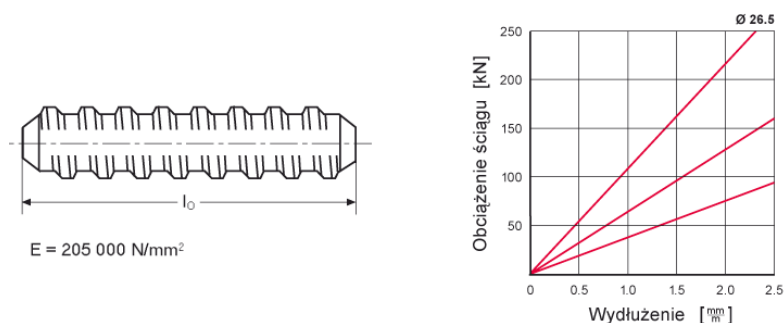
Rys. 14. Wyciąg ze Świadczenia badania typu dla wieży z podpór Multiprop 625 i ramek MRK



Rys. 15. Montaż podpór typu MULTIPROP płyty górnej turbozespołu

4. ŚCIENNE DESKOWANIE RAMOWE PERI TRIO

Znane od wielu lat na świecie deskowanie ścienne PERI TRIO po raz kolejny stanęło przed wyzwaniem związanym tym razem z wymaganą dużą dokładnością wykonania gabarytów betonowanego elementu. Możliwości tego systemu gwarantują wytrzymałość na parcie mieszanki betonowej powyżej 80 kN/mkw. oraz stosowanie elementów umożliwiających usztywnienie konstrukcji deskowania dla różnych odkształceń, w wielu punktach jednego elementu. Inżynierowie PERI musieli poddać analizie wydłużenia ściągu deskowania wynikające z działającej siły i ich długości. Niektóre ściągi miały rozpiętości dochodzące do prawie 50 m, co dla ich sprężystego zakresu pracy wynikającego z obciążenia od parcia mieszanki mogło wywołać odkształcenia nawet do 50 mm (rys. 15). Przypominam, że minimalne dopuszczalne, to 10mm.



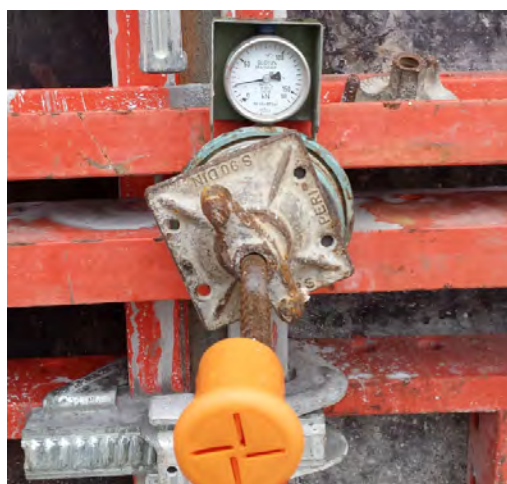
Rys. 16. Wydłużenie ściągu DW zależnie od siły rozciągającej

Dlatego po przeanalizowaniu przyjętego rozwiązania pod względem geometrycznym w kolejnym kroku poddano analizie schemat sprężysty pracy deskowania, gdzie podporami były różnej długości ściągi DW 15. W wielu miejscach trudnych do uproszczonego rozwiązania zastosowano rygle wzmacniające z systemu PERI VARIOKIT (rys. 17), łączące kilka ściągu i zapewniając tym samym regularny rozkład obciążeń wynikający z różnych sprężystości, czyli ich długości.



Rys. 17. Deskowanie TRIO i elementy wzmacniające z rygli VARIOKIT

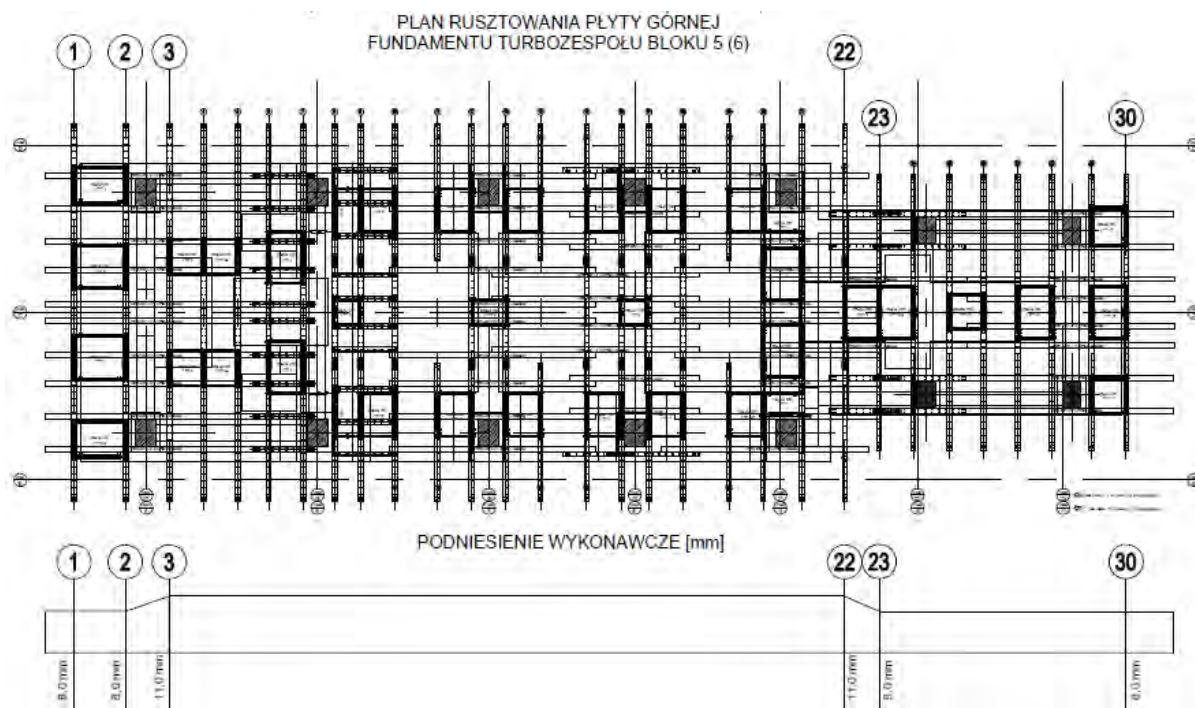
Dla zapewnienia kontroli obliczeń i rzeczywistej zmiennej związanej z parciem mieszanki betonowej, założono na deskowanie mierniki siły dające ciągły odczyt jej wartości (rys. 18). Mając te informacje można w razie przekroczenia założeń obliczeniowych spowolnić prędkość betonowania, żeby tym samym zapewnić uzyskanie prawidłowego i bezpiecznego rozkładu obciążeń i odkształceń deskowania. W związku z posiadaną wiedzą oraz ciągłym poszerzaniem o nowe doświadczenia inżynierowie PERI brali udział w 30-to godzinnym betonowaniu płyty mając pełną kontrolę nad opracowanym zadaniem.



Rys. 18. Siłomierz PERI w trakcie betonowania płyty

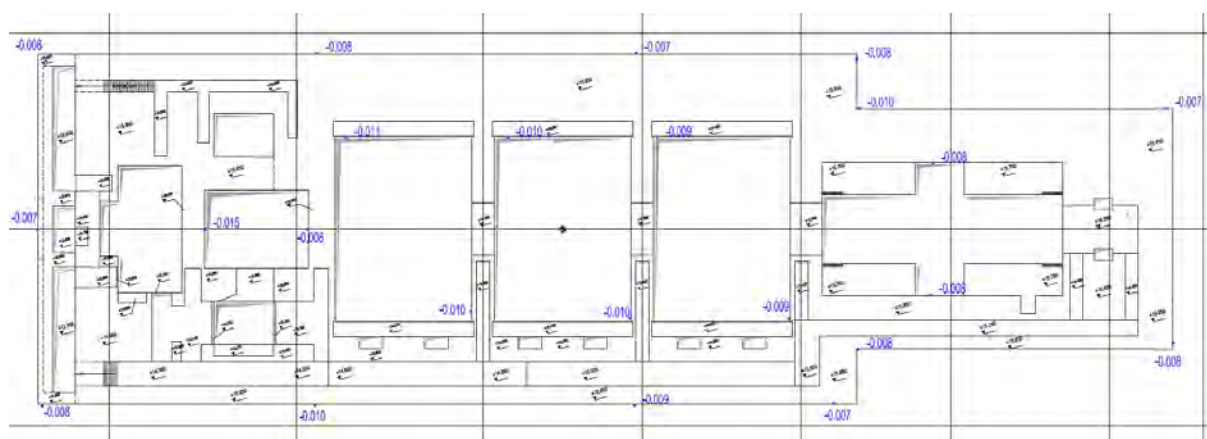
5. PODSUMOWANIE

Mając na uwadze ciekawy inżynierski projekt będący tematem niniejszego referatu należy przedstawić rezultaty, które zostały osiągnięte w zakresie wymagań, z którymi musieli zmierzyć się polscy inżynierowie zespołu PERI. Poniżej (rys. 19) przedstawiono wynik obliczeń dla skróceń układu podpór będący wynikiem matematycznego działania, bez niepoliczalnych wpływów luzów montażowych.



Rys. 19. Obliczone podniesienie wykonawcze zawarte w technologii PERI

Sprawdzeniem obliczeń matematycznych jest rzeczywisty pomiar reperów wykonany przez zespół geodetów kontrolujących wynik pracy zespołu wykonawcy tej realizacji. Najważniejszymi pod względem wymagań miejscami są punkty wokół wibroizolatorów, których teoretyczna tolerancja powinna zamknąć się w wartości odchyłki do +5 mm, a jak widać z rezultatu przedstawionego na rys. 20, są to wartości w granicach do 3 mm. Przy czym w kilku punktach różnica pomiędzy obliczeniami, a wynikiem rzeczywistym wynosi 0 mm.



Rys. 20. Powykonawcze wyniki osiadania reperów płyty górnej fundamentu turbozespołu

Należy tu podkreślić, że coraz bardziej znaczący udział w projektach, także światowych zajmuje zespół inżynierów PERI Polska, który dzięki zdobytym na rynku polskim ponad 20-to letnim doświadczeniem, wspiera wymagających klientów najlepszymi rozwiązaniami, które są zawsze sumą trzech składników: wysokiej jakości produktu, optymalnej koncepcji oraz najlepszego wykonania.

Literatura

- [1] BORUCKI P.: *Wieże PERI VST – wszechstronny system rusztowań podporowych od najcięższych zastosowań. Wybrane realizacje w Polsce*. Wrocławskie Dni Mostowe Wrocław 27-28 listopada 2014 r.
- [2] BYRKA G.: *Rusztowania podporowe PERI wykorzystywane przy budowie mostów łukowych*. Wrocławskie Dni Mostowe 26-27 listopada 2015r.
- [3] System MULTIPROP – dokumentacja techniczno ruchowa urządzenia.
- [4] MULTIPROP System, Typenprüfung. PERI GmbH.
- [5] PERI Aktualności. Wydanie 1/2013. PERI GmbH.
- [6] VARIOKIT Schwerlastturm VST. Aufbau- und Verwendungsanleitung. Vorabzug. Ausgabe 04/2014. PERI GmbH.
- [7] VARIOKIT Schwerlastturm. Programmübersicht. Ausgabe 08.04/2014. PERI GmbH.

TECHNICAL ISSUES OF CONSTRUCTION TOLERANCES FOR TURBO GENERATOR'S FOUNDATION AT POWERPLANT IN OPOLE

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOSNAWY BUDOWLANEGO**Antoni BIEGUS¹

WYBRANE ZAGADNIENIA OCENY NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI STALOWYCH W ASPEKCIE WYMAGAŃ EUROKODÓW

STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono syntetycznie podstawy projektowania konstrukcji wg PN-EN 1990. Podano założenia i zasady metody stanów granicznych i współczynników częściowych, zasady wyznaczania charakterystycznych oraz obliczeniowych efektów oddziaływań oraz nośności. Dokonano porównania postanowień podstaw projektowania konstrukcji wg Eurokodów i norm PN-B. Na tym tle omówiono wybrane problemy oceny nośności istniejących konstrukcji stalowych, wykonywanej wg Eurokodu 3. Między innymi omówiono zagadnienia określania właściwości wytrzymałościowych stali dawnych oraz globalnej analizy konstrukcji wg postanowień Eurokodu.

SŁOWA KLUCZOWE: istniejące konstrukcje stalowe, ocena nośności, normy PN-B, Eurokody

1. WPROWADZENIE

Często spotykanym problemem w ekspertyzach oraz projektowaniu modernizacji istniejących konstrukcji budowlanych jest ocena ich nośności. Złożoność tego zagadnienia wynika nie tylko z braku zazwyczaj dokumentacji budowlanej oraz informacji o właściwościach i parametrach wytrzymałościowych materiałów użytych do ich budowy, ale przede wszystkim różnych od aktualnie obowiązujących norm, wg których obiekty te były projektowane. W Eurokodach, podobnie jak w normach PN-B, przyjęto w ocenie bezpieczeństwa konstrukcji metodę stanów granicznych i współczynników częściowych. Jednak w stosunku do norm PN-B zmieniają one: podstawy projektowania konstrukcji, zasady oceny efektów oddziaływań (m.in. zmieniły się normy obciążeń, wartości współczynników: częściowych obciążeń, jednoczesności działania obciążeń, konsekwencji zniszczenia) oraz obliczania nośności (m.in. zmieniły się modele oceny nośności, wartości współczynników częściowych nośności). Dlatego można stwierdzić, że dotychczas stosowane normy PN-B nie są kompatybilne z Eurokodami.

Wprowadzając zmiany w konstrukcji obiektu zrealizowanego wg norm PN-B należy wykazać jego bezpieczeństwo wg Eurokodów. W związku z niekompatybilnością norm PN-B i Eurokodów obiekt-

¹ prof. dr hab. inż., Antoni Biegus, antoni.biegus@pwr.wroc.pl – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

tywna ocena bezpieczeństwa konstrukcji istniejących jest zagadnieniem złożonym. W tym aspekcie, w pracy podano wybrane zagadnienia oceny nośności konstrukcji stalowych zrealizowanych w ciągu ostatnich 50. lat, wg PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976, PN-B-03200:1980 i PN-B-03200:1990.

2. PODSTAWY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI WEDŁUG PN-EN 1990

W ocenie bezpieczeństwa konstrukcji w PN-EN 1990 przyjęto tzw. półprobabilistyczną metodę stanów granicznych i współczynników częściowych. Stopień wyłączenia konstrukcji oblicza się na podstawie wartości charakterystycznych: efektu oddziaływań E_k (kwantyle górnych [1]) i nośności R_k (kwantyle dolnych [1]) oraz częściowych, globalnych współczynników bezpieczeństwa: efektu oddziaływań γ_E i nośności γ_R . W ocenie stanu granicznego nośności, losowość obciążeń uwzględnia się zwiększając ich wartość charakterystyczną E_k częściowym, globalnym współczynnikiem efektu oddziaływań γ_E ($\gamma_E \geq 1,0$) i obliczeniowy efekt oddziaływań E_d wynosi:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E, \quad (1)$$

losowość wytrzymałości zaś określa się zmniejszając jej wartość charakterystyczną R_k częściowym, globalnym współczynnikiem nośności γ_R ($\gamma_R \geq 1,0$) i obliczeniowa nośność R_d wynosi:

$$R_d = R_k / \gamma_R. \quad (2)$$

Konstrukcję w stanie granicznym nośności uważa się za bezpieczną, gdy jej stopień wyłączenia E_d / R_d spełnia zależność:

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{E_k \cdot \gamma_E}{R_k / \gamma_R} \leq 1. \quad (3)$$

Częściowe, globalne współczynniki bezpieczeństwa efektu oddziaływań γ_E i nośności γ_R występują w postaci wielu cząstkowych współczynników: obciążeń $\gamma_{F,i}$, jednoczesności działania obciążeń $\psi_{i,j}$, konsekwencji zniszczenia konstrukcji $K_{F,i}$ oraz materiałowych $\gamma_{M,i}$ (betonu, stali, drewna, muru itp.) oraz jako parametry niejawne w różnych modelach obliczeniowych nośności konstrukcji. **Są one odmiennie wykalibrowane oraz ich wartości są różne w Eurokodach i normach PN-B.**

W PN-EN 1990 wartości obliczeniowe oddziaływania F_d są określone zależnością:

$$F_d = \gamma_{F,i} F_{rep,i}, \quad (4)$$

gdzie: $F_{rep,i}$ – odpowiednia wartość reprezentatywna oddziaływania obliczona ze wzoru:

$$F_{rep,i} = \psi_i F_{k,i}, \quad (5)$$

w którym: $F_{k,i}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania,
 $\gamma_{F,i}$ – współczynnik częściowy oddziaływania,
 ψ_i – współczynniki kombinacyjne oddziaływań zmiennych.

W ujęciu aplikacyjnym nośność obliczeniową elementu wg PN-EN 1990 wyznacza się ze wzoru:

$$R_d = \alpha C \frac{f_k}{\gamma_R}, \quad (6)$$

gdzie: C – charakterystyka geometryczna przekroju np.: $C = A$ – w przypadku rozciągania (A – pole przekroju), $C = W$ – w przypadku zginania (W – wskaźnik zginania),

a – współczynnik (np. wyboczenia) modelu wyężenia,

f_k – wartość charakterystyczna wytrzymałości materiału,

γ_R – częściowy współczynnik bezpieczeństwa nośności materiału i niepewności modelu (np. $\gamma_R = \gamma_c = 1,40$ – w przypadku betonu; $\gamma_R = \gamma_{M0}, \gamma_{M1}, \dots, \gamma_{M7} = 1,00 \div 1,25$ – stali).

Obliczeniowe efekty oddziaływań E_d w przypadku sprawdzania stanu granicznego nośności konstrukcji, w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej, można przyjąć w formie wyrażenia:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P_k \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (7)$$

sprężenie
towarzyszące oddziaływania zmienne
↓
↓
↑
↑
oddziaływania stałe
wiodące oddziaływanie zmienne

gdzie: $G_{k,j}$ – charakterystyczne oddziaływanie stałe j ,

P_k – charakterystyczne oddziaływanie sprężające,

$Q_{k,i}$ – charakterystyczne oddziaływanie zmienne i ,

$\gamma_{G,j}$ – współczynnik częściowy oddziaływania stałego j ($\gamma_{G,j,\sup} = 1,35$ - gdy efekt oddziaływania jest niekorzystny, $\gamma_{G,j,\inf} = 1,00$ - gdy efekt oddziaływania jest korzystny),

$\gamma_{Q,i}$ – współczynnik częściowy oddziaływania zmiennego i ; $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50$ (lub 0),

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

„+” – oznacza „naależy uwzględnić w kombinacji z”, Σ – oznacza „łączny efekt oddziaływań”.

Obliczając efekty oddziaływań E_d np. w ULS – EQU lub wyjątkowej sytuacji obliczeniowej stosuje się odmienne kombinacje oddziaływań i ich wartości współczynników częściowych.

Według PN-EN 1990 ocenie efektów obciążeń w stanie granicznym użyteczności $E_{k,ser}$ stosuje się kombinacje:

• charakterystyczną $E_{k,ser} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (8)$

• częstą $E_{k,ser} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (9)$

• quasi-stałą $E_{k,ser} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \psi_{2,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} . \quad (10)$

W ocenie zarówno stanu granicznego nośności, jak i użyteczności **współczynniki ψ_{ij} , γ_G , $\gamma_{Q,i}$ oraz γ_R są odmiennie wykalibrowane oraz ich wartości są różne w Eurokodach i normach PN-B.**

3. EUROKODY A DOTYCHCZASOWE POLSKIE NORMY PN-B

Eurokody zmieniają w stosunku do norm PN-B zarówno podstawy projektowania konstrukcji m.in. zasady oceny efektów oddziaływań, jak i obliczania nośności oraz wykonania konstrukcji, a także zarządzania niezawodnością w projektowaniu i realizacji.

Efekty obciążeń wyznaczone wg PN-EN 1991 są zazwyczaj większe od obliczonych wg PN-B. Również w ocenie nośności konstrukcji wg PN-B i PN-EN 1992÷PN-EN 1999 występują istotne różnice. Polegają one przede wszystkim na różnicy parametrów i wymagań jakościowych materiałów konstrukcyjnych, odmiennych modeli obliczeniowych nośności (np. inne są krzywe niestateczności ogólnej i lokalnej) i wartości częściowych współczynników nośności.

Eurokody dotyczące obciążeń śniegiem PN-EN 1991-1-3 i wiatrem PN-EN 1991-1-4 nakazują przyjmować większe obciążenia obliczeniowe w stosunku do ustalonych wg norm PN-B-02011:1977 (wiatrowej) i PN-B-02010:1980 (śniegowej). Wynika to nie tylko ze zwiększenia w Eurokodach ich wartości charakterystycznych, ale też ze zwiększenia wartości współczynników obciążeń. Na przykład współczynnik obciążenia wiatru wg PN-B-02011:1977 wynosił $\gamma_{Q,PN} = 1,30$, wg PN-EN 1993-3-1 zaś należy przyjąć większą jego wartość: $\gamma_{Q,EC} = 1,50$ (dla budynków), $\gamma_{Q,EC} = 1,60$ (dla wież). Tylko z tego powodu wzrost obciążenia od wiatru wynosi około 20%, w stosunku do PN-B-02011:1977. Występujące duże zwiększenie wg Eurokodów (w stosunku do norm PN-B) np. charakterystycznych obciążeń klimatycznych wynika m.in. z przyjęcia innych okresów powrotu (w Eurokodach przyjęto 50-cio letni okresu powrotu, w PN-B zaś wynosił on 5 lat). Wartości współczynników obciążeń stałych wg PN-B były uzależnione od rodzaju materiału i wynosiły $\gamma_{G,PN} = 1,10 \div 1,30$. Według PN-EN 1990 współczynnik obciążeń stałych nie zależy od rodzaju materiału i wynosi $\gamma_{G,EC} = 1,35$. W przypadku konstrukcji stalowych projektowanych wg Eurokodów należy przyjąć większe o 9,1% wartości obciążeń stałych, w stosunku do PN-B-02000:1982. Generalnie można stwierdzić, że efekty oddziaływań wyznaczone wg Eurokodów są zazwyczaj zdecydowanie większe od obliczonych wg norm PN-B.

Również w ocenie nośności konstrukcji wg norm PN-B oraz PN-EN 1992÷PN-EN 1999 występują istotne różnice merytoryczne i ilościowe. Polegają one przede wszystkim na różnicy modeli analizy globalnej i oceny nośności konstrukcji oraz wartości częściowych współczynników nośności.

W podsumowywaniu należy stwierdzić, że zasady oceny bezpieczeństwa, efektów oddziaływań i nośności konstrukcji wg norm PN-B nie są kompatybilne z Eurokodami. Globalne współczynniki bezpieczeństwa efektów obciążeń γ_E i nośności γ_R występują w formie zmodyfikowanej, w postaci wielu częściowych współczynników bezpieczeństwa. Są one odmiennie wyspecyfikowane w normach PN-B i Eurokodach. Dlatego też nie można przenosić zasad obliczania konstrukcji z jednych norm do drugih bez kompleksowego ujęcia zasad harmonizacji współczynników częściowych. Przenoszenie częściowych współczynników np. zasad ustalania obliczeniowych efektów oddziaływań bez rozpatrywania reguł oceny obliczeniowej nośności lub odwrotnie, jest niedopuszczalne [2]. Należy też zwrócić uwagę, że w tych normach występują one w sposób niejawni i projektant nie zawsze o tym wie.

4. OCENA NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI STALOWYCH

4.1. Wprowadzenie

W ekspertyzach oraz projektowaniu modernizacji użytkowanych obiektów ważnym zagadnieniem jest ocena ich nośności i sztywności. Po wprowadzaniu Eurokodów do zbioru Polskich Norm powstał problem oceny bezpieczeństwa istniejących konstrukcji, zaprojektowanych wg dawnych norm. Do tego zagadnienia odnosi się norma ISO *Ocena istniejących konstrukcji* [6]. Podane w niej podejście należy uznać za racjonalne i może być ono zastosowane w ocenie nośności konstrukcji zrealizowanych wg norm PN-B. Według [6] przyjmuje się, że jeżeli budowla przeniosła w czasie użytkowania ekstremalne oddziaływania klimatyczne, a jej stan techniczny nie uległ degradacji, to oznacza, że jej zapasy nośności oraz „rzeczywista” praca konstrukcji zapewniają bezpieczną eksploatację, mimo aktualnie zwiększonych wartości normowych oddziaływań klimatycznych. Tak więc, gdy obiekt budowlany jest w dobrym stanie technicznym, nie zmienia się sposób jego użytkowania i ustrój nośny nie jest rekonstruowany, to nie są wymagane analizy statyczno-wytrzymałościowe wg postanowień Eurokodów.

W wielu przypadkach zmienia się sposób użytkowania obiektów zrealizowanych wg norm PN-B lub/i są one modernizowane tj. wprowadzane są zmiany ich konstrukcji nośnej. Wówczas zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury [18] należy wykazać ich bezpieczeństwo wg aktualnych norm projektowania. Tak więc, podejmując modernizację konstrukcji istniejących należy wykonać obliczenia statyczno-wytrzymałościowe ich ustroju nośnego wg Eurokodów.

W rekonstrukcji istniejących obiektów o konstrukcji stalowej efekty oddziaływań należy określić wg PN-EN 1990 oraz PN-EN 1991, obliczeniowe nośności zaś wg PN-EN 1993.

4.2. Materiały

PN-EN 1993-1-1 umożliwia stosowanie większej liczby gatunków stali niż np. PN-90/B-03200. Współczesne technologie wytwarzania obecnie oferowanych gatunków stali wg europejskich norm hutniczych sprawiają, iż **nie ma bezpośredniego przejścia z dawnych (np. wg PN-B-03200:1990) gatunków stali na gatunki nowe (wg PN-EN 1993-1-1)**. Pod względem wytrzymałości odpowiednikiem np. stali St3S jest stal S235, a stali 18G2 – stal S355. Jednak pod względem jakości tych stali różnice są bardzo duże. Obecnie produkowane stale są jakościowo lepsze: o większej jednorodności (pod względem budowy krystalicznej i składu chemicznego) oraz o małych naprężeniach walcowniczych.

Należy pamiętać, że zasady projektowania podane w PN-EN 1993-1-1 dotyczą konstrukcji ze stali produkowanych współcześnie wg eurokodowskich norm hutniczych. Stąd w tym aspekcie stal modernizowanego obiektu powinna odpowiadać określonym w PN-EN 1993-1-1 wymaganiom dotyczącym jej **ciągliwości, spawalności i odporności na kruche pękanie**.

W analizie nośności istniejących konstrukcji wykonywanej wg postanowień PN-EN 1993, niezbędną jest ocena właściwości wytrzymałościowych stali użytej do jej budowy.

W PN-90/B-03200 wytrzymałość obliczeniową stali f_d wyznaczono ze wzoru:

$$f_d = f_d^{\text{PN}} = \frac{f_{y,k,\text{PN}}}{\gamma_s}, \quad (11)$$

gdzie: γ_s – częściowy współczynnik nośności, który wynosi: $\gamma_s = 1,15$ – gdy $f_{y,k,\text{PN}} \leq 355$ MPa,
 $\gamma_s = 1,20$ – gdy $355 < f_{y,k,\text{PN}} \leq 460$ MPa oraz $\gamma_s = 1,25$ – gdy $460 < f_{y,k,\text{PN}} \leq 590$ MPa,
 $f_{y,k,\text{PN}}$ – specyfikowana przez producenta (normowa) granica plastyczności stali.

Według PN-EN 1993-1-1 wytrzymałości obliczeniowe stali oblicza się ze wzoru:

- gdy o stanie granicznym decyduje granica plastyczności stali f_y lub w ocenie stateczności

$$f_{d,y}^{\text{EC}} = \frac{f_y}{\gamma_{Mi}}, \text{ w którym } \gamma_{Mi} = \gamma_{M0} = 1,0 \text{ lub } \gamma_{Mi} = \gamma_{M1} = 1,0, \quad (12)$$

- gdy o stanie granicznym decyduje wytrzymałość stali na rozciąganie f_u

$$f_{d,u}^{\text{EC}} = \frac{f_u}{\gamma_{Mi}}, \text{ w którym } \gamma_{Mi} = \gamma_{M2} = 1,25, \quad (13)$$

gdzie: f_y – nominalna wartość granicy plastyczności stali,
 f_u – nominalna wartość wytrzymałości stali na rozciąganie,
 γ_{Mi} – częściowy współczynnik nośności.

Eurokodowskie częściowe współczynniki nośności γ_{Mi} można stosować do konstrukcji: ze stali konstrukcyjnej spawalnej, zgodnej z eurokodowskimi normami wyrobów, które określono w PN-EN 1993-1-1, zrealizowanych zgodnie z wymaganiami PN-EN 1090-1 i PN-EN 1090-2, a także gdy efekty oddziaływań na konstrukcję są wyznaczone wg postanowień PN-EN 1990 oraz PN-EN 1991.

Wartości granicy plastyczności stali f_y i wytrzymałości stali na rozciąganie f_u oraz częściowe współczynniki nośności γ_{Mi} w PN-EN 1993-1-1 dotyczą wyrobów stalowych produkowanych współcześnie i nie można z nich korzystać w weryfikacji wytrzymałości konstrukcji wybudowanych w latach minionych. Znaczy to, że nie można stosować wprost eurokodowskich zasad oceny nośności do konstrukcji zrealizowanych ze stali dawnych, gdyż charakteryzują się one większą niejednorodnością właściwości, niż produkowane współcześnie.

Aby stosować wprost eurokodowskie zasady oceny nośności konstrukcji stalowych zrealizowanych wg PN-B, należałoby wyspecyfikować częściowy współczynnik nośności stali dawnych $\gamma_{Mi,\text{PN}}$. Kalibracja współczynników nośności $\gamma_{Mi,\text{PN}}$ nie jest najczęściej możliwa z powodu braku wyników ba-

dań statystycznych parametrów wytrzymałościowych stali dawnych. W związku z tym w ocenie nośności wykonywanej wg PN-EN 1993-1-1 konstrukcji zaprojektowanej wg np. PN-B-03200:1990, zazwyczaj przyjmuje się granicę plastyczności stali $f_y = f_{d,PN}$, wytrzymałość stali na rozciąganie $f_u = f_{u,PN}$ (gdzie: $f_{d,PN}$, $f_{u,PN}$ – wytrzymałość obliczeniowa stali i wytrzymałość stali na rozciąganie wg np. normy PN-B-03200:1990) oraz eurokodowskie współczynniki nośności $\gamma_{M0} = 1,00$, $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,25$.

Jeśli mamy informację dotyczącą zastosowanego gatunku stali w badanym obiekcie, można korzystając z norm PN-B i literatury przedmiotu zidentyfikować potrzebne w analizach właściwości stali f_d , $R_{e,min}$, $\min R_m$, $A_{s,min}$, skład chemiczny, spawalność, odmianę plastyczności itp.

Gdy brak jest informacji o gatunkach stali zastosowanych na konstrukcję, zachodzi potrzeba określenia właściwości wytrzymałościowych stali. Można je ocenić metodą bezpośrednią, polegającą na pobraniu próbek materiału i wykonaniu niszczących badań próbek (stosując statyczną próbę rozciągania). Jeśli pobranie próbek do badań bezpośrednich jest niemożliwe (np. ze względu na osłabienie elementów nośnych), to często wyznacza się parametry wytrzymałościowe na podstawie pomiarów twardości *Brinella* stali [5]. Przykład takich badań statystycznych badań wytrzymałości stali 4-ch wież oświetleniowych podano w [4]. W doświadczalnym sposobie określania właściwości wytrzymałościowych stali ma zastosowanie Załącznik D *Projektowanie wspomagane badaniami* w PN-EN 1990.

4.3. Analiza globalna konstrukcji

4.3.1. Modele analizy ustrojów prętowych

Normy PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976 i PN-B-03200:1980 nie określały sposobu obliczania sił wewnętrznych w konstrukcji. Projektując wg tych norm powszechnie stosowano wówczas analizę sprężystą wg teorii I rzędu. Dopiero w PN-B-03200:1980 podano: *Siły przekrojowe i przemieszczenia konstrukcji należy obliczać metodami mechaniki budowli wg teorii I rzędu i wg teorii II rzędu przy założeniu sprężystego modelu materiału. ... W uzasadnionych przypadkach z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji naprężeń i sił przekrojowych związanych z plastyczną rezerwą nośności.*

W ostatnich latach nastąpił znaczący postęp wiedzy dotyczący teorii konstrukcji stalowych i udoskonalenie ich modeli obliczeniowych. Badania naukowe pozwoliły wyjaśnić wielorakie aspekty wyłączenia konstrukcji stalowych. Te precyzyjniejsze modele analizy konstrukcji są rekomendowane w PN-EN 1993. **Są one zdecydowanie bardziej szczegółowe, obszerniejsze, a przede wszystkim różne od zasad w PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976 i PN-B-03200:1980 i PN-B-03200:1990.** Dotyczą one zaawansowanej, dokładniejszej identyfikacji modelowania wyłączenia konstrukcji tj. uwzględnienia w analizach m.in.: efektów towarzyszących deformacjom konstrukcji, imperfekcji globalnych ustroju nośnego i lokalnych elementów, plastycznej nośności i właściwości połączeń (ich podatności).

Zgodnie z PN-EN 1993-1-1 w wyznaczaniu efektów oddziaływań E_d można stosować analizę wg teorii I lub II rzędu, uwzględniając wpływ zachowania się węzłów (przegubowe, podatne, sztywne) oraz niedoskonałości początkowe obejmujące naprężenia własne i odchyłki geometryczne, tj. imperfekcje: globalne i lokalne, a w aspekcie właściwości stali analizę liniowo-sprężystą lub nieliniową.

Rezerwy nośności wynikające z plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych można wykorzystać w ocenie nośności modernizowanych konstrukcji istniejących i często nie będzie potrzebne ich wzmacnianie. Dotyczy to obciążonych statycznie konstrukcji statycznie niewyznaczalnych, o prętach klasy 1, ze stali sprężysto-plastycznej. Takie konstrukcje charakteryzują się zdolnością do plastycznego wyrównywania sił w przekrojach i między przekrojami. Ich przyrost obciążeń może być przenoszony przez przekroje dotychczas nieuplastycznione. Dlatego też w takich konstrukcjach, można dopuścić do powstania zbioru przegubów plastycznych, zmieniających je w ustroje geometrycznie zmienne.

4.3.2. Imperfekcje lokalne i globalne ustrojów prętowych

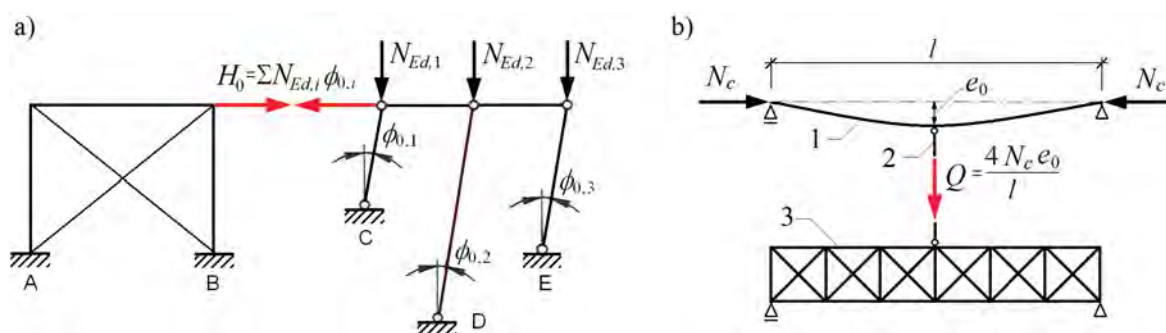
Konstrukcje rzeczywiste są obarczone wstępnymi imperfekcjami. Są to wady konstrukcyjne (np. nieosiowe, mimośrodowe połączenia prętów), technologiczne (np. naprężenia walcownicze, naprężenia

spawalnictwo), wykonawcze (np. wygięte lub/i skręcone osie prętów), montażowe (np. brak pionowości słupów), eksploatacyjne itp. Zmniejszają one nośność konstrukcji. Stąd w ocenie nośności wg postanowień PN-EN 1993-1-1 uwzględnia się je jako geometryczne imperfekcje:

globalne – w postaci wstępnego przechyłu słupów układów ramowych (ϕ_0),

lokalne – w postaci wstępnego wygięcia łukowego pojedynczych elementów (e_0/L).

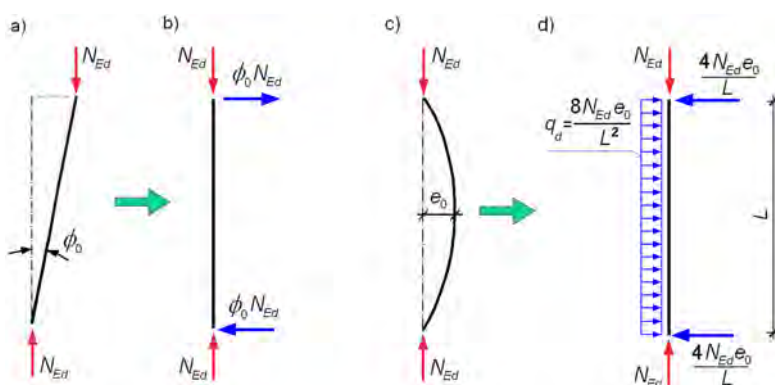
Skutki występowania imperfekcji przechyłu słupów ϕ_{0i} i wygięcia osi elementu o strzałce e_0 , na wyłączenie konstrukcji pokazano na rys. 1. Pochylone o kąt ϕ_{0i} słupy w osiach C, D i E, ściskane siłami $N_{Ed,i}$ przekazują dodatkowe obciążenie poziome H_0 na układ stężający w osi A i B (rys. 1a). Wstępne wygięcie o strzałce e_0 sprawia, że ściskany siłą N_c element przekazuje przez pręt 2 obciążenie imperfekcyjne Q na stężenie kratowe 2 (rys. 1b). Następnym następstwem imperfekcji pochylenia zarówno słupów, jak i wygięcia lokalnego osi elementu są dodatkowe obciążenia imperfekcyjne (odpowiednio H_0 i Q).



Rys. 1. Schemat konstrukcji z imperfekcją: a) globalną – przechył słupów, b) lokalną – wygięcie elementu; 1 – stężony element, 2 – łącznik, 3 – stężenie kratowe

W PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976, PN-B-03200:1980 i PN-B-03200:1990 wstępne, losowe niedoskonałości i wady konstrukcji uwzględniano jedynie jako lokalne imperfekcje prętów, w odpowiednio wyspecyfikowanych ich współczynnikach niestateczności. Z wyjątkiem PN-B-03200:1990 w analizach wg ww. norm nie uwzględniano imperfekcji globalnych konstrukcji. Zasady oceny imperfekcji globalnych ram podane w PN-B-03200:1990 są jednak inne niż w PN-EN 1993-1-1. Stąd też w podsumowaniu należy stwierdzić, że **w ocenie wyłączenia konstrukcji istniejących należy uwzględnić w obliczeniach ich wstępne globalne i lokalne imperfekcje wg zasad w PN-EN 1993-1-1.**

Następstwa globalnych i lokalnych imperfekcji konstrukcji uwzględnia się obciążając ustrój nośny równoważnymi w skutkach obciążeniami zastępczymi. Globalną imperfekcję przechyłu o kąt ϕ słupa ściskanego siłą N_{Ed} (rys. 2a), zastępuje się układem równoważnych sił poziomych $\phi_0 N_{Ed}$ na jego końcach (rys. 2b). Lokalną imperfekcję łukowego wygięcia o strzałce e_0 elementu ściskanego siłą N_{Ed} (rys. 2c), zastępuje się równoważnym obciążeniem równomiernie rozłożonym q_d (rys. 2d).



Rys. 2. Zastąpienie wstępnych imperfekcji geometrycznych równoważnymi siłami poziomymi

4.3.3. Imperfekcje lokalne i globalne w analizie stężeń

W PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976 i PN-B-03200:1980 podano jedynie zasady stosowania stężeń. W PN-B-03200:1990 oprócz ww. zaleceń podano dodatkowo sposób obliczania stężeń połączeniowych poprzecznych i międzysłupowych. Z kolei w PN-EN 1993-1-1 nie podano zasad dotyczących stosowania stężeń. Zaproponowano natomiast modele analityczne konstrukcji z imperfekcjami, które stosuje się do oceny wyłączenia stężenia połączeniowego poprzecznego i międzysłupowego. **Eurokodowskie modele obliczeń stężeń różnią się zasadniczo od sposobu ich analizy wg PN-B-03200:1990.**

Do lat 90-tych XX wieku stężenia połączeniowe poprzeczne i międzysłupowe, obliczano jedynie na obciążenia od wiatru i suwnic. W analizach nie uwzględniano sił imperfekcyjnych ustroju nośnego.

Zgodnie z PN-EN 1993-1-1 stężenia projektuje się na oddziaływania zewnętrzne (od wiatru, suwnicy) oraz tzw. równoważne obciążenia imperfekcyjne. Obciążenia imperfekcyjne od łukowych wygięć są istotne w połąci dachu, gdy analizuje się przytrzymanie boczne ściskanych pasów dźwigarów dachowych przez połączeniowe stężenie poprzeczne. Obciążenia imperfekcyjne od przechyłu oraz łukowych wygięć słupów uwzględnia się w obliczaniu stężeń międzysłupowych.

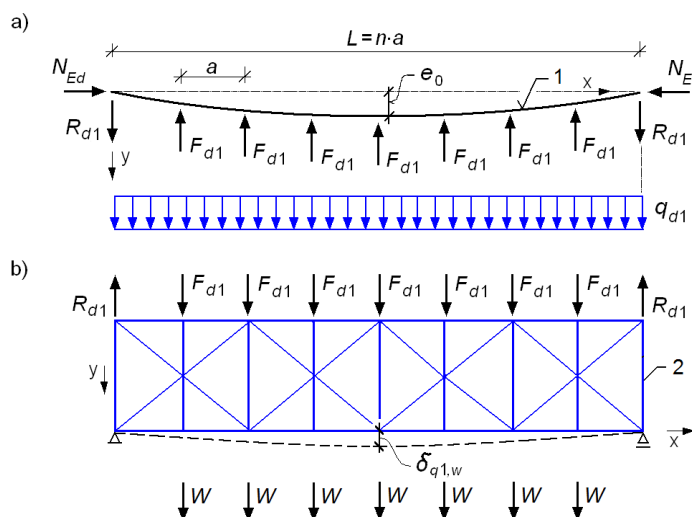
Obciążenie imperfekcyjne stężeń poprzecznych (rys. 3) wyznacza się jako oddziaływanie równomiernie rozłożone q_{d^p} wywołane łukowymi wygięciami o strzałce $e_0 = L/500$ (L – rozpiętość stężanego elementu), stężanych m elementów (pasów dźwigarów dachowych). Wyznacza się je ze wzoru:

$$q_{d,m} = 8 \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} (e + \delta_{q,w}) L^{-2}, \quad (14)$$

gdzie:

$$e = (L/500)[0,5(1+m^{-1})]^{0,5}. \quad (15)$$

W (14) i (15) przyjęto oznaczenia wg PN-EN 1993-1-1.



Rys. 3. Model obliczeniowy połączeniowego stężenia poprzecznego wg PN-EN 1993-1-1: a) schemat stężanego elementu, b) schemat obliczeniowy stężenia; 1 – stężany element, 2 – stężenie poprzeczne

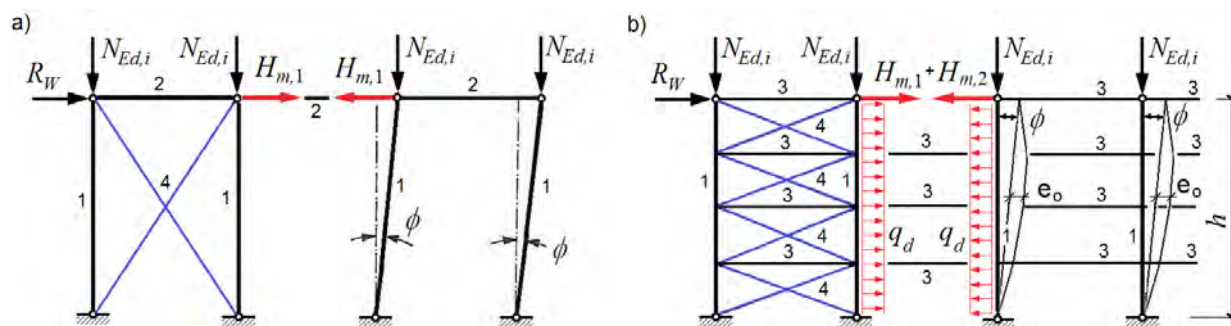
Z analiz przedstawionych w [3] wynika, iż **wartości obciążeń imperfekcyjnych obliczone wg PN-B-03200:1990, są większe niż wyznaczonych zgodnie z PN-EN 1993-1-1.**

Stężeniom międzysłupowym można przyporządkować schemat statyczny wspornika kratowego lub portalowej ramy. Do lat 90. XX w., wg PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976 i PN-B-03200:1980 obliczano je **tylko na obciążenia od wiatru działającego na ścianę szczytową i od suwnicy.** W obliczeniach wg PN-90/B-03200 należało dodatkowo uwzględnić siły od imperfekcji przechyłu słupów. W tym aspekcie

w PN-EN 1993 podano odmienny model obliczenia imperfekcji globalnej przechyłu słupów w analizie stężenia międzysłupowego, a ponadto należy uwzględnić dodatkowo ich imperfekcje lokalne słupów.

Stężenia międzysłupowe stosuje się najczęściej w postaci ustrojów kratowych, rzadziej zaś kratowo-ramowych lub ramowych. Pasami wsporników kratowych tężnika międzysłupowego są sąsiednie słupy. Ich wyratowaniem mogą być: „niezależne” pręty stężające (np. typu X; rys. 4a) lub rygle ściennie (jako słupki) i dodatkowe krzyżulce stężające (rys. 4b).

Na stężenie międzysłupowe przekazuje się reakcja pozioma R_W z połączeniowego stężenia poprzecznego (m.in. od wiatru działającego na ścianę szczytową). Ponadto przejmuje ono siłę poziomą $H_{m,1}$ od imperfekcji przechyłowych m podpieranych słupów (rys. 4a).



Rys. 4. Schemat stężenia: a) międzysłupowego "niezależnego", b) międzysłupowego z wykorzystaniem rygli ściennych: 1 – słup główny, 2 – rygiel oczepowy, 3 – rygiel ścienny, 4 – pręt stężenia

Jeżeli siły ściskające u góry i -tych słupów wynoszą $N_{Ed,i}$, to imperfekcyjną siłę poziomą od ich pochylenia oblicza się ze wzoru:

$$H_{m,1} = \phi \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} \quad (16)$$

W przypadku stężenia międzysłupowego wg rys. 4b należy dodatkowo uwzględnić siłę poziomą $H_{m,2}$, jako reakcję od imperfekcji łukowych wygięć słupów. Oblicza się ją jak reakcję podporową od obciążenia imperfekcyjnego $q_{d,m}$. Siła pozioma od imperfekcji łukowych słupów wynosi:

$$H_{m,2} = 4 \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} (e + \delta_{q,w}) h^{-1} \quad (17)$$

4.3.4. Wpływ deformacji na wyłączenie ustrojów prętowych

Teorię I rzędu stosuje się w analizie konstrukcji stężonych lub/i nieprzechyłowych, w których zazwyczaj przemieszczenia nie generują istotnych dodatkowych sił wewnętrznych. Efekty II rzędu powinny być uwzględniane, jeśli powodują znaczący przyrost skutków obciążeń. W PN-B-03200:1962, PN-B-03200:1976 i PN-B-03200:1980 nie podano żadnych zaleceń dotyczących uwzględniania wpływu deformacji konstrukcji na jej wyłączenie. Kryteria oceny wrażliwości ram na efekty II rzędu podano w PN-B-03200:1990. Są one precyzyjniej zdefiniowane w postanowieniach PN-EN 1993-1-1.

Wyboru właściwego sposobu obliczeń wg PN-EN 1993-1-1 dokonuje się na podstawie analizy parametru mnożnika obciążenia krytycznego konstrukcji, który wynosi:

$$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \quad (18)$$

gdzie: F_{cr} – obciążenie krytyczne globalnej niestateczności sprężystej i początkowej sztywności,
 F_{Ed} – obliczeniowe, sumaryczne obciążenie pionowe konstrukcji.

W ocenie wyężenia stalowych konstrukcji mogą być stosowane następujące sposoby:

1. Analiza wg teorii I rzędu konstrukcji z pominięciem jej imperfekcji, gdy $\alpha_{cr} \geq 10$ – w przypadku analizy sprężystej i $\alpha_{cr} \geq 15$ – w przypadku analizy plastycznej. Wówczas należy sprawdzać nośność przekrojów oraz stateczność elementów.
2. Analiza wg teorii I rzędu konstrukcji z uwzględnieniem jej imperfekcji przechyłu i efektu $P - \Delta$, gdy $3 \leq \alpha_{cr} < 10$. Wówczas należy poziome oddziaływania powiększyć za pomocą współczynnika $(1 - 1/\alpha_{cr})^{-1}$ oraz sprawdzać nośność przekrojów oraz stateczność elementów.
3. Analiza wg teorii II rzędu konstrukcji z uwzględnieniem jej imperfekcji przechyłu oraz imperfekcji lokalnych, gdy $\alpha_{cr} < 3$. Wówczas należy sprawdzać tylko nośność przekrojów elementów i nie ma potrzeby kontroli stateczności ogólnej elementów konstrukcji.

5. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

Opracowywanie modernizacji obiektów zaprojektowanych wg norm PN-B, w których należy zmodernizować ich ustrój nośny, wymaga zgodnie z [18] opracowania projektów wg Eurokodów.

Zasady oceny efektów oddziaływań i nośności konstrukcji wg PN-B nie są kompatybilne z Eurokodami, gdyż przyjęte w nich modele nośności i współczynniki bezpieczeństwa są odmiennie wyspecyfikowane. Nie można też wprost stosować zasad wg PN-EN 1993 do obiektów zrealizowanych wg norm PN-B bez kompleksowej analizy m.in. cech materiałowych i wymagań jakości wykonania konstrukcji. Należy pamiętać, że zasady projektowania wg PN-EN 1993 dotyczą konstrukcji ze stali spełniających odpowiednie wymagania jakościowe dotyczące plastyczności, spawalności i uderzalności.

PN-EN 1993 proponuje zaawansowane modele oceny wyężenia konstrukcji stalowych, a współczesne techniki komputerowe umożliwiają dokładniejszą niż dawniej analizę ich nośności. Dotyczą one uwzględnienia w analizach konstrukcji m.in.: efektów II rzędu, imperfekcji globalnych i imperfekcji lokalnych, plastycznej nośności oraz podatności węzłów. Są one zdecydowanie bardziej szczegółowe, obszerniejsze, a przede wszystkim różne od zasad w PN-B-03200:1990. Te precyzyjniejsze eurokodowskie modele należy stosować w ocenach nośności modernizowanych obiektów istniejących.

Literatura

- [1] Biegus A.: *Podstawy projektowania konstrukcji i oddziaływania na konstrukcje*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2014.
- [2] Biegus A.: *Projektowanie zachodnioeuropejskiej stalowej obudowy w aspekcie polskich norm projektowania*. Konstrukcje Stalowe nr 2/2001.
- [3] Biegus A., Mądry D.: *Obliczanie stężeń hal stalowych wg PN-EN 1993-1-1*. Konstrukcje Stalowe nr 1/2008.
- [4] Biegus A., Dudkiewicz J., Koziół P., Organek P.: *Ocena wytrzymałości obliczeniowej dawnych stali na podstawie pomiarów twardości Brinella*. Inżynieria i Budownictwo nr 10/2015, s. 520-524.
- [5] Gosowski B., Kubica E.: *Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
- [6] ISO 13822:2001. Bases for design of structures - Assessment of existing structures.
- [7] PN-B-02010:1980. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.
- [8] PN-B-02011:1977. Obciążenia obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.
- [9] PN-B-03200:1962. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [10] PN-B-03200:1976. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [11] PN-B-03200:1980. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [12] PN-B-03200:1990. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [13] PN-EN 1990:2004. Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji.
- [14] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [15] PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.

- [16] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- [17] PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa 2006.
- [18] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. nr 75 z 2002, poz. 690, z późniejszymi zmianami).
- [19] Ziółko J., Włodarczyk W., Mendera Z., Włodarczyk S.: *Stalowe konstrukcje specjalne*. Arkady, Warszawa 1995.

SELECTED ISSUES OF THE EVALUATION OF THE RESISTANCE OF EXISTING STEEL STRUCTURES ACCORDING TO THE EUROCODE



Włodzimierz STAROSOLSKI¹

O PEWNEJ GRUPIE BŁĘDÓW W PROJEKTOWANIU KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono analizę i przykłady sytuacji, w których mimo pozornie poprawnego rozwiązania konstrukcyjnego istnieje niebezpieczeństwo drastycznego zaniżenia nośności elementu. Dotyczy to w szczególności miejsc załamania krawędzi elementu w przypadku działania momentu rozwierającego węzeł. Zalecono, aby niezależnie od starannego powiązania zbrojeniem strefy ściskanej i rozciąganej w obliczeniach pomijać w takich miejscach otulinę zbrojenia ściskanego.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcje żelbetowe, mimowolne błędy, kruche zniszczenie

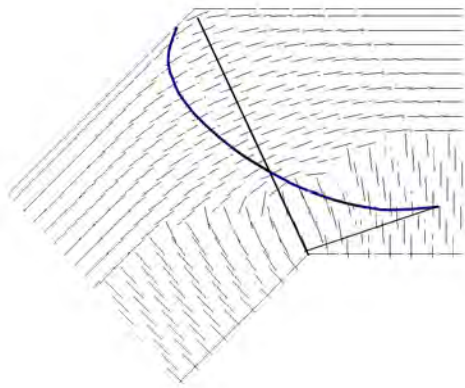
1. WPROWADZENIE

Tematem tego referatu jest przypomnienie w zasadzie spraw znanych, lecz często w projektowaniu zapominanych. Rzecz dotyczyć będzie miejsca załamania elementów żelbetowych, a w szczególności płyt żelbetowych, obciążonych momentem rozwierającym, przykładowo: schodów, ścian zbiorników prostokątnych, ścian oporowych itp.. Omawiać będziemy sytuację, w których o nośności w miejscu załamania elementu czy węzła elementów nie decyduje zbrojenie, a wytrzymałość betonu na rozciąganie. Sytuacje są szczególnie niebezpieczne gdyż niosą w sobie zagrożenie kruchym - gwałtownym zniszczeniem.

2. PROBLEM

Jest banalnym stwierdzenie, że w narożu rozciągany, w miejscu załamania ściskanej krawędzi naprężenia główne ściskające mają przebieg łukowy jak to pokazano na rysunku 1

¹ prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski, wlodzimierz.starosolski@polsl.pl Politechnika Śląska. Wydział Budowlany



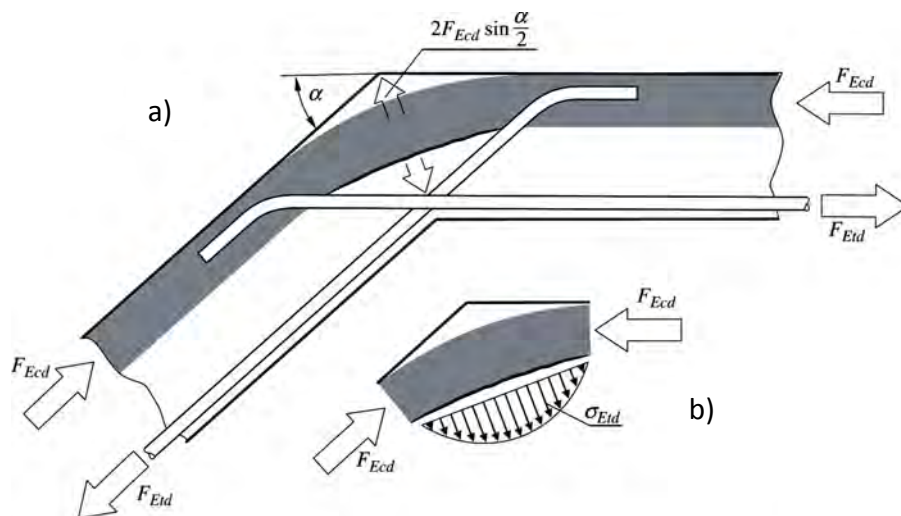
Rys. 1. Widok przebiegu naprężeń głównych σ_I w strefie załamania elementów jednorodnych. Naniesiono wykres naprężeń σ_x w przekroju wzdłuż dwusiecznej kąta narożnika.

W liniowo-sprężystej fazie pracy, ten łuk naprężeń ściskających obejmuje ok. 2/3 wysokości dwusiecznej naroża.

W miarę zwiększania obciążeń zarysowaniu ulega narożnik wklęsły. Naprężenia ściskające redystrybuują się w stronę narożnika wypukłego i zacieśniają w kształcie łuku (rys. 2a) który ma naturalną tendencję do oderwania się od reszty betonu w węźle. W przybliżeniu można określić, że siły odrywające łuk ściskany od części rozciąganej ΣF_{Etd2} węzła mają wartość:

$$\Sigma F_{Etd2} = 2 F_{cd} \sin(\alpha/2)$$

gdzie α jest kątem załamania elementu.



Rys. 2. Schemat pracy węzła załamanej płyty obciążonej momentem rozwierającym - dodatnim. a) widok ogólny, b) warunki równowagi w ściskanej części załamanej

Warunek stabilności układu zapewniają w takiej sytuacji jedynie naprężenia rozciągające σ_{Etd} , które przejść muszą siły rozciągające ΣF_{Etd2} (rys.2b). W chwili, gdy maksymalne naprężenia rozciągające w betonie σ_{Etd} przekroczą wytrzymałość tego betonu na rozciąganie następuje zniszczenie węzła. Tak więc **nośność węzła jest w tej sytuacji funkcją wytrzymałości betonu na rozciąganie i to mimo pełnego zakotwienia prętów rozciąganych.**

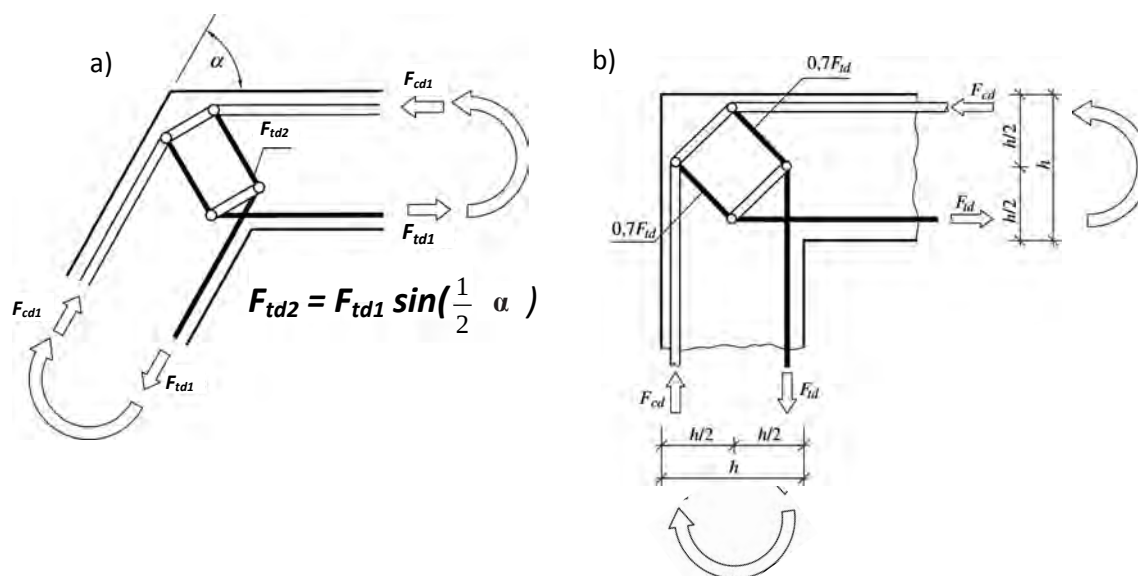
Ten charakter pracy węzła odtworzyć można bardzo komunikatywnie w modelu prętowym „S-T” przedstawionym na rys. 3a. Jest wyraźnie widoczne, że dla stabilizacji układu prętowego, strefa ściskania i rozciągań **musi być połączona prętami zbrojeniowymi** przenoszącymi siły F_{Etd2} .

Jeżeli kąt α staje się kątem prostym model S-T wg rys. 3a przeistacza się w nieco prostszy model wg rys. 3b.

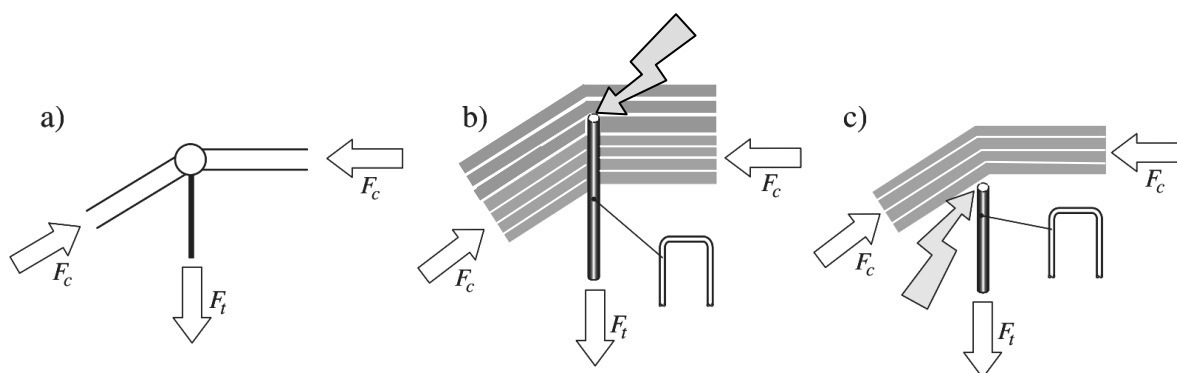
Rodzi się jednak pytanie: czy dopełnienie połączenia zbrojenia rozciąganego z łukiem naprężeń ściskających zapewni pełną (obliczeniową) nośność w analizowanym załamaniu elementu.?????

W modelu „S-T” prawidłowo definiujemy, że węzeł, na który działają pod kątem siły ściskające musi być przytrzymany odpowiednim zbrojeniem (rys. 4a) Analizując sytuację nieco wnikliwiej możemy sobie wyobrazić, że pasmo ściskane składa się z szeregu pasm, jedno nad drugim. Aby spełnić warunek przytrzymania tego węzła, wszystkie pasma powinny być przytrzymane. Jednakże, jak to wynika z warunków konstrukcyjnych, a więc wymaganej odpowiedniej otuliny zbrojenia, przytrzymanie wszystkich łuków jest niemożliwe (rys. 4b). Skrajne pasma nie są przytrzymane i mogą się oderwać.

W elementach płytowych sytuacja jest zwykle jeszcze bardziej ewidentna, a cała strefa ściskania może znajdować się poza przytrzymującymi strzemionami (rys.4c). Pokażemy to na przykładzie.



Rys. 3. Modele „S-T” strefy załamania elementu płytowego obciążonego momentami rozwierającymi (opis w tekście)



Rys. 4. Analiza miejsca załamania strumienia naprężeń ściskających (opis w tekście) Strzałki pokazują miejsca inicjacji rysy rozszczepiającej.

Jak wiadomo wysokość strefy ściskania, w stanie równowagi granicznej można w przybliżeniu określić z wzoru:

$$x = \rho d \frac{f_{yk}}{f_{ck}}$$

gdzie $\rho = A_s / d b$

Przyjmując przykładowo: $h=200\text{cm}$, $c=20\text{mm}$, $\Delta c=5\text{mm}$, $\phi=10\text{mm}$, beton C25/30 i stal o $f_{yk}=500\text{MPa}$, pokażemy wysokość strefy ściskania x jako funkcję stopnia zbrojenia ρ

stopień zbrojenia ρ	0,2%	0,5%	0,75%	1,0%
liczba wkładek f 10/m	4,3	10,8	18,2	21,6
wysokość strefy ściskania x [cm]	0,68	1,7	2,55	3,4

Widzimy, że dla analizowanych płyt w stanie granicznym, górna krawędź zbrojenia poprzecznego węzła znajduje się w większości przypadków poniżej strefy ściskania w przekroju.

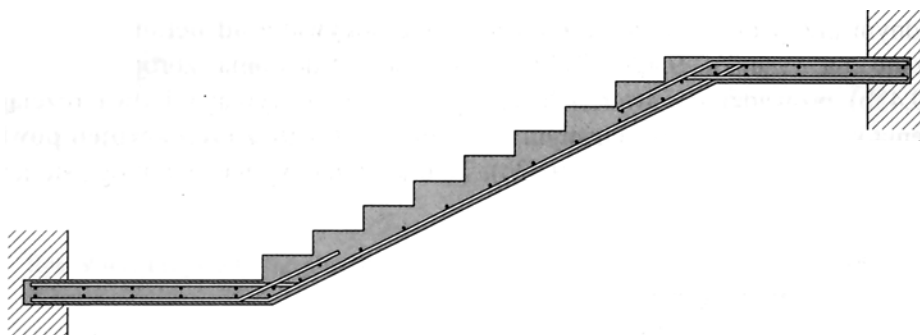
Dodatkowo w strefie ściskania z zasady mamy zbrojenie konstrukcyjne. W przekroju osi zbrojenia ściskanego następuje zmniejszenie sumarycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie, gdyż przyczepność betonu do zbrojenia jest mniejsza od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Nic więc dziwnego, że odspojenie otuliny w strefie ściskania następuje w przybliżeniu wzdłuż osi zbrojenia ściskanego. (rys. 4c) – zbrojenie ściskane prowokuje powstanie rysy rozszczepiającej w jej poziomie.

Z tego wniosek, że w przypadku, gdy następuje załamanie /zakrzywienie strugi naprężeń ściskających należy przy wymiarowaniu pominąć grubość ściskanej otuliny. W belkach będzie to miało wpływ niewielki, ale w płytach może być to wpływ znaczący.

3. PRZYKŁADY

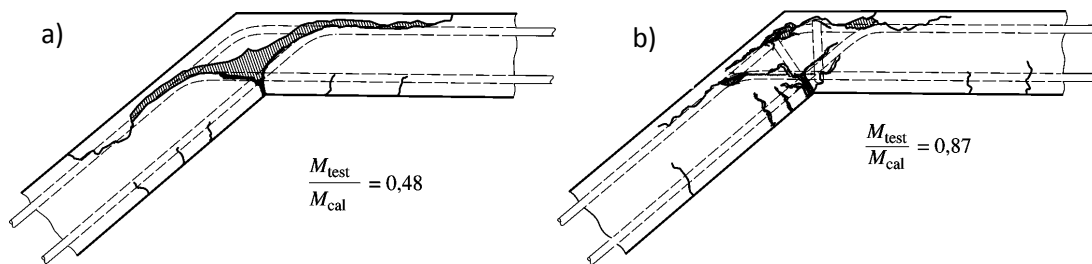
3.1 schody

W każdym podręczniku konstrukcji żelbetowych znajduje się rysunek (patrz rys.5) na którym w detalach pokazuje się zbrojenie schodów płytowych, ze szczególnym zwróceniem uwagi na konstrukcję załamania w miejscu występowania momentów dodatnich. Zwraca się uwagę, aby krzyżujące się w rozwartym narożu dolne pręty zbrojeniowe były poprawnie zakotwione.



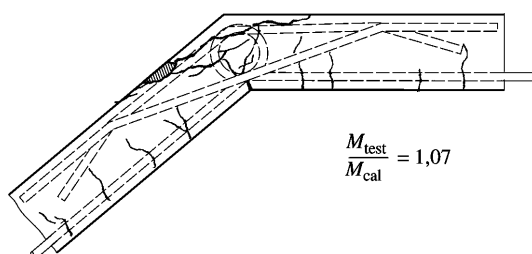
Rys. 5. Typowy sposób zbrojenia schodów płytowych.

Tymczasem, jak wskazują badania (rys.6a za [1]) mimo bardzo dobrego zakotwienia zbrojenia dolnego w węźle nastąpiło wyczerpanie nośności elementu M_{test} na poziomie 48% momentu niszczącego obliczonego M_{cal} dla przekroju obok miejsca załamania płyty. Przedstawiony wynik badania nie jest przypadkiem jednostkowym, a znajdował potwierdzenie także w innych badaniach [2].



Rys. 6. Wynik badania załamania płyty obciążonej momentem rozwierającym (w tym przypadku dodatnim) (opis w tekście)

W badaniach potwierdzono, że samo połączenie stref: rozciąganej i ściskanej odpowiednim zbrojeniem nie jest jeszcze wystarczające. Nie osiągnięto w ten sposób pełnej nośności w miejscu załamania płyty (rys.6b) [1], gdyż uzyskano $M_{test} = 0,87 M_{cal}$. Dopiero pętlowe zakończenie prętów rozciąganych i dozbrojenie węzła prętem ukośnym pozwoliło zapewnić pełną nośność obliczeniową węzła $M_{test} = 1,07 M_{cal}$ (rys.7 za [1])

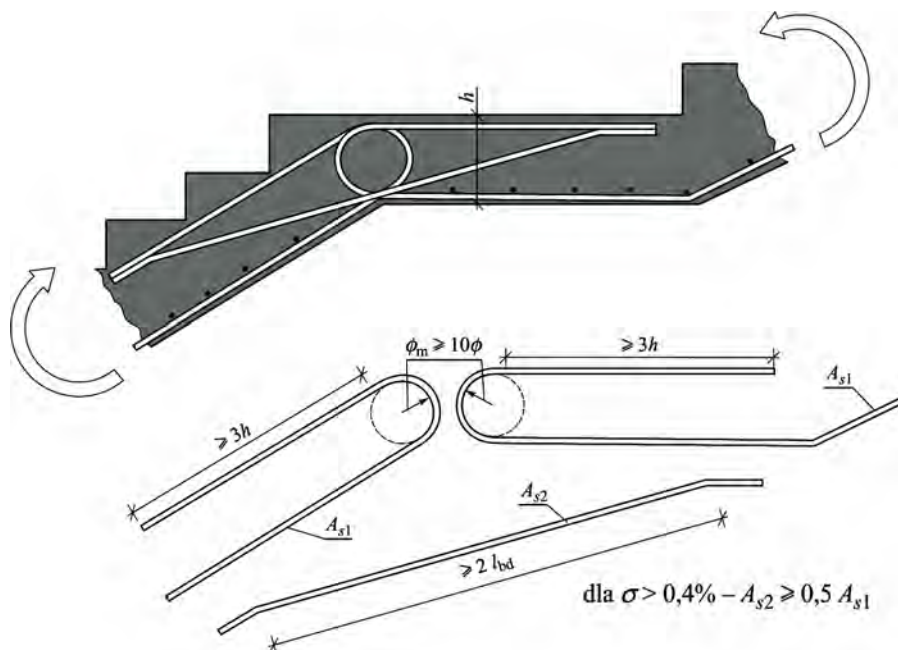


Rys.7. Wynik badania węzła w którym zbrojenie dolne zakotwiono pętlowo i wprowadzono dodatkowy pręt w strefie rozciągań.

Tą zwiększoną nośność ($M_{test} = 1,07 M_{cal}$) uzyskano nadrobiając zmniejszoną w wyniku odpadnięcia ściskanej otuliny użyteczną wysokość przekroju w miejscu załamania, a co za tym idzie zmniejszone ramie sił wewnętrznych naddatkiem zbrojenia w postaci prętów ukośnych. Należy zwrócić uwagę, że zarówno w sytuacji jak na rys. 6b jak i na rys.7 zniszczenie nastąpiło przy odłupaniu otuliny na poziomie prętów ściskanych.

W efekcie badań zalecono (rys.8) [3] aby zbrojenia rozciągane w węźle wyginać w łuk o wewnętrznej średnicy nie mniejszej niż 10ϕ . Tej średnicy zagięcia nie należy zmniejszać, a w razie trudności spełnienia tego warunku należy zmniejszyć średnice zbrojenia dolnego. Odgięte zbrojenie powinno być zakotwione (poza łukiem) na długości, co najmniej $3h$ (h - grubość płyty).

W przypadku gdy stopień zbrojenia podłużnego $\rho_L \geq 0,4\%$ wymaga się ponadto [3], aby naroże rozciągane zbrojone było dodatkowym zbrojeniem ukośnym A_{sl} spełniającym warunek $A_{sl} \geq 0,5 A_s$, gdzie A_s jest maksymalnym zbrojeniem dolnym w partii przywęzłowej. Szczegóły tej propozycji przedstawiono za [3] na rys.8. Autor jest zdania, że z uwagi na łatwość popełnienia błędu w usytuowaniu zbrojenia w tym węźle, zbrojenie ukośne powinno być stosowane zawsze niezależnie od stopnia zbrojenia podłużnego.



Rys.8. Zalecany w [3] sposób zbrojenia rozciąganego załamania biegów schodowych

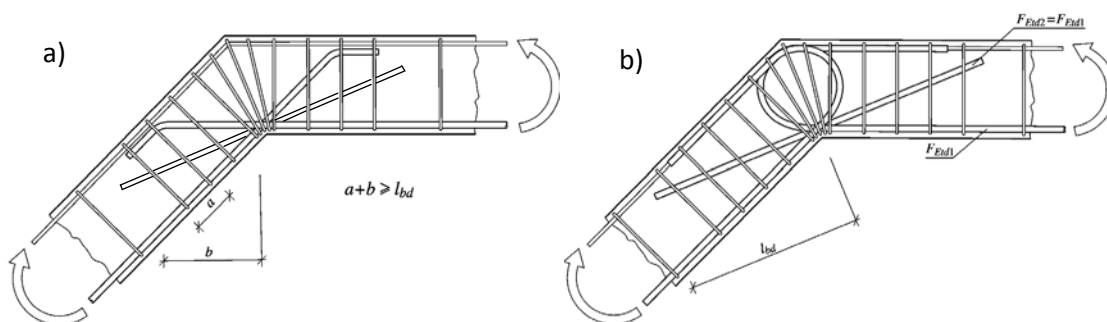
Rodzi się pytanie, dlaczego jeżeli standardowe rozwiązanie obciążone jest istotnej wartości błędem nie występują nagminnie katastrofy takich schodów. Zdaniem autora dzieje się tak dlatego, że w ogromnej większości przypadków nie wykorzystujemy w czasie eksploatacji przyjmowanego do obliczeń obciążenia charakterystycznego schodów, a także z tego powodu, że często projektanci w miejscu załamania płyty umieszczają znacznie więcej zbrojenia niż jest to obliczeniowo konieczne.

Są jednak schody, gdzie obciążenie charakterystyczne może być wykorzystane a nawet przekroczone i to na całej ich długości. Dotyczy to obiektów użytkowania publicznego **w tym przede wszystkim schodów na stadionach, w salach koncertowych itp.** Przykład prefabrykowanych schodów dla stadionu przedstawiono na rys.9, przy czym autor nie zna sposobu ich zbrojenia.



Rys. 9. Prefabrykowany segment schodów płytowych przewidzianych jako wejście na trybuny stadionu.

W przypadku schodów belkowych bez trudności można połączyć strzemionami umieszczonymi w załamaniu belki strefę rozciągań i strefę ściskań, (rys.10a) względnie także zakotwić dolne zbrojenie łukiem (rys.10b) w analogii do sposobu proponowanego dla płyt na rys.8.



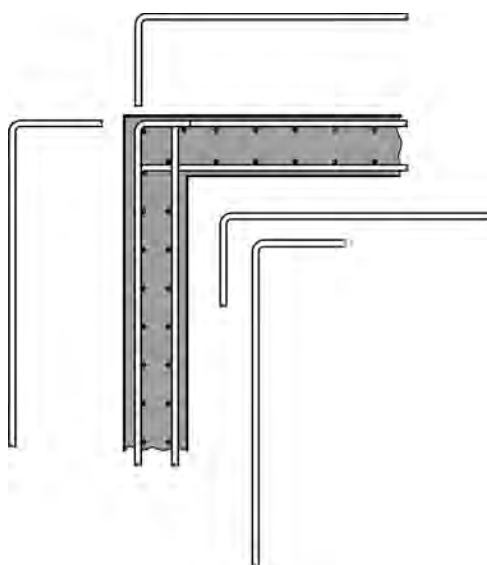
Rys. 10. Sposoby kształtowania zbrojenia w policzkowych belkach schodowych w miejscu załamania dołem rozciągane (opis w tekście).

3.2. Narożnik między ścianami zbiorników prostokątnych.

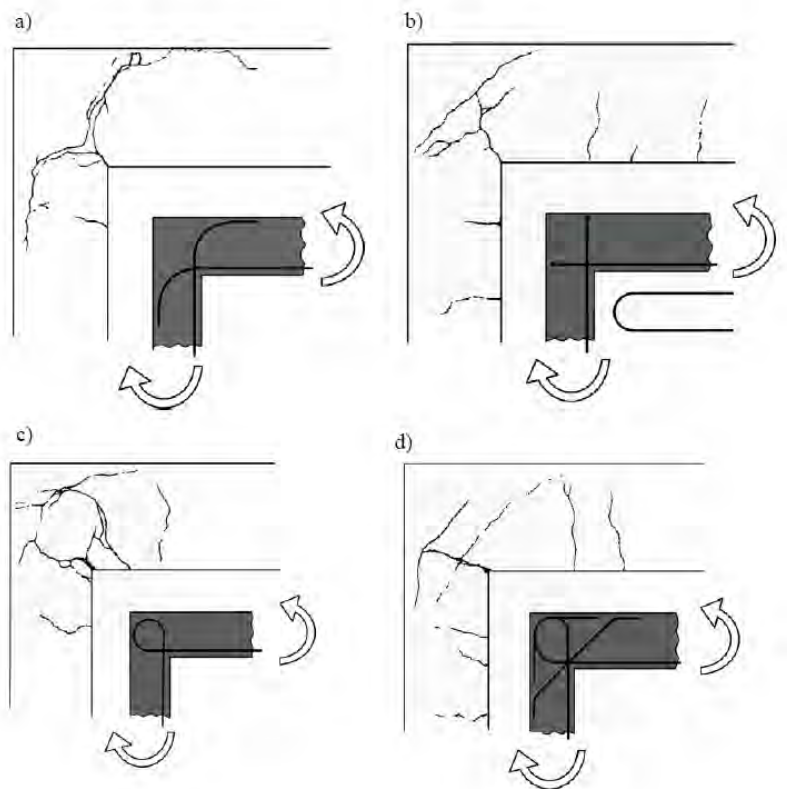
Połączenie pionowe ścian w narożniku ścian zbiorników przedstawiane jest w sposób mniej lub więcej zbliżony do przykładowego rozwiązania pokazanego na rys.11. W rozwiązaniu tym poziome zbrojenie jest odpowiednio zagięte i zakotwione przy krawędzi zewnętrznej. Wszystko to stwarza pozory poprawności.

Tymczasem przedstawione rozwiązanie stanowi duże zagrożenie nie uzyskania założonej nośności węzła. Widzimy to na obrazie zarysowania węzła (rys.12 za [4]) w chwili zniszczenia i to niezależnie, czy w węźle zastosowano pręty pojedyncze (rys.12a) czy też zakotwienie prętów ukształtowanych w pętle (rys. 12b) W obu przypadkach nastąpiło oderwanie narożnika węzła i w efekcie drastyczne obniżenie nośności. O nośności węzła zdecydowała wytrzymałość betonu na rozciąganie, a nie stopień zastosowanego zbrojenia.

Prowadzone badania takich narożników wskazały, że w zależności od wytrzymałości betonu i stopnia zbrojenia podłużnego ρ , moment M_{test} przy którym nastąpiło wyczerpanie nośności węzła stanowił od 30 ÷ 60 procent momentu M_{cal} obliczonego dla przekroju obok węzła. Tak, więc już przy obciążeniach charakterystycznych może dojść do zniszczenia węzła.

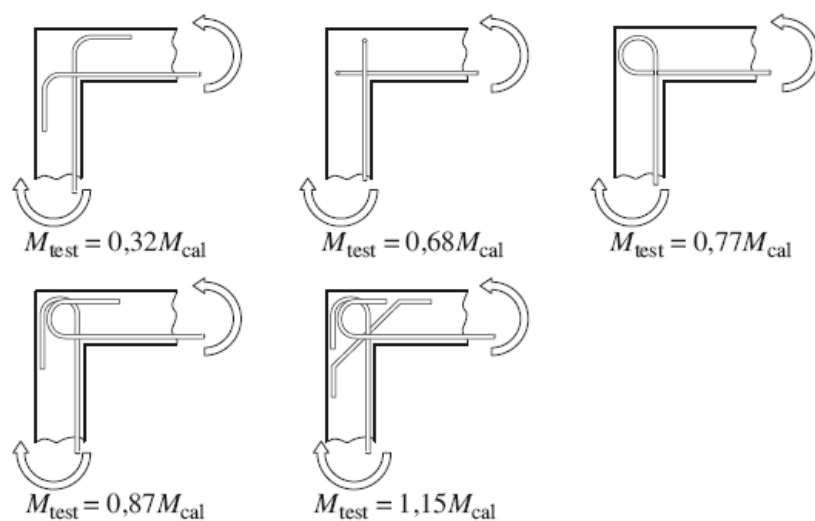


Rys. 11. Typowy sposób zbrojenia pionowego narożnika ścian zbiorników prostokątnych.



Rys.12. Morfologia zarysowań węzła wypukłego obciążonego momentem otwierającym węzeł w zależności od rozwiązania konstrukcyjnego. a) typowe zakotwienie pojedynczych prętów, b) zakotwienie zbrojenia pętlami prostopadłymi do płaszczyzny węzła, c) zakotwienie zbrojenia pętlą równoległą do płaszczyzny węzła, d) rozwiązanie jak w c), ale z dodatkowym prętem ukośnym.

Wprowadzenie połączenia strefy ściskania i rozciągania przez łukowe ukształtowanie zbrojenia zmieniło układ zarysowań niszczących do sytuacji, którą pokazano na rys.12c. Wpływ sposobu rozwiązania węzła na jego nośność przedstawiono za [5] na rys. 13.

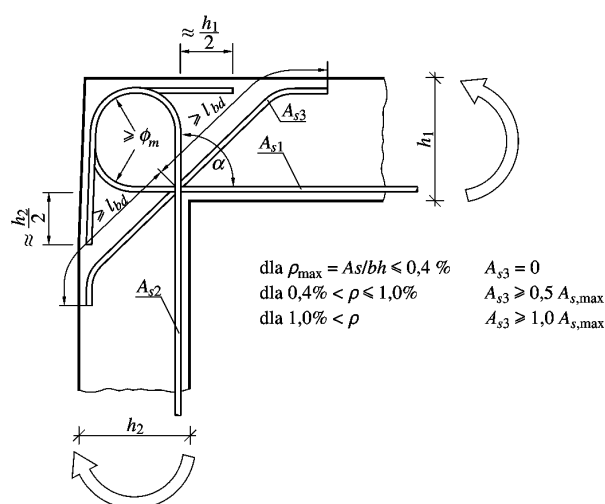


Rys. 13. Efektywność rozwiązań konstrukcyjnych węzła narożnego płytowego obciążonego momentem rozwierającym - dodatnim

Widzimy, że aby uzyskać nośność węzła, co najmniej równą nośności przekroji obok węzła nie jest wystarczające połączenie strefy rozciągania ze strefą ściskania (w tym przypadku przez odgięcie zbrojenia- rys. 13c, d). Dopiero dołożenie dodatkowego zbrojenia ukośnego (rys. 13e) pozwoliło spełnić to wymaganie. Potwierdza to tezę o odspojeniu warstwy otuliny zbrojenia w węźle.

Przedstawione na rys. 13 wyniki badań nie są wynikami incydentalnymi, a dla różnych rozwiązań konstrukcyjnych bardzo dobrze korespondują z zestawieniem syntetycznym zawartym w [1]. Niestety ta synteza wyników badań narażona jest jedynie od typu rozwiązania konstrukcyjnego i stopnia zbrojenia podłużnego ρ , przy zaniedbaniu wpływu wytrzymałości betonu. Tym niemniej pokazuje wyraźnie, że stosunek moment M_{test} przy którym nastąpiło wyczerpanie nośności do momentu obliczonego dla przekroju poza narożem M_{cal} zmniejsza się zawsze w miarę zwiększania wartości stopnia zbrojenia podłużnego ρ ,

W normie [6] zaproponowano wytyczne rozwiązania węzła prostokątnego płytowego przedstawione na rys. 14. W następnych edycjach normy [6] wycofano się z tego zapisu. Tym niemniej wielu autorów zaleca współcześnie stosowanie dodatkowego zbrojenia ukośnego jeżeli tylko stopień zbrojenia $\rho > 0,4\%$. Zbrojenie ukośne powinno spełniać warunek $A_{s3} \geq 0,5 A_{s,max}$. Zalecenie to dotyczy także połączenia ścian zbiorników z fundamentem oraz kątowych ścian oporowych.

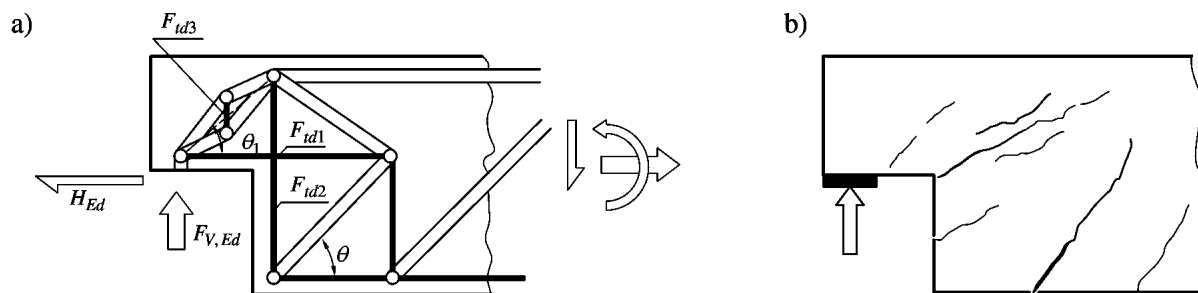


Rys.14. Zalecany w [6] sposób zbrojenia narożą rozciąganego (dla $h < 1,0m$)

Autor uważa, że ponieważ zakotwienie prętów zbrojeniowych niesie w sobie niepewność dochowania kształtu i usytuowania zbrojenia, powinno się zawsze stosować zbrojenie ukośne, nawet w przypadku $\rho_{max} < 0,4\%$

3.3. Wsporniki belkowe

Obliczenie i konstrukcja wsporników belkowych zwykle nie nastręcza szczególnych trudności. Stosuje się różne modele obliczeniowe a przy stosowaniu zbrojenia ortogonalnego m.in. model prętowy „S-T” podany za EC2 na rys. 15a

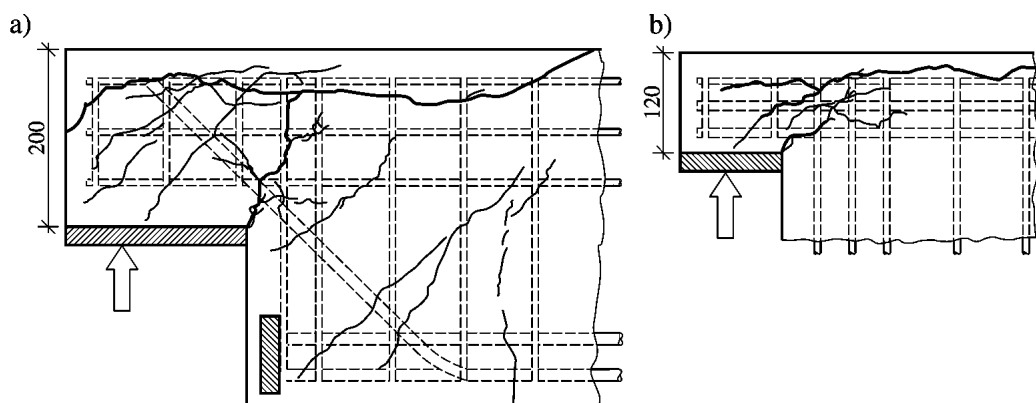


Rys.15. Strefa podcięcia belki- wspornik belkowy. a) model „S-T”, b) zarysowania przed zniszczeniem.

Niezależnie jednak od rozpatrywanego modelu szczegółowego przy zbrojeniu ortogonalnym, gwarantem prawidłowej pracy elementu jest pionowe zbrojenie umieszczone w części wyższej od strony podcięcia (na rys. 15a zbrojenie F_{td2}). Zachowując wszystkie warunki można się spodziewać, że bezpośrednio przed zniszczeniem strefy podporowej belki będziemy obserwować obraz zarysowań zbliżony do pokazanego na rys. 15b.

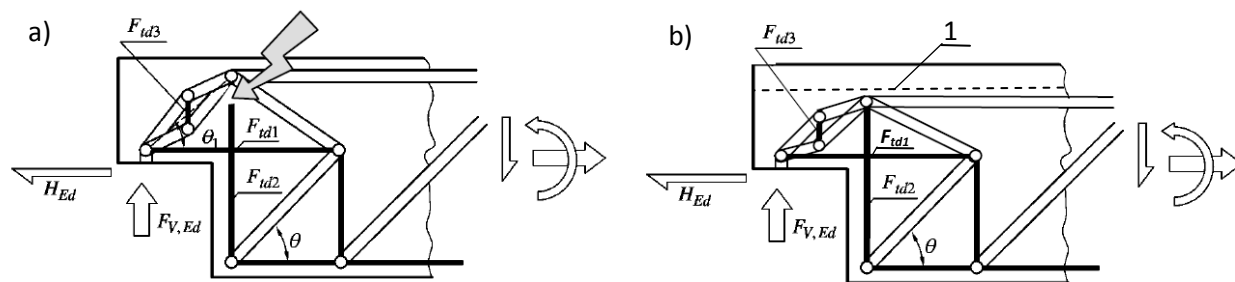
Niestety nie zawsze tak się dzieje.

Pokażemy na rys. 16 (na podstawie prac [7, 8] i materiałów uzupełniających tych autorów) przykłady przedwczesnego zniszczenia strefy podporowej przez oderwanie strefy ściskania. Na rysunku tym widać, że rysy niszczące przebiegają na poziomie lub ponad zbrojeniem górnym i to niezależnie od wysokości wspornika. Ten sposób zniszczenia staje się oczywistym, jeżeli przeanalizujemy grubość otuliny w stosunku do wysokości użytecznej w przekroju pionowym części podciętej.



Rys. 16. Obraz zniszczenia strefy podporowej belek podciętych (wspornik o wysokości 200mm, b) wspornik o wysokości 120 mm)

Tworzący się modelowy węzeł strumienia naprężeń ściskających nie jest objęty pionowym zbrojeniem przykrędziowym. Powstaje model pracy elementu przedstawiony na rys. 17a. Jest oczywiste, że nie zrównoważony węzeł złożony wyłącznie ze strumieni naprężeń ściskających wykaże tendencję do oderwania się i rozpojenia otuliny.



Rys. 17. Modele S-T wsporników belkowych z uwzględnieniem możliwości odspojenia górnej otuliny (opis w tekście) 1- linia odseparowania otuliny.

W tej sytuacji **powstanie wtórny układ przebiegu sił** przedstawiony na rys. 17b, w którym następuje spłaszczenie pracującej części wspornika jak i części przywspornikowej, a w konsekwencji wzrost siły F_{td1} w poziomym zbrojeniu. Jeżeli w poziomym zbrojeniu istnieje stosowna nadwyżka nośności względnie pierwotnie obliczonej, a wytrzymałość betonu na ściskanie jest wystarczająca, to nie musi dojść przedwczesnego zniszczenia.

4. PODSUMOWANIE

Przedstawiono grupę sytuacji, w których mimo pozornie poprawnego rozwiązania konstrukcyjnego może dojść do drastycznego zaniżenia nośności w miejscach załamania strugi naprężeń ściskających.

Sugeruje się, aby w sytuacji załamania/wygięcia strugi naprężeń ściskających w obliczeniach stanu granicznego nośności pomijać warstwę betonu otulającego do poziomu osi wkładek ściskanych.

Literatura

- [1] Kordina K.: *Bewehrungsführung In Ecken und Rahmenendknoten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – heft 354 – Berlin 1984
- [2] Mayfield B., Kong F-K., Bennison A.: *Strength and Stiffness of Lightweight Concrete Corners*, ACI Journal, July 1972 s.420-427
- [3] Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurokode 2). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H.600, Berlin 2012
- [4] Leonhardt F.: *Vorlesungen über Massivbau Dritter Teil – Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*. von F.Leonhardt und E.Mönning, Springer, Berlin, Heidelberg, New York, 1974.
- [5] Nilsson I.H.E., Losberg A.: *Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment*. Journal of the Structural Division ASCE, no 6, June 1976, s.1229-1254.
- [6] DIN 1045 *Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung*. Juli 1988
- [7] Nagrodzka – Godycka K., Piotrkowski P.: *Wpływ ukształtowania zbrojenia i sposobu obciążenia na wsporniki belek w świetle badań eksperymentalnych*. Przegląd Budowlany nr.9/2006 s.28-32
- [8] Nagrodzka – Godycka K., Piotrkowski P.: *Niskie wsporniki żelbetowych belek zawieszonych*. Inżynieria i Budownictwo nr 2/2011, s. 93 – 95.

ABOUT CERTAIN GROUP OF ERRORS OCCURRING IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES



Anna HALICKA¹

USZKODZENIA POWSTAŁE W CZASIE EKSPLOATACJI ŻELBETOWYCH ZBIORNIKÓW I SILOSÓW

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono przyczyny uszkodzeń, które ujawniają się w czasie eksploatacji żelbetowych zbiorników i silosów. Powiązano je ze specyfiką omawianych konstrukcji, którą należy mieć na uwadze projektując, wykonując i eksploatując żelbetowe zbiorniki i silosy.

SŁOWA KLUCZOWE: zbiorniki, silosy, awarie, destrukcja, szczelność

1. WPROWADZENIE

Zbiorniki służące do przechowywania cieczy i materiałów sypkich (silosy) są konstrukcjami szczególnymi. O ich specyfice decyduje zarówno charakterystyka medium znajdującego się wewnątrz jak i przeprowadzane tu procesy technologiczne, którym podporządkowane są kształty i parametry geometryczne konstrukcji. Specyfika ta winna być dobrze rozpoznana przez projektanta, wykonawcę i użytkownika, bowiem jej nieznanomość skutkuje błędami, na które konstrukcje zbiorników i silosów są bardzo wrażliwe. Prowadzi to do uszkodzeń konstrukcji, powstających zarówno na etapie realizacyjnym jak i podczas eksploatacji.

Dlatego w niniejszym opracowaniu zestawienie najczęściej występujących przyczyn ich uszkodzeń poprzedzono opisem cech szczególnych żelbetowych silosów i zbiorników na ciecze.

2. SPECYFIKA ZBIORNIKÓW I SILOSÓW ŻELBETOWYCH

2.1 Obciążenia i oddziaływania na zbiorniki i silosy w różnych stadiach ich pracy

Podstawowe obciążenie wywierane jest na dno i ściany zbiorników przez materiał znajdujący się wewnątrz: w zbiornikach na ciecze jest to hydrostatyczne ciśnienie cieczy (zwykle bez dodatkowego nadciśnienia), a w silosach – parcie (napór) materiału sypkiego.

Na konstrukcje podziemne i zagłębione, przeciwnie do ciśnienia cieczy czy materiału sypkiego działa także parcie gruntu. Projektując rozważać należy w tym przypadku nie tylko zbiornik pełny i zasypany, ale także zbiornik pełny i odkopany (maksymalne rozciąganie poziome wskutek ciśnienia cieczy) oraz zbiornik pusty i zasypany (maksymalne ściskanie poziome wskutek parcia gruntu).

¹ Dr hab. inż., Anna Halicka, prof. PL, a.halicka@pollub.pl – Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury

Oprócz ciśnienia cieczy czy naporu materiału sypkiego na zbiorniki i silosy działają:

- ciężar własny ścian, przekrycia i leja bądź płyty dennej, ciężar izolacji,
- śnieg zalegający na przekryciu zbiorników nadziemnych i silosów,
- oddziaływania wyposażenia i urządzeń, mogą mieć one charakter dynamiczny,
- wiatr działający na ściany, przekrycie i leje zbiorników nadziemnych i silosów,
- obciążenia termiczne,
- oddziaływania geotechniczne - zbiorniki należą do drugiej lub trzeciej kategorii geotechnicznej, należy więc rozpatrzyć wszystkie sytuacje obliczeniowe wymagane przez EC7-1, w tym nierównomierne osiadanie oraz wypłynięcie przy posadowieniu poniżej poziomu wody gruntowej,
- oddziaływania związane z przemianami fizykochemicznymi młodego betonu,
- obciążenia wyjątkowe: zewnętrzne i wewnętrzne eksplozje, uderzenia, pożary, przecieki,
- efekty sejsmiczne i parasejsmiczne.

2.2 Przestrzenna praca konstrukcji

Żelbetowe zbiorniki i silosy są konstrukcjami przestrzennymi i jako takie powinny być traktowane w obliczeniach. Wartości sił wewnętrznych w ścianach, płytach dennych, lejach i przekryciach zależą od wzajemnego układu tych elementów, sposobu ich połączenia, a także od relacji ich sztywności.

Tradycyjne metody obliczeń polegają na podziale zbiornika na elementy płaskie (płyty ścian, dna i przekrycia w przypadku zbiorników prostopadłościennych lub płaskie poziome ramy w przypadku zbiorników wysokich i silosów smukłych) lub powłokowe (cylindryczne ściany, dno w postaci powłoki stożkowej, przekrycie w postaci powłoki stożkowej lub kulistej). Metody te dają miarodajne wyniki jedynie wtedy, gdy uwzględniona zostanie praca przestrzenna poprzez ustalenie wzajemnych interakcji między wydzielonymi elementami - tzw. "wyrównanie momentów" i uwzględnienie sił podłużnych w zbiornikach prostopadłościennych oraz uwzględnienie tzw. zaburzeń stanu błonowego w zbiornikach cylindrycznych. W zbiornikach długich i rozległych w planie, ściany mogą być traktowane jako ściany oporowe lub jednokierunkowo pracujące ramy jedynie w środkowej części – w strefach naroży uwzględnione być muszą momenty poziome oraz siły podłużne.

Obecnie, powszechnie dostępne są programy komputerowe bazujące na MES, które pozwalają na modelowanie konstrukcji w przestrzeni trójwymiarowej, co czyni obliczenia uwzględniające pracę przestrzenną łatwymi i oczywistymi.

2.3 Wrażliwość modelu analitycznego na założony model gruntu

Dla ustalenia wzajemnych relacji naprężeniowo-odkształceniowych pomiędzy gruntem i stykającymi się z nim częściami budowli, podstawowe znaczenie ma przyjęty model podłoża gruntowego, od którego zależą wartości sił wewnętrznych uzyskane w wyniku obliczeń. W tradycyjnych obliczeniach najczęściej zakładano model podłoża nieodkształcalnego, lub sprężystego podłoża Winklera, rzadko model półprzestrzeni sprężystej. Współczesne programy komputerowe do obliczania konstrukcji metodą elementów skończonych operują z reguły modelem sprężystego podłoża Winklera. Dokładniejsze programy do analiz geotechnicznych opierają się na modelach sprężysto-plastycznych.

Przyjęcie modelu gruntu ma szczególne znaczenie zwłaszcza w przypadku zbiorników z płytą denną monolitycznie połączoną ze ścianami. Wyniki obliczeń wykonanych przy użyciu różnych modeli gruntu mogą tu znacznie różnić się między sobą. Przyjęcie zbyt prostego modelu skutkuje niedokładnością w stosunku do sił rzeczywistych, a dotyczy to w szczególności momentów pionowych w strefach dolnych ścian zbiornika oraz momentów w płycie fundamentowej. Wyniki obliczeń mogą być niedokładne nie tylko co do wartości, ale nawet co do znaku.

2.4 Trudne warunki eksploatacji

Trudne warunki eksploatacji zbiorników i silosów wynikają z właściwości przechowywanego materiału i przeprowadzanych tu procesów technologicznych. Wpływają one na bezpieczeństwo użytkowania i trwałość obiektów.

Przechowywany materiał może być agresywny w stosunku do betonu i stali zbrojeniowej. Dotyczy to szczególnie cieczy, które mogą zawierać jony siarczanowe, chlorkowe amonowe czy związki organiczne, a wody zmiękczone mogą powodować korozję ługującą.

Specyfiką niektórych materiałów sypkich (np. mąki, cukru, kukurydzy, zboża, węgla i mialu węglowego, nawozów azotowych, popiołu lotnego, trocin) jest możliwość wybuchów gromadzących się pyłów. Kiedy cząsteczki pyłów są odpowiednio małe i równomiernie rozłożone w przestrzeni, może nastąpić ich gwałtowna reakcja egzotermiczna z tlenem. Samozapłon może być inicjowany przez przypadkowe iskry, czy ładunki elektrostatyczne. Ciśnienie podczas eksplozji może osiągać 700-1300 kPa. Nadciśnienie może także powstawać w komorach fermentacyjnych w oczyszczalniach ścieków lub w biogazowniach – jest to ciśnienie metanu powstającego w wyniku rozkładu substancji organicznych przez bakterie metanowe.

Niektóre z mediów w silosach i zbiornikach wymagają stabilnych temperatur, często również stabilnej wilgotności (np. komory fermentacyjne, silosy na cukier, zbiorniki na skroplone gazy). Wymagają one izolacji termicznej, lub nawet systemu grzewczego ścian i dna. Często, z tego powodu zbiorniki są projektowane jako podziemne, zasypane lub częściowo zasypane.

Kolejna grupa czynników negatywnie wpływających na trwałość zbiorników i silosów związana jest ze ścieraniem. W przypadku silosów ścieranie powodowane jest przez materiał kontaktujący się ze ścianami i lejem podczas opróżniania i napełniania. Szczególnie intensywne ścieranie zachodzi w przypadku materiałów brylistych z ostrymi krawędziami (węgiel, kruszywo, rudy). Przemieszczające się bryły powodować mogą nie tylko ścieranie, ale także efekty dynamiczne.

W przypadku zbiorników występuje ścieranie powierzchni betonu przez przepływające ciecze, a zwłaszcza zawiesiny oraz kawitacja w pobliżu lustra przy przepływie cieczy napowietrzanych. Ścieranie powodowane może także być przez urządzenia mechaniczne kontaktujące się z powierzchnią betonu (np. koła zgarniaczy poruszające się wprost po koronie osadników lub ich części zgarniające kontaktujące się z dnem).

2.5 Szczelność zbiorników na ciecze

Najważniejszą cechą użytkową zbiorników na ciecze jest szczelność. Zapewnienie bezpieczeństwa przez Stany Graniczne Nośności jest tu niewystarczające. Stany Graniczne Użytkowości, a w szczególności stany graniczne związane z zarysowaniem stają się głównymi warunkami obliczeniowymi miarodajnymi dla określenia grubości ścian i ilości zbrojenia. Norma EC2-3 wprowadziła nową klasyfikację zbiorników pod względem szczelności, a zapewnienie szczelności wymaga nie tylko sprawdzenia szerokości rys. W klasie „2” spełniony musi być jeden z warunków: albo brak rys przelotowych gwarantowany przez wystarczającą wysokość strefy ściskanej, albo, w przypadku możliwości powstania rys przelotowych - wykładziny wewnątrz zbiornika. W klasie „3”, gdzie przecieki są niedopuszczalne, w każdym przypadku wymagane jest sprzężenie lub wykładziny.

Obok spełnienia SGU, szczelność zbiorników zapewniona powinna być przez: wykonanie zbiornika ze szczelnego strukturalnego betonu, używanie deskowań bezściągowych, pozostawianie podczas betonowania tzw. „ścieżek skurczowych” lub stosowanie „rurek uszczelniających” wymuszających miejsce zarysowań skurczowych, uszczelnianie dylatacji i przerw technologicznych, uszczelnianie przejść rur przez ściany i dno, stosowanie powłok lub wykładzin na wewnętrznych powierzchniach zbiornika, chroniących dodatkowo przed agresją cieczy i ścieraniem.

Szczelność zbiornika sprawdzana jest przed włączeniem zbiornika do eksploatacji (również po naprawie) poprzez tzw. próbę szczelności. Jej przebieg powinien być każdorazowo zaplanowany w projekcie. W związku z tym, że w EC2-3 dopuszczono zapewnienie szczelności przez wykładziny, traci rację bytu tradycyjna próba szczelności realizowana przed ułożeniem wykładzin, zwłaszcza, że coraz częściej stosowane są wykładziny wbetonowywane w ściany.

3. PRZYCZYNY USZKODZEŃ ZBIORNIKÓW NA CIECZE I SILOSÓW

Nieświadomość specyfiki zbiorników, opisanej w p.2 sprawia, że popełniane są błędy - to pierwsza grupa przyczyn uszkodzeń. Druga grupa uszkodzeń wynika z błędów charakterystycznych dla wszystkich konstrukcji żelbetowych, leżących po stronie betonu i zbrojenia. Wreszcie trzecia to naturalne procesy starzenia się konstrukcji. Na wszystkie trzy grupy błędów zbiorniki i silosy są bardzo wrażliwe.

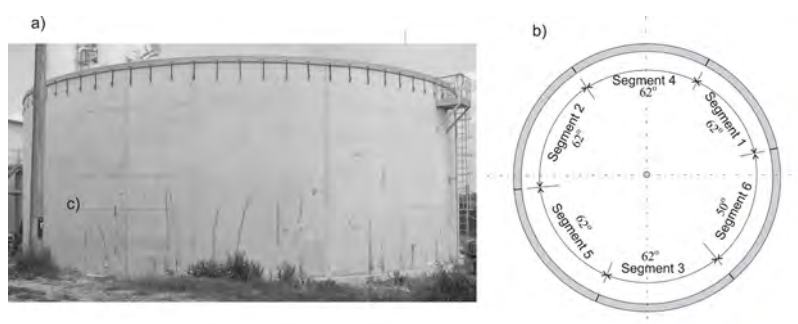
Przyczyny awarii lub wystąpienia stanu wymagającego naprawy, można najogólniej usystematyzować biorąc za kryterium etap „życia” konstrukcji, w którym przyczyna zaistniała: mówimy o przyczynach lub błędach projektowych, wykonawczych i eksploatacyjnych. Najczęściej występuje nie jedna, ale kilka przyczyn, których efekty sumują się skutkując uszkodzeniami konstrukcji.

3.1 Zbiorniki na ciecze

Uszkodzeniami zbiorników na ciecze, obok uszkodzeń typu korozyjnego, są najczęściej zarysowania skutkujące przeciekami oraz nadmierne przemieszczenia ścian, w szczególności przemieszczenia w miejscu dylatacji stałej. Mogą się one ujawnić już w czasie próby szczelności lub też po dłuższym okresie użytkowania. Zarysowania mogą wynikać z przekroczenia nośności elementów zbiornika, ale najczęściej wynikają z niedopełnienia warunków szczelności.

Błędami najczęściej popełnianymi w projektowaniu są:

- przyjęcie w obliczeniach schematu statycznego lub modelu MES niezgodnego z rzeczywistymi warunkami pracy zbiornika, a w efekcie uzyskanie błędnych rozkładów i wartości sił wewnętrznych; szczególnie: nie uwzględnienie pracy przestrzennej lub przyjęcie niewłaściwych warunków podparcia (np. model połączenia ściany i dna niezgodny z wykonstruowanym);
- błędne ukształtowanie połączeń prefabrykatów, lub nie uwzględnienie w obliczeniach uciąglenia konstrukcji prefabrykowanej przez połączenia monolityczne;
- przyjęcie w obliczeniach niewłaściwych obciążeń prowadzące do zbyt małej grubości zbiornika i zbyt małych przekrojów zbrojenia: przyjęcie niewłaściwego poziomu cieczy, pominięcie ciężarów koryt i urządzeń technologicznych, brak analizy wszystkich możliwych kombinacji obciążeń, nie-uwzględnienie wariantowego napełniania komór w zbiornikach wielokomorowych;
- nie uwzględnienie lub zła interpretacja odkształceń wymuszonych: termicznych oraz skurczowych i termicznych związanych z hydratacją cementu (rys.1);



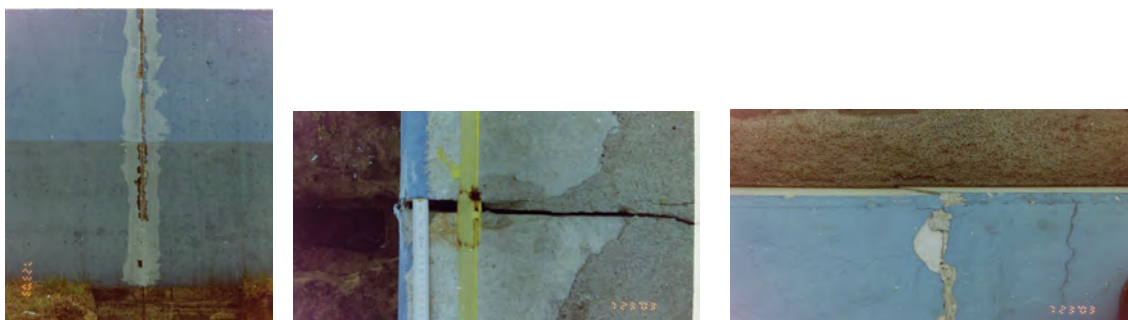
Rys. 1. Zbiornik betonowany etapami, z zarysowaniami powstałymi w wyniku nie uwzględnienia przez projektanta wpływu skurczu i wczesnych odkształceń wynikających z samoociepłenia betonu [2]: a) fotografia zbiornika z rysami ujawnionymi w czasie próby szczelności (fot. J.Fronczyk), b) podział ściany zbiornika na działki robocze

- brak analizy szczelności zbiornika lub błędy w analizie szerokości rys i w efekcie przyjęcie zbyt małej grubości ścian i zbyt małych przekrojów zbrojenia;
- nie zachowanie warunku zbrojenia minimalnego: zbyt duże rozstawy, zbyt duże średnice prętów lub zbyt mały przekrój zbrojenia w stosunku do minimalnego wymaganego w przekrojach rozciąganych;

- błędy w konstruowaniu zbrojenia – zbyt krótkie zakłady lub zła konstrukcja zbrojenia naroży; zbyt cienka otulina prętów zbrojeniowych w stosunku do warunków klasy ekspozycji;
- błędy w posadowieniu zbiornika:
- obliczeniowe pominięcie współpracy zbiornika z podłożem lub przyjęcie niewłaściwego modelu podłoża gruntowego;
- przyjęcie niewłaściwych parametrów gruntu lub pominięcie odkształcalności gruntów słabych, co skutkuje nierównomiernym osiadaniem, poślizgiem lub obrotem rozdylatowanych części zbiornika;
- nierównomierne osiadania wynikające z dużej różnicy naprężeń przekazywanych na grunt przez różne części zbiornika lub z niejednorodnego sposobu posadowienia (rys.2);
- błędy w rozwiązaniu dylatacji [1]: brak dylatacji lub zbyt duże ich odległości, gdy obecność dylatacji jest uzasadniona, podział dylatacjami zbiorników rozległych w planie lub długich bez analizy wpływu przyjętego podziału na pracę statyczną zbiornika, szczególnie zbiorniki posadowione na niejednorodnym słabym podłożu i podzielone na niesymetryczne pod względem sztywności części (rys.3), brak zabezpieczenia dylatacji przed „klawiszowaniem”.



Rys. 2. Zarysowania ścian i stropu zbiornika posadowionego częściowo bezpośrednio, częściowo na palach



Rys. 3. Uszkodzenia w obrębie dylatacji zbiorników; rozwarcie dylatacji i przemieszczenia rozdylatowanych fragmentów ściany prostopadłe do ich powierzchni (fot. W.Buczowski)

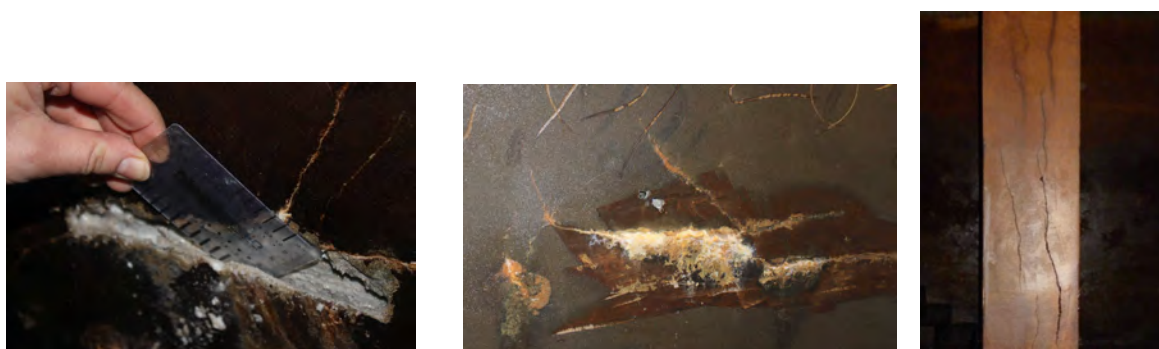
Do błędów najczęściej popełnianych na etapie wykonania zbiornika należą:

- zmiana grubości ścian lub dna w stosunku do projektu;
- złe przygotowanie podłoża gruntowego;
- zła jakość betonu:
 - wytrzymałość betonu zbyt niska w porównaniu z projektowaną;
 - niejednorodna struktura betonu: złe zagęszczenie zwłaszcza przy przerwach technologicznych lub niedostateczna pielęgnacja;
 - niewłaściwy dobór składu mieszanki betonowej, w szczególności nieodpowiedni dla uzyskania betonu wodoszczelnego (niewłaściwe domieszki, szczelność stosu okruszowego, ilość cementu) oraz dla zmniejszenia efektów związanych z ciepłem hydratacji cementu;

- błędy w zbrojeniu zbiornika: zmiana klasy stali, średnic i rozstawu prętów, a nawet cięgien sprężających w stosunku do projektu, przesunięcie zbrojenia na wysokości przekroju, zbyt mała długość zakotwienia, zamiana zbrojenia wewnętrznego z zewnętrznym zaginanie prętów wewnętrznych w narożach w zbiornikach prostokątnych;
- zbyt cienka otulina;
- brak lub niestaranne wykonanie dylatacji skurczowych i dylatacji roboczych, w szczególności niewłaściwe ułożenie taśm dylatacyjnych;
- przecieki w miejscach elementów dystansowych stabilizujących deskowania;
- brak odpowiedniej ochrony antykorozyjnej, z powodu złej jakości lub nieprawidłowo dobranych powłok i wykładzin (rys. 4);
- zła jakość izolacji i obróbek zewnętrznych (rys. 5).



Rys. 4. Korozja prętów zbrojenia w przykryciach zbiorników na wodę (strop płytowo-żebrowy, kopuła, płyta kołista) wynikająca ze zbyt cienkiej otuliny zbrojenia w warunkach wysokiej wilgotności.



Rys. 5. Odspojenia i zarysowania wyprawy cementowej na ścianach i słupach zbiornika na wodę pitną

W czasie eksploatacji uszkodzenia zbiorników mogą powstać z powodu:

- zmiany paramentów cieczy w stosunku do projektu zwiększające wyężenie ścian – wysokości słupa cieczy (także wskutek awarii urządzeń), ciężaru właściwego, temperatury;
- zmiany warunków gruntowych w wyniku:
- eksploatacji zbiorników nieszczelnych, prowadzącej do zmiany parametrów podłoża, wymywania gruntu lub wysadzin,
- zmiany poziomu wody gruntowej w stosunku do założonych w projekcie,
- szkód górniczych,
- korozji betonu i korozji stali spowodowanych agresją cieczy w zbiorniku, zawierającej np. związki siarki, chloru lub stałą wilgotnością powietrza zwłaszcza w zbiornikach nieocieplanych;
- zniszczeń mrozowych w zbiornikach otwartych w wyniku zamarzania wody w rysach;
- ścierania powierzchni ścian i dna przez ruchome urządzenia kontaktujące się z betonem oraz fali powierzchniowej;
- obciążeń dynamicznych od urządzeń opartych na tym samym stropie lub fundamencie, na którym znajduje się zbiornik;
- wycięcia otworów bez zabezpieczenia.

3.2 Uszkodzenia silosów

Stan techniczny użytkowanych silosów jest wypadkową, z jednej strony, trudnych warunków ich pracy - dużych obciążeń (w tym dynamicznych) przy znacznych rozmiarach konstrukcji i występującej często agresji środowiska, a z drugiej strony zastosowanych rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych i środków ochronnych oraz jakości wykonania. Częstotliwość awarii i katastrof silosów, szczególnie smukłych, jest większa niż innych obiektów przemysłowych. W wielu publikacjach można znaleźć spektakularne fotografie komór z wyrwanymi fragmentami ścian i zniszczonych czy rozerwanych dużych fragmentów baterii silosowych (wybuchy pyłów), komór przechylonych z powodu nierównomiernego osiadania, a nawet „leżącej” całej kilkurzędowej baterii.

Wiele poważnych awarii silosów zaistniało z powodu przyjęcia w obliczeniach zbyt małych wartości parć. Nie zawsze były one wynikiem błędów projektanta, ale ogólnego braku wiedzy na temat zjawisk fizycznych w silosie podczas napełniania i opróżniania oraz innych operacji technologicznych i ich wpływu na wielkość parć. Dzisiejsze normy, również EC1-4, uwzględniają wpływ operacji technologicznych na wielkość parcia, a różne normy przyjmują ogólnie podobne zasady jego obliczania, choć już współczynniki stosowane w obliczeniach bywają bardzo różne.

Błędy w projektowaniu silosów mogą być następujące:

- błędy w analizie statycznej, a w szczególności:
 - brak analizy wszystkich sytuacji obliczeniowych, zwłaszcza w przypadku baterii silosów smukłych i zasobników, brak analizy napełnienia różnych komór w różnych konfiguracjach, co prowadzić może do niedoszacowania wartości momentów zginających,
 - pominięcie momentów zginających, które pojawić się mogą w ścianach silosów pod wpływem efektów lokalnych lub niecentrycznego napełniania lub opróżniania,
 - pominięcie obciążeń skurczowych i wynikających z samoociepnięcia młodego betonu obciążeń termicznych,
 - pominięcie obciążeń termicznych, zwłaszcza wpływu szybkiego ochładzania powietrza zewnętrznego na wzrost parcia,
 - brak analizy różnicy osiadań między komorą silosu i wieżą operacyjną oraz brak analizy osiadań przy różnym napełnieniu komór baterii silosów smukłych i nie zaprogramowanie kolejności zasypywania podczas pierwszego napełniania,
 - nieuwzględnienie oddziaływań dynamicznych generowanych przez urządzenia sąsiadujące z baterią zasobników zintegrowaną z budynkami produkcyjnymi,
 - brak ocieplenia ścian bunkrów stanowiących element obiektów przemysłowych (np. w zakładach przeróbki węgla) skutkujące przemarzaniem i destrukcją,
- błędy w konstruowaniu zbrojenia:
 - podanie na rysunkach konstrukcyjnych jedynie układu zbrojenia, bez szczegółów dotyczących grubości otuliny i zasady łączenia prętów - pozostawienie tego wykonawcom jako zalecenie wykonania „zgodnie ze sztuką budowlaną” może rodzić złe skutki; dobrym rozwiązaniem, wymuszającym prawidłowe rozstawy i otuliny zbrojenia jest konstruowanie zbrojenia pionowego silosów smukłych w formie „drabinek” ,
 - niedozbrojenie stref wokół otworów technologicznych w ścianach,
 - zbyt małe rozstawy cięgien sprężających nawijanych na silosy, uniemożliwiające ich prawidłowe otulenie torkretem.

Błędy wykonawcze wynikają najczęściej z:

- odstępstw od projektu czy niestarannej jego realizacji w zakresie wymiarów elementów konstrukcyjnych, ich usytuowania i konstruowania podpór,
- błędów w usytuowaniu zbrojenia – zbyt duże rozstawy prętów lub za małe średnice w stosunku do zaprojektowanych (nawet cięgien sprężających w silosach sprężanych przez nawijanie), a także rozstawy nierówne, zbyt krótkie zakłady, rozmieszczenie zakładów w jednym pionie,
- zbyt małej grubości otuliny i braku należytej ochrony cięgien sprężających,

- słabego poziomu robót betonowych (brak zagęszczenia, niedostateczna pielęgnacja, błędy w prowadzeniu ślizgu), skutkującego słabą wytrzymałością i niejednorodnością betonu,
- złej jakości powłok ochronnych.

Podstawowym błędem eksploatacyjnym jest użytkowanie niezgodne z projektem, zwłaszcza przechowywanie materiału o innych cechach niż zakładane, nieprzestrzeganie reżimu składowania np. nieprzestrzeganie zaleceń w zakresie wilgotności materiału, opróżnianie silosu przy niesprawnej instalacji aeracyjnej, czy też instalowanie nieprzewidzianych w projekcie urządzeń np. wibratorów wspomagających wypływ. Inne uszkodzenia powstające podczas użytkowania to:

- korozja wynikająca z zamrażania/rozmarzania oraz korozja chemiczna i karbonatyzacja,
- ścieranie niezabezpieczonych powierzchni ścian i leja przez zsuwający się materiał podczas napełniania i opróżniania, co może prowadzić do zmniejszenia grubości otuliny aż do odsłonięcia zbrojenia (brak zabezpieczenia pierwotny lub wskutek zniszczenia przez wieloletnie użytkowanie),
- uderzenia materiałów brylastych o powierzchnię podczas napełniania zasobników niezabezpieczonych przed takimi oddziaływaniami lub zniszczenie zsuwni,
- gwałtowne zmiany temperatury związane z załadunkiem zimnego węgla do nagrzaných zasobników w kotłowni,
- pożar np. trocin.



Rys. 6. Degradacja ścian wewnętrznych i belki stężącej w bunkrze na węgiel, w wyniku ścierania i uderzeń brył (fot. R.Compa)



Rys. 7. Typowe uszkodzenia ścian silosów wynikające ze zbyt cienkiej otuliny prętów zbrojeniowych (na fotografii z prawej strony widoczna rysa doraźnie sklejoną przez użytkownika)

4. PODSUMOWANIE

Zbiorniki na ciecze i materiały sypkie są często przedmiotem ekspertyz, bowiem często ulegają destrukcjom i uszkodzeniom. Uszkodzenia są najczęściej wynikiem nieświadomości i błędów projektantów, wykonawców lub użytkowników co do specyfiki tego typu obiektów.

Dziękuję za udostępnienie fotografii prof. dr hab. inż. W.Buczowskiemu (rys. 3), inż. J. Fronczykowi (rys. 1) i mgr inż. R.Compie (rys. 6). Pozostałe fotografie – autorki.

Literatura

- [1] Buczkowski W.: *W sprawie dylatacji w zbiornikach prostopadłościennych*, Materiały XII Międzynarodowej Konf. Naukowo-Technicznej „Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze” Kraków 2003
- [2] Halicka A., Franczak D., Fronczyk J.: *Analiza przyczyn zarysowań cylindrycznego zbiornika żelbetowego ujawnionych podczas próby szczelności*, Przegląd Budowlany nr 4/2012, s. 35-41
- [3] Halicka A., Franczak D., Jabłoński Ł.: *O historii budowy i uszkodzeniach żelbetowego zbiornika na wodę po 85 latach użytkowania*, Inżynieria i Budownictwo nr 9/2014, s. 480-483
- [4] Halicka A., Franczak D., Jabłoński Ł.: *Uszkodzenia korozyjne żelbetowych zbiorników wody pitnej po wieloletniej eksploatacji*, Przegląd Budowlany nr 5/2014, s. 37-39

DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE LIQUID TANK SAND SILOS OCCUR DURING OPERATION



Kazimierz KONIECZNY¹

PRAKTYCZNE ASPEKTY UCIĄGLANIA ZBROJENIA METODĄ GŁĘBOKIEGO WKLEJANIA

STRESZCZENIE

W referacie omówiono zagadnienia związane z uciąganiem zbrojenia żebrowanego w konstrukcjach żelbetowych. Przedstawiono sposoby uciągania zbrojenia na zakładkę, metodami scalania (spawanie i zgrzewanie), metodami wykorzystującymi łączniki mechaniczne, a także metodą głębokiego wklejania. Opisano wymagania zamieszczone w normie PN-EN 1992-1-1:2008 oraz materiałach EOTA (Raporty Techniczne TR023 i TR029, a także w dokumencie EAD 330087 00 0601 z 2015 roku). Opisano typowe wymagania i uwarunkowania jakie należy przestrzegać przy wykonywaniu głębokich zamocowań wklejanych. Przedstawiono propozycje badań poligonowych dla oceny jakości wykonanych zamocowań.

SŁOWA KLUCZOWE: uciąganie zbrojenia, stale zbrojeniowe, połączenia zgrzewane i spawane, połączenia wklejane, wiercenie otworów w betonie, instalacja zbrojenia, szkolenia instalatorów, obciążenia próbne.

1. WPROWADZENIE – STALE ZBROJENIOWE W KONSTRUKCJACH ŻELBETOWYCH

Beton jako materiał konstrukcyjny charakteryzuje się dużą wytrzymałością na ściskanie, ale i stosunkowo małą, bo ok. 1/10 wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałością na rozciąganie.

W elementach żelbetowych duża część naprężeń rozciągających i ścinających przenoszona jest przez stalowe pręty zbrojeniowe. Jest to możliwe z uwagi na znaczną przyczepność jaka występuje pomiędzy betonem a tymi prętami. Muszą być jednak spełnione odpowiednie uwarunkowania, a w tym:

- odpowiednio dobrany gatunek stali zbrojeniowej,
- właściwie dobrana średnica pręta zbrojeniowego,
- właściwe ukształtowanie zewnętrznej powierzchni prętów zbrojeniowych oraz
- odpowiednie umiejscowienie zbrojenia.

Norma PN-B/03264:2002 definiuje 5 klas stali zbrojeniowej przeznaczonej do konstrukcji żelbetowej: A-0, A-I, A-II, A-III oraz A-IIIN. W klasie A-0 produkowane są pręty okrągłe gładkie ze stali StOS.

¹ dr inż. Kazimierz Konieczny, k.konieczny@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

W klasie A-I produkowane są również, tak jak było to w klasie A-0, pręty okrągłe gładkie, ale zaliczane do gatunku St3SX i St3SY. Pręty zbrojeniowe klas A-II, A-III i A-IIIN posiadają na zewnętrznej powierzchni ukształtowane podłużne żebra oraz żebra skośne o różnej konfiguracji.

Norma PN-EN 1992-1-1:2008+AP1:2010 [13] przewiduje stosowanie w konstrukcjach żelbetowych jedynie zbrojenia żebrowanego i spajalnego w trzech klasach A, B lub C. Głównymi wyróżnikami tego rodzaju stali jest jednocześnie granica plastyczności stali f_{yk} i odkształcenie przy maksymalnej sile rozciągającej ϵ_{uk} .

Zalecanym jest, aby zbrojenie wykonane było, jeśli jest to możliwe, z nieprzerwanych prętów na długości jednego przęsła lub jednego elementu konstrukcyjnego. Ewentualne zakłady zbrojenia powinny być tak rozmieszczone, aby:

- w jednym przekroju nie stanowiły one więcej niż 25% zbrojenia,
- odległość między dwoma przyległymi zakładami nie była mniejsza niż długość zakładu, a minimalna długość zakładu,
- łączenia prętów zbrojeniowych były wykonywane w miejscach o najmniejszym procencie wykorzystania nośności zbrojenia.

Zgodnie z zapisami norm PN-EN 1992-1-1 oraz PN-B/03264:2002 zbrojenie w konstrukcjach żelbetowych można uciągać poprzez:

- zakłady prętów,
- spajanie,
- połączenia mechaniczne.

2. UCIĄGLANIE ZBROJENIA METODĄ GŁĘBOKIEGO WKLEJANIA

2.1. Idea zamocowań wklejanych

System zamocowań kotwami wklejanymi (przy tzw. zamocowaniach „płytkich”) oraz stalowych żebrowanych prętów zbrojeniowych (zamocowania „głębokie”) jest bardzo uniwersalny i umożliwia wykonanie silnie obciążonych połączeń konstrukcyjnych w tym połączeń obciążonych dynamicznie oraz zamocowań w podłożach z otworami. Ich istotną zaletą jest brak wprowadzenia dodatkowych naprężeń do podłoża związanych z wykonywaniem połączeń. Umożliwia to wykonanie zamocowań usytuowanych blisko krawędzi elementu podłoża i ograniczeniu wzajemnego rozstawu pomiędzy osadzonymi łącznikami (prętami). Działanie tego rodzaju zamocowań oparte jest na zasadzie adhezji czyli łączenia dwóch substancji. Czynniki kotwiącymi są zaprawy żywiczne lub mineralne o dużej zdolności przylegania do wewnętrznej powierzchni otworów w podłożu i powierzchni mocowanych w podłożu stalowych elementów kotwiących. Dodatkowym czynnikiem wzmacniającym tego rodzaju połączeń jest odpowiednio ukształtowana zewnętrzna powierzchnia stalowych elementów kotwiących co skutkuje dodatkowymi wiązaniami / połączeniami kształtowymi pomiędzy łączącą zaprawą a mikroszczelinami poboczniczy otworów w podłożu.

W połączeniach wykonywanych w oparciu o technikę wklejaną najczęściej wykorzystywane są zaprawy epoksydowe, epoksydowo – akrylowe, winyloestrowe i poliestrowe. Rzadziej stosowane są zaprawy metakrylowe lub hybrydowe, które łączą organiczne i nieorganiczne środki wiążące.

Zakres stosowania i parametry techniczne poszczególnych zapraw klejowych produkowanych przez różnych wytwórców są zamieszczone w Europejskich Aprobatach Technicznych (od 1 lipca 2013 r. w Europejskich Ocenach Technicznych) lub krajowych Aprobatach Technicznych.

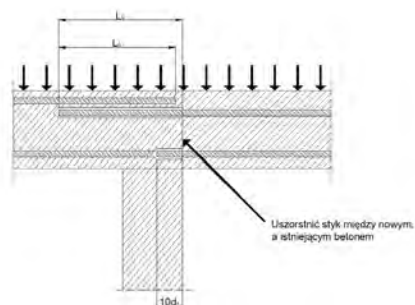
2.2. Zamocowania prętów żebrowanych techniką głębokiego wklejania

Osadzone w podłożu betonowym w oparciu o technikę wklejaną pręty zbrojeniowe mogą spełniać funkcję kotew wklejanych (kotew chemicznych) jak również konstrukcyjnego zbrojenia. Ten drugi przypadek zastosowania wklejanych prętów zbrojeniowych jest szczególnie przydatny przy tzw. uciąglaniu zbrojenia w istniejących konstrukcjach żelbetowych.

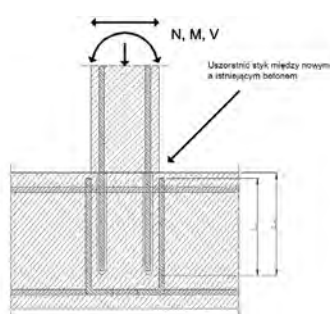
Systemy zamocowań prętów zbrojeniowych metodą głębokiego wklejania zalecane są do stosowania przy wykonywaniu nowych konstrukcji żelbetowych, które są łączone z istniejącą już konstrukcją. Mogą

być one również wykorzystywane przy wzmacnianiu lub modernizacji konstrukcji istniejących. Możliwe jest wykonywanie następujących zamocowań prętów żebrowanych w wierconych otworach w betonowych podłożach wg schematów opisanych w TR 023 [8] i EAD 330087-00-0601 [3], (rys. 1÷5):

a) w złączach zakładowych (przy istniejącym zbrojeniu w betonowym podłożu budowlanym),

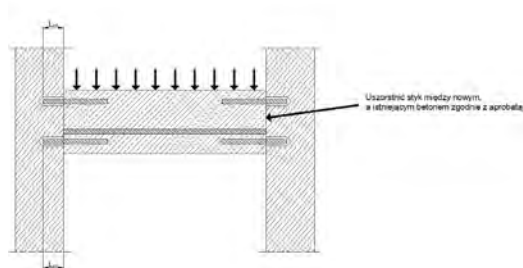


Rys. 1. Złącze zakładkowe dla zamocowań prętami żebrowanymi płyt betonowych i dźwigarów



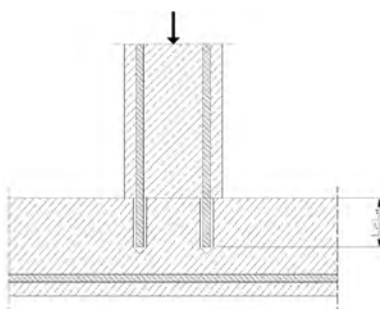
Rys. 2. Złącze zakładkowe przy połączeniu słupa lub ściany z fundamentem gdzie pręty żebrowane są rozciągane przy zginaniu

b) w płytach betonowych; podpora nowoprojektowanej płyty betonowej jest zaprojektowana jako swobodnie podparta,



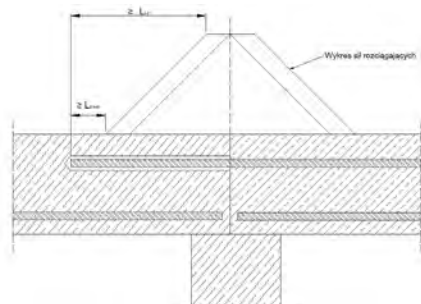
Rys. 3. Mocowanie końcówki płyt betonowych i dźwigarów zaprojektowanych jako swobodnie podparte

c) w elementach sprężonych,



Rys. 4. Zamocowanie prętami żebrowanymi elementów sprężonych. Pręty żebrowane osadzone są w strefie ściskanej

d) w strefach przenoszących siły rozciągające.



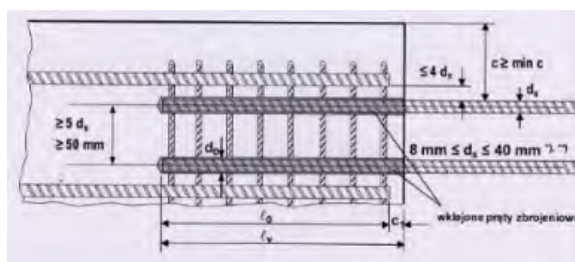
Rys. 5. Zamocowanie zbrojenia w celu przeniesienia siły rozciągającej

2.2.1. Projektowanie zamocowań wklejanychymi prętami żebrowanymi

Projektowanie zamocowań prętami żebrowanymi i ustalenie rozkładu obciążeń, a także obliczenie długości zakotwienia, długości kotwienia lub długości zakładów należy prowadzić zgodnie z zapisami zamieszczonymi w normie PN-EN 1992-1-1 [13]. Wartości naprężeń przyczepności w zależności od: rodzaju zastosowanej w połączeniu zaprawy klejowej, klasy betonowego podłoża, średnicy osadzanego pręta zbrojenia, grubości otuliny, minimalnych i maksymalnych długości zakotwienia oraz długości zakładów znajdują się w odpowiednich specyfikacjach technicznych (europejskie lub krajowe Aprobaty Techniczne lub Oceny Techniczne).

2.2.2. Zalecenia wykonawcze dla głębokich połączeń wklejanych

Projektując zamocowania prętów zbrojeniowych do betonowego podłoża w oparciu o technikę głębokiego wklejania należy konstruować tego rodzaju połączenia zapewniając spełnienie ogólnych wymagań zilustrowanych graficznie na rys. 6.



- l_v – czynna głębokość zakotwienia
- l_o – długość połączenia na zakład
- c – otulina wg wytycznych projektowych
- d_s – średnica wklejanego pręta
- d_o – nominalna średnica wiertła

Rys. 6. Ogólne wymagania dla uciągania zbrojenia w oparciu o technikę zamocowań wklejanych

Otwory w betonowym podłożu można wykonywać w oparciu o:

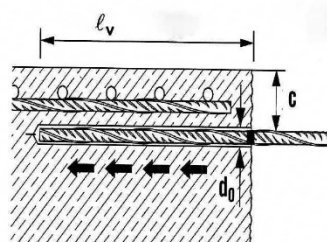
- a) wiercenie udarowe (mechaniczne lub pneumatyczne),
- b) bezударowe wiercenie wiertłami drążonymi,
- c) wiercenie wiertnicą z koronowymi wiertłami z końcówką diamentową (wiercenie na mokro lub na sucho).

Dla każdego z wymienionych powyżej sposobów wiercenia sprzęt wiertący może być dodatkowo wyposażony w specjalistyczne prowadnice znacząco ułatwiające poprawne wykonanie otworów (szczególnie długich) zgodnie z projektem.

Sposób wykonania otworów w betonowym podłożu i stosowany sprzęt z uwagi na jakość i tolerancje otworów ma bardzo istotne, dla realizacji zamocowań, znaczenie na parametry techniczne wykonywanych zamocowań. W tabeli 1 oraz rysunku 7 przedstawiono przykładowo techniczne możliwości i ograniczenia przy wykonywaniu długich otworów w betonowym podłożu pod głębokie zamocowania wklejane.

Wiercenie udarowe	min c, bez prowadnicy	min c, z prowadnicą
$d_s < 25 \text{ mm}$ ($\leq 24 \text{ mm}^*$)	$30 \text{ mm} + 0,06 l_v \geq 2 d_s$	$30 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 2 d_s$
$d_s \geq 25 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} + 0,06 l_v \geq 2 d_s$	$40 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 2 d_s$

Tab. 1. Minimalna grubość otuliny zbrojenia betonem przy wierceniu udarowym



l_v – głębokość zakotwienia
 c – otulina wg projektu
 d_s – średnica wklejanego pręta
 d_0 – nominalna średnica wiertła

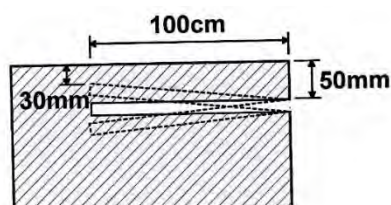
Rys. 7. Ustalenie minimalnej grubości otulenia przy wierceniu udarowym

Dla otworów wykonywanych techniką diamentową możliwości wykonania otworów z zachowaniem minimalnej grubości otuliny przedstawiono przykładowo w tabeli 2.

Technika diamentowa	min c, bez prowadnicy	min c, z prowadnicą
$d_s < 25 \text{ mm}$	Statyw wiertnicy pełni rolę prowadnicy	$30 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 2 d_s$
$d_s \geq 25 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} + 0,02 l_v \geq 2 d_s$

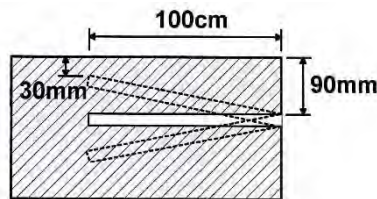
Tab. 2. Minimalna grubość otuliny zbrojenia betonem przy wierceniu wiertnicą z koronowym wiertłem z końcówką diamentową

W technice wykonywania połączeń w oparciu o technologię zamocowań wklejanych bardzo istotnym zagadnieniem jest zachowanie właściwego i jednolitego usytuowania osadzanego pręta zbrojeniowego na całej długości jego zakotwienia w podłożu. Zagadnienie to zilustrowano w sposób graficzny na rysunkach 8 i 9.



$$c_{min} = 3,0 \text{ cm} + 0,02 \cdot l_v ; c_{min} = 3,0 \text{ cm} + 0,02 \cdot 100 \text{ cm} ; c_{min} = 5,0 \text{ cm}$$

Rys. 8. Możliwe odchyłki w usytuowaniu otworów wykonanych techniką udarową oraz diamentową sprzętem wyposażonym w prowadnice dla prętów zbrojeniowych $d_s < 25 \text{ mm}$



$$c_{min} = 3,0 \text{ cm} + 0,06 \cdot l_v ; c_{min} = 3,0 \text{ cm} + 0,06 \cdot 100 \text{ cm} ; c_{min} = 9,0 \text{ cm}$$

Rys. 9. Odchyłki w usytuowaniu otworów wykonywanych techniką uderową dla prętów zbrojeniowych $d_s < 25 \text{ mm}$; wiercenie bez prowadnicy

W przypadku wykonania wadliwego otworu (złe usytuowanie, brak możliwości wykonania otworu na wymaganą długość, zbyt duże odchylenie od prawidłowego przebiegu) należy otwór ten wyczyścić, a następnie wypełnić go zaprawą klejową przewidzianą do osadzenia pręta zbrojeniowego. Następnie należy wykonać w podłożu nowy otwór, którego odległość mierzona w świetle od wadliwego otworu powinna być większa niż $\geq 2 \cdot d_0$.

Przed wypełnieniem zaprawą klejową poprawnie wykonanego w betonowym podłożu otworu i osadzeniem w nim żebrowanego pręta zbrojenia otwór ten powinien być odpowiednio przygotowany. Wymagane sposoby przygotowania nawierconego otworu do osadzenia pręta żebrowanego opisują przedmiotowe krajowe i europejskie Aprobaty Techniczne lub Oceny Techniczne. Obowiązuje zasada, iż otwór taki powinien być oczyszczony z pyłu i luźnych elementów, wody, brudu, lodu, olejów, tłuszczu i innych zanieczyszczeń.

W trakcie montażu bezwzględnie należy przestrzegać wymagań zamieszczonych w odpowiednich Aprobatach lub Ocenach Technicznych m.in. w zakresie temperatury otoczenia i betonowego podłoża, sposobu dozowania zaprawy klejowej do otworu, a także objętości zaprawy klejowej. Orientacyjnie objętość zaprawy niezbędnej do prawidłowego osadzenia pręta żebrowanego w otworze wykonanym w podłożu budowlanym można określić na podstawie długości wypełnienia zaprawą tylnej części otworu tj.

$$l_m = 1/3 l_v$$

gdzie:

l_m – długość otworu bez wypełnienia zaprawą klejową

l_v – głębokość osadzenia pręta w podłożu

W częściowo wypełniony zaprawą klejową otwór ruchem posuwisto obrotowym należy wprowadzić mocowany pręt zbrojeniowy, aż do osiągnięcia wymaganej głębokości zakotwienia.

Po upływie określonego zapisami w Aprobacie Technicznej lub Ocenie Technicznej czasu twardnienia zaprawy klejowej zamocowany w podłożu pręt żebrowany może być obciążany zgodnie z warunkami określonymi w projekcie.

2.3. Kontrola jakości wykonanych wklejanych połączeń

Z uwagi na wysoce odpowiedzialne konstrukcyjne zamocowania żebrowanych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach żelbetowych zalecanym jest prowadzenie kontroli jakości wykonanych połączeń. Wykonywanie kontrolnych testów na budowie jest powszechnie stosowaną metodą sprawdzenia prawidłowości funkcjonowania systemów kotwiących (Tab.3). Proponuje się, aby do prób wybrać procentowo określoną ilość zamontowanych prętów. Mniejsze ilości zainstalowanych prętów lub bardziej odpowiedzialne zastosowania mogą upoważnić do wykonania testów dla większej procentowo grupy zamocowań. Przed przystąpieniem do badań należy upewnić się czy głębokości zakotwienia i wartości obciążeń są zgodne z projektem.

Wielkość próby	Liczba testów do przeprowadzenia	Dopuszczalna ilość zniszczeń w próbie
>99	10 %	0
100 – 500	5 %	0
<500	2 %	0

Tab. 3. Testy do próbnych obciążeń

Należy zaznaczyć, iż wyniki z badań poligonowych prętów wklejanych mają dać podstawę do wychwycenia znaczących nieprawidłowości montażowych, takich jak częściowe lub całkowite niezwiązanie żywicy, brak zapewnienia w połączeniach wymaganej nośności itp. Nie mają one na celu sprawdzenia wartości obliczeniowych nośności połączeń.

Wielkości obciążeń próbnych powinny odpowiadać mniejszej wartości niszczącej połączenia z zaprawą klejową dla zamocowań w betonie klasy C20/25 lub 75% nośności wklejonego stalowego pręta (granicy plastyczności).

Kryterium pozytywnej oceny połączeń wklejanych polega na ustaleniu czy określane w badaniach przemieszczenia wklejonych prętów pod obciążeniem próbnym nie przekraczają wartości dopuszczalnej ustalonej na poziomie $\sigma/10$, gdzie σ jest nominalną średnicą pręta, minimalną głębokość zakotwienia, obciążenia testowe muszą odpowiadać pokazanym na rysunkach zamieszczonych w projekcie.

Literatura

- [1] Drobiec Ł.: *Wklejanie prętów zbrojeniowych za pomocą kotew chemicznych – połączenia w konstrukcjach prętów zbrojeniowych za pomocą kotew chemicznych – żelbetowych*. Inżynier Budownictwa, Warszawa 2012 r.
- [2] Design of fastenings for use in concreto. CEN/TS 1992-4-5:2009
- [3] EAD 330087-00-0601. System for post-installed rebar connections with mortar. EOTA, July 2015 r.
- [4] Gącikowski R., Ordon B.: *Warunki techniczne wykonywania i odbioru robot budowlanych*. Poradnik on-line dla profesjonalistów
- [5] Konieczny K., Wołyniak M.: *Uciąganie zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych*. Materiały Budowlane 11/2015
- [6] Pakos R.: *Kwalifikowanie technologii spawania prętów do zbrojenia betonu*. Przegląd spawalniczy 8/2012
- [7] Reuter M., Schöffendt E.: *Post-Installed Rebars and Tension Rebar Anchor – Installation Training*. Certification and Design, Stuttgart 2007 r.
- [8] Raport Techniczny EOTA TR 023 Assessment of post-installed rebar connections. Edycja 2006 r.
- [9] Raport Techniczny EOTA TR 029 Design of Bonded Anchors. Edycja 2010 r.
- [10] Starosolski W.: *Konstrukcje żelbetowe wg Eurokodu 2 i norm związanych*. Warszawa, Wydawnictwo PWN
- [11] Więch P.: *Nowoczesne stale zbrojeniowe w budownictwie krajowym*. Inżynier budownictwa 11/2013 r.
- [12] Wytyczne dla Europejskich Aprobatach Technicznych ETAG 001 z załącznikami
- [13] PN-EN 1992-1-1:2008+AP1:2010. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne dla budynków
- [14] PN-B/03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [15] PN-EN 13670:2011. Wykonywanie konstrukcji z betonu
- [16] PN-EN 10080:2007. Stal do zbrojenia betonu. Spawalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne (właściwości stali zbrojeniowej – sprawdzenia)
- [17] EN-ISO 17660-1:2008. Spawanie. Spawanie / zgrzewanie stali zbrojeniowej. Złącza spawane zgrzewane nośne (spajanie zbrojenia należy wykonać według tej normy)
- [18] PN-82/H-93215. Walcówka i pręty stalowe do zbrojenia betonu (produkcja prętów zbrojeniowych)
- [19] Materiały techniczne form: Hilti, Fischer, Koelner, Rawlplug, Socom, Betomax, Lenton.

PRACTICAL ASPECTS OF REINFORCEMENT CONNECTION USING DEEP BONDING SYSTEM



Tomasz GODLEWSKI¹, Stanisław ŁUKASIK², Małgorzata WSZĘDYRÓWNY – NAST³

DIAGNOSTYKA PODŁOŻA GRUNTOWEGO WEDŁUG EUROKODU 7

STRESZCZENIE

Każda budowla powinna być zaprojektowana w taki sposób, aby procesy związane z użytkowaniem nie wpływały na jej trwałość i użyteczność, przy przewidzianym poziomie konserwacji. W tym kontekście normy europejskie (Eurokody) zakładają, że prowadzone są odpowiednie kroki, co do działań organizacyjnych i kontroli na etapie badań wstępnych, projektu, wykonawstwa, użytkowania i obsługi obiektu. Postanowienia Eurokodu 7 [9, 10, 11] są już podstawą projektowania geotechnicznego w Polsce od kilku lat, jednak proces stosowania tych zapisów w praktyce jest ciągle często na etapie wdrażania. Wpływa na to wiele czynników, między innymi niejednoznaczność niektórych zapisów (obecnie trwają już prace nad drugą, poprawioną wersją Eurokodu), czy też przyzwyczajenia związane ze stosowaniem (nieraz nieuprawnionym) dotychczasowych norm PN-B [7]. Prezentowana w referacie tematyka ma na celu przypomnienie i utrwalenie przepisów oraz wymagań związanych z poprawnym rozpoznaniem i badaniem podłoża gruntowego wg PN-EN 1997-2 [10] jako elementu wyjściowego do projektowania geotechnicznego. Śledząc przebieg całego procesu dokumentowania warunków podłoża dla nowoprojektowanych i istniejących obiektów zasygnalizowane zostaną kluczowe aspekty, mające wpływ na jakość i przydatność uzyskiwanych wyników stanowiących podstawę diagnostyki podłoża budowlanego.

SŁOWA KLUCZOWE: rozpoznanie i badanie podłoża, Eurokod 7, dobór metod, dane do projektowania geotechnicznego

1. WSTĘP

Diagnostykę ogólnie można określić jako proces o charakterze poznawczym, który ma na celu zbadanie, udokumentowanie, ocenę i odpowiednie zaklasyfikowanie oraz określenie stanu rzeczywistego. W celu zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji budowlanych trzeba wykonać wiele działań diagnostycznych, niemal we wszystkich fazach cyklu życia obiektu budowlanego. Metodologię diagnostyki budowlanej można podzielić na kilka faz:

- rozpoznanie-określenie symptomów, objawów uszkodzeń,
- pomiary inwentaryzacyjne i diagnostyczne,
- analiza wyników pomiarów,
- określenie przyczyn,
- ustalenie sposobu i zakresu prac remontowych.

Przy diagnostyce budynków między innymi konieczne jest ustalenie warunków gruntowo-wodnych. Diagnostyka obiektów budowlanych w ujęciu geotechnicznym (diagnostyka geotechniczna) warunkuje uzyskanie podstawowych danych o warunkach posadowienia, niezbędnych zarówno do projektowania i wykonawstwa konstrukcji budynków i budowli inżynierskich [1], jak również oceny stanu istniejącego obiektu (w przypadku zaistnienia awarii eksploatowanego obiektu lub oceny oddziaływania np. w przypadku tzw. budownictwa plombowego).

W przypadku oceny warunków gruntowo-wodnych chodzi o określenie rodzaju i stanu podłoża budowlanego oraz ustalenie parametrów materiałowych, (geo)technicznych gruntów, na podstawie badań polowych i laboratoryjnych gruntów w zakresie podstawowych charakterystyk fizycznych, wytrzymałościowych i odkształceniowych. Wyniki badań geotechnicznych stanowią podstawowe dane do projektowania fundamentów konstrukcji budynków i wykonawstwa budowli naziemnych, podziemnych, lądowych i wodnych, prowadzenia robót ziemnych (wykopy ziemne, drogowe, nasypy i obwałowania, ustalenie stateczności skarp, zagęszczanie gruntów i ich wzmocniania). Mamy, zatem dwa obszary, które wymagają szczególnej wiedzy o podłożu budowlanym i procesach geologicznych. Pierwszy obszar obejmuje ustalenie warunków geotechnicznych dla potrzeb współpracy między podłożem a obiektem budowlanym. Drugi obszar to ocena możliwości wykorzystania gruntów do zastosowania ich w budownictwie, jako materiału konstrukcyjnego.

Właściwe i dokładne zdiagnozowanie (rozpoznanie) podłoża gruntowego stanowi podstawę podejmowania decyzji o zastosowaniu odpowiedniego w danych warunkach (poprawnego i ekonomicznego) rozwiązania dotyczącego konstrukcji i sposobu posadowienia obiektu. Ma to kluczowe znaczenie i decyduje często o późniejszych ewentualnych kosztach napraw. Kompleksowe badania podłoża decydują o tym, czy możliwe jest bezpieczne posadowienie obiektu oraz czy wzmocnienie podłoża jest w ogóle potrzebne, a także pozwalają ustalić niezbędny jego zakres i ocenić przydatności różnych metod.

2. OGÓLNE WYMAGANIA EUROKODU 7 DOTYCZĄCE BADAŃ PODŁOŻA

Ustawa Prawo budowlane [10] wskazuje w art. 34 ust. 3 pkt 4, że projekt budowlany powinien zawierać w zależności od potrzeb, wyniki badań geologiczno-inżynierskich oraz geotechniczne warunki posadowienia obiektów budowlanych. Potrzeby te zostały zdefiniowane w rozporządzeniu Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z 25 kwietnia 2012 r. [15].

Eurokod 7 obejmuje zagadnienia projektowania konstrukcji obiektów z uwagi na specyficzną grupę materiałów, jakim są grunty będące podłożem budowlanym. Specyfiką projektowania geotechnicznego jest konieczność rozpoznania warunków gruntowych występujących w otoczeniu projektowanej budowli. Wynik tego rozpoznania stanowi podstawę do oceny parametrów obliczeniowych i oddziaływań oraz związanych z nimi zagrożeń przy projektowaniu konstrukcji. Eurokod 7 (w skrócie EC7) stanowi zbiór dwóch norm: PN-EN 1997-1 [9] i PN-EN 1997-2 [10], do których opracowany został załącznik krajowy [11]. EC7 reguluje dwa zakresy działań:

- badania geotechniczne obejmujące planowanie badań, określenie modelu geologicznego, badania polowe i laboratoryjne oraz dokumentację badań podłoża,
- projektowanie obejmujące interpretację wyników badań, m.in. określenie parametrów geotechnicznych i współczynników (modelu geotechnicznego), projektowanie geotechniczne i konstrukcyjne oraz specyfikacje robót, program kontroli i nadzoru.

Zgodnie z normą PN-EN 1997-2 [10], rozpoznanie podłoża powinno być wykonane przez inżyniera-geotechnika i dostarczyć dane mające znaczenie dla planowanych prac i stanowić podstawę do określenia wartości parametrów geotechnicznych istotnych dla wszystkich faz budowy. Informacje o podłożu powinny umożliwić ocenę:

- przydatności danej lokalizacji dla projektowanej budowli i ocenę poziomu ryzyka geotechnicznego;
- odkształceń podłoża wywołanych przez budowlę lub roboty budowlane, ich rozkładu przestrzennego i przebiegu w czasie,
- bezpieczeństwa w odniesieniu do stanów granicznych,
- obciążeń przekazanych na budowlę przez podłoże (np. boczne parcie na pale),

- wyboru metod posadowienia i kolejności prac fundamentowych,
- oddziaływania budowli, prac budowlanych i jej użytkowania na otoczenie,
- dodatkowych zabezpieczeń konstrukcyjnych (np. podparcie wykopu, zakotwienie, usuwanie przeszkód),
- zanieczyszczenia podłoża w miejscu lokalizacji i w jego sąsiedztwie oraz skuteczności środków zapobiegawczych,
- przydatności badanych gruntów i skał do wykorzystania ich jako materiałów budowlanych.

Elementy te są niezbędne do prawidłowego i optymalnego opracowania dokumentacji projektowej (Projektu geotechnicznego) stanowiącego wymagane w Prawie Budowlanym [16] określenie geotechnicznych warunków posadowienia.

Głównym celem normy PN-EN 1997-2 [10] jest zapewnienie odpowiedniej jakości wykonywania badań i ich interpretacji do określenia miarodajnych do projektowania wartości wyprowadzonych parametrów geotechnicznych, adekwatnych do coraz bardziej zaawansowanych metod obliczeniowych (MES). Parametry wyprowadzone stanowią następnie podstawę do ustalenia wartości charakterystycznych właściwości podłoża zgodnie z zasadami i regułami podanymi w normie PN-EN 1997-1 [9]. Norma wyraźnie podkreśla, że wyprowadzone wartości parametrów geotechnicznych mogą być uzyskiwane na podstawie teorii, korelacji lub doświadczenia bazując na wynikach badań polowych i laboratoryjnych.

Rozpoznanie podłoża na każdym z etapów powinno być oparte o badania polowe lub ich kombinacje z innymi metodami w celu uzyskania „wiarygodnego parametru geotechnicznego” [6]. Odpowiednia kombinacja i dobór badań dla różnych warunków pozwala uzyskać pełną charakterystykę podłoża gruntowego. Różnorodność metod jest obecnie coraz większa i nadal jest rozwijana. Poprawne ustalenie parametrów wymaga posługiwania się wykalibrowanymi do warunków lokalnych metodami oraz sprawdzoną w praktyce interpretacją. Norma PN-EN 1997-2 [10] zawiera wybrane badania polowe i laboratoryjne, uznane za powszechnie stosowane w krajach europejskich (tab.A1 normy PN-EN 1997-2). Kryterium wyboru poza powszechnością stosowania miało również znaczenie przydatności poszczególnych metod w praktyce geotechnicznej oraz możliwości wykonywania tych badań, w usługowych laboratoriach geotechnicznych.

Postanowienia zawarte w normie PN-EN 1997-2 [10] stosuje się głównie dla dokumentacji o II. kategorii geotechnicznej. Wymagania odnośnie stopnia rozpoznania podłoża dla dokumentacji I kategorii są najczęściej ograniczone (bazuje się na doświadczeniach lokalnych), natomiast w przypadku kat. III zakres i ilość wymaganych badań musi być, co najmniej taka sama jak dla kat. II. W zależności od warunków, w szczególnych przypadkach, może być konieczne wykonanie dodatkowego rozpoznania lub użycia bardziej zaawansowanych metod badawczych (np. geofizyka). Wybór rodzaju metod badań i sprzętu przy planowaniu programu badań podłoża powinien mieć na celu osiągnięcie najlepszego technicznego i ekonomicznego rozwiązania zakładanego zadania. Poza tym, sprzęt i procedury do badań, powinny odpowiadać wymaganiom zawartym w specyfikacjach technicznych EN ISO.

3. ROZPOZNANIE WARUNKÓW PODŁOŻA BUDOWLANEGO

Diagnostyka warunków podłoża budowlanego polega na ustaleniu geotechnicznych warunków posadowienia. Sposób przeprowadzenia takiej oceny reguluje rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych [15]. Zakres badań niezbędnych do ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia oraz forma, w jakiej należy je przedstawić zależy od kategorii geotechnicznej obiektu budowlanego. O kategorii geotechnicznej decydują dwa czynniki: stopień skomplikowania warunków gruntowych oraz typ obiektu. W zależności od ustalonej w porozumieniu z konstruktorem kategorii geotechnicznej badań podłoża gruntowego opracowuje się różne dokumenty końcowe, które mają odmienny status prawny. I tak geotechniczne warunki posadowienia, zgodnie z rozporządzeniem [15], sporządza się w formie:

- opinii geotechnicznej (art. 8) dla wszystkich kategorii geotechnicznych,
- dokumentacji badań podłoża gruntowego GIR dla drugiej i trzeciej kategorii geotechnicznej (art. 9),
- projektu geotechnicznego GDR dla drugiej i trzeciej kategorii geotechnicznej (art. 10).

3.1. Projektowanie badań podłoża

Badania podłoża należy planować, uwzględniając: warunki geologiczne i stratyografię, genezę gruntów, podłoża, typ budowli, rodzaj posadowienia i przewidywane prace podczas budowy, wymagany do obliczeń rodzaj parametru geotechnicznego, przyjętą metodę projektowania. Należy podkreślić, że właściwe i racjonalne projektowanie geotechniczne, wymaga odpowiedniego przygotowania na każdym z etapów procesu inwestycyjnego. Według normy PN-EN 1997-2 [10] rozpoznanie podłoża powinno być wykonywane etapowo, zależnie od problemów powstających w trakcie planowania, projektowania i wykonawstwa realizowanego obiektu. Wyróżnia się następujące etapy rozpoznania podłoża:

- badania wstępne: mają na celu wybór lokalizacji i koncepcji budowli,
- badania do celów projektowych: określają charakterystykę warunków podłoża niezbędną do zaprojektowania obiektu,
- badania związane z kontrolą i monitoringiem: sprawdzenie zgodności podłoża w wykopie z wynikami badań do celów projektowych; badania kontrolne i odbiorcze podłoża, niezbędne w przypadku wykorzystania metody obserwacyjnej.

W zależności od etapu procesu inwestycyjnego zmieniają się cele i potrzeby rozpoznania oraz forma wymaganych opracowań.

Projektowanie badań podłoża polegające na odpowiednim do danego zagadnienia doborze metod powinno być poprzedzone wstępnym rozpoznaniem terenu (wizja lokalna) oraz opierać się na możliwych do pozyskania danych archiwalnych. To wstępne rozpoznanie powinno umożliwić określenie stopnia skomplikowania warunków gruntowych dające podstawę projektantowi do określenia kategorii geotechnicznej zgodnie z obowiązującymi przepisami. Dalsze postępowanie w zakresie projektowania badań podłoża polega w szczególności na:

- określeniu zakresu ilościowego i głębokościowego badań z uwzględnieniem danych uzyskanych od projektanta obiektu,
- doborze metodyki badawczej z uwzględnieniem warunków występujących w podłożu,
- opracowaniu projektu robót geologicznych lub programu badań wraz z graficznym przedstawieniem lokalizacji projektowanych punktów dokumentacyjnych.

Przy projektowaniu i wykonywaniu badań podłoża należy uwzględnić wymagania ustawy Prawo ochrony środowiska i Ustawy o ochronie przyrody. Badania należy projektować i prowadzić tak, aby nie spowodowały trwałych zmian w środowisku, w szczególności w zakresie zanieczyszczenia wód podziemnych oraz przekształcenia terenu.

Punkty dokumentacyjne projektuje się w zależności od: rodzaju inwestycji (modernizacja, budowa nowej), etapu realizacji inwestycji (etap studium lub koncepcji, etap projektu budowlanego, etap realizacji, etap eksploatacji) i kategorii geotechnicznej uwzględniającej stopień skomplikowania warunków gruntowych.

Zalecany rozstaw punktów dokumentacyjnych dla obiektów podaje norma [10] w zał. B3. Są to zalecenia ogólne, które mogą być modyfikowane w zależności od potrzeb i sytuacji. Przykład takiej modyfikacji, nawiązującej do ustaleń ogólnych podanych w Eurokodzie 7, dotyczący minimalnych rozstawów dla obiektów inżynierskich przy liniach kolejowych podano w [20].

Eurokod 7 podaje również zalecane głębokości rozpoznania dla punktów dokumentacyjnych, dla różnego typu obiektów budowlanych. Projektując zakres rozpoznania głębokościowego rozpoznania należy uwzględnić rodzaj budowli, wartości obciążeń przekazywanych na podłoże oraz stopień skomplikowania warunków gruntowych (opisane szczegółowo w zał. B3 normy [10]).

3.2. Dobór metod badań

Dobór badań polowych pozwala uzyskać charakterystykę podłoża gruntowego. Różnorodność i dostępność rozmaitych metod badań jest obecnie coraz większa i nadal jest rozwijana. Sprzęt i procedury do badań powinny odpowiadać wymaganiom zawartym w normie [10] i przywołanych w niej specyfikacjach technicznych. Norma [10] wymaga również, aby przy ocenie wyników badań uwzględniać

opis próbek gruntów i skał z wierceń i wykopów, wpływ sprzętu i zmienności gruntów na mierzone parametry.

Wiercenia

Głównym celem punktów dokumentacyjnych jest ustalenie następstwa warstw w podłożu oraz pobór próbek gruntów i skał do badań laboratoryjnych. Projektując punkty dokumentacyjne należy pamiętać o doborze odpowiedniej techniki wiercenia, dostosowanej do rodzaju gruntu oraz wymaganej klasy jakości próbki. Szczegółowe informacje na temat poboru próbek i technik wiercenia przedstawiono w normie PN-EN ISO [12]. Metody wiercenia należy dostosować do przewidywanych warunków gruntowo-wodnych, rodzaju gruntu/skały oraz wymaganej klasy jakości próbek. Jest to podstawowy czynnik mający wpływ na koszt udokumentowania warunków gruntowych oraz opracowania końcowego w zależności od etapu badań.

Dobór metody wiercenia zależy głównie od celu i przeznaczenia otworu wiertniczego, typu wiertnicy, rodzaju narzędzia wierzącego oraz od czasu wiercenia i kosztów wykonania otworu.

Główne czynniki wpływające na dobór metody wiercenia to: wymagana głębokość, rodzaj gruntu/skał w podłożu, warunki terenowe wiercenia (na lądzie, na wodzie), minimalna wymagana średnica rdzenia, wymagana klasa próbki. Z punktu widzenia poprawnej oceny i wiarygodnego opisu właściwości podłoża, właśnie pozyskana klasa próbki ma podstawowe znaczenie.

Próbki klasy pierwszej (dawne NNS) należy pobierać z tych warstw, dla których planowane są badania wytrzymałościowe i odkształceniowe. Dotyczy to w szczególności gruntów drobnopziarnistych (dawniej spoiстых) w stanie twardoplastycznym i słabszym.

W przypadku obszarów występowania skał i ich zwietrzelin zaleca się pełne rdzeniowanie w celu określenia stropu warstw nośnych w zależności od charakteru obciążeń oraz skały litej i stopnia spękania warstw przypowierzchniowych. Pełne rdzeniowanie pozwoli również na pobór próbek na potrzeby określenia parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych zwietrzelin.

Warto przypomnieć, że zgodnie z klasyfikacją metod wiercenia wg PN-EN ISO 22475-1:2006 [12] powszechnie ciągle stosowane (bo najtańsze) wiercenie obrotowe świdrem ciągłym (najczęściej bez rur osłonowych) pozwala na pobieranie próbek gruntu w kategorii C, co wg tabeli podanej w normie PN-EN 1997-2 [10] odpowiada 5. klasie jakości, na podstawie której możliwe jest jedynie określenie następstwa warstw!!!

Według doświadczeń ITB próbki gruntu i skał zaleca się pobrać z każdej warstwy gruntu różniacej się litologią, stanem lub wilgotnością, lecz nie rzadziej niż co 3-5m w warunkach prostych i złożonych oraz co 2m w warunkach skomplikowanych. Według doświadczeń ITB minimalny zakres badań laboratoryjnych do wykonania dla obiektów liniowych to 20% pobranych próbek do badań klasyfikacyjnych i 2% pobranych próbek do badań mających na celu oznaczenie parametrów geotechnicznych. W przypadku obiektów inżynierskich jest to odpowiednio 15% pobranych próbek (badania klasyfikacyjne) i 5% pobranych próbek (badania mechaniczne), w odniesieniu do ogólnej liczby pobranych próbek.

Sondowania

Szybki rozwój geotechnicznych metod badań podłoża i oceny warunków geotechnicznych spowodował, że podstawowe znaczenie mają badania polowe, na podstawie, których parametry gruntów oceniane są „in situ”.

W ramach rozpoznania podłoża poza wierceniami badawczymi należy projektować sondowania geotechniczne w celu uzyskania parametrów fizyczno-mechanicznych gruntów. Informacje uzyskiwane z sondowań (różnego rodzaju) znacznie dokładniej pozwalają określać parametry geotechniczne w badanym profilu niż same wiercenia. Postanowienia Eurokodu 7 [10] oraz rozporządzenia [15] wymagają dla drugiej i trzeciej kategorii geotechnicznej pozyskania danych ilościowych. W tym celu należy projektować sondowania w ilości nie mniej niż 50% ogólnej liczby punktów dokumentacyjnych, jednocześnie profile sondowań należy odnosić do profili wierceń.

Różnorodność i dostępność rozmaitych metod badań jest obecnie coraz większa i nadal jest rozwijana [2, 4, 6]. Rozpoznanie podłoża na każdym z etapów powinno być oparte o badania polowe lub ich

kombinacje z innymi metodami. Odpowiednia kombinacja i dobór badań dla różnych warunków pozwala uzyskać pełną charakterystykę podłoża gruntowego. Wyniki sondowań należy umieszczać na przekrojach geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych w celu wykorzystania ich do właściwej interpretacji modelu budowy geologicznej oraz poprawnego wydzielenia warstw i serii oraz tworzenia modelu geotechnicznego. W tablicy A1, zał. A normy [10] zestawiono najczęściej stosowane metody badań geotechnicznych.

Badania specjalne (geofizyka)

Stosowane aktualnie metody projektowania podane wg EC7 opierają się głównie na parametrach określonych za pomocą znanych metod zestandaryzowanych. Obok nich istnieje też cała grupa metod specjalnych wykorzystujących do pomiaru zachowania się gruntu przejście fali podłużnej i poprzecznej (np. geofizyczne met. polowe CSWS/SASW, czy laboratoryjne BET). Metody te mogą być niezbędne w sytuacjach zaprojektowania obiektów trzeciej kategorii geotechnicznej (np. tunele, obiekty mostowe), lub w badaniach związanych z oceną właściwości dynamicznych podłoża. Dotyczy to również sytuacji, kiedy do projektowania stosuje się narzędzia, które wymagają podania takich parametrów jak np. moduł ścinania (G_0) – parametr ten jest możliwy do określenia tylko w badaniach (polowych lub laboratoryjnych) z użyciem sejsmiki.

Generalnie możliwości pomiarowe metod geofizycznych w rozpoznaniu podłoża budowlanego pozwalają na rozszerzenie określanego zakresu parametrów. Metody te powinny być stosowane wspólnie z innymi, tradycyjnymi metodami badań, jako narzędzie do:

- lepszego (bardziej efektywnego) planowania punktów badawczych na etapie badań wstępnych,
- potwierdzania prawidłowości wykonanego klasycznie rozpoznania na etapie projektowym i uściślenia modelu geotechnicznego,
- kontroli i badań odbiorczych jakości wykonania i monitorowania podłoża związanego z eksploatacją na etapie badań kontrolnych i uzupełniających.

Przy interpretacji wyników badań zaleca się posługiwać zależnościami podanymi w załącznikach informacyjnych (nieobligatoryjne) od D do K normy [10] oraz należy upewnić się, czy warunki w podłożu (rodzaj gruntu, współczynnik jednorodności, wskaźnik konsystencji itd.) są zgodne z warunkami brzegowymi dla danych korelacji. Należy tu dodatkowo wykorzystywać lokalne doświadczenia, które potwierdzą poprawność zastosowanych zależności lub pozwolą na ich weryfikację [18].

Badania laboratoryjne

Badania laboratoryjne stanowią uzupełnienie i weryfikację wyników badań polowych, a także umożliwiają scharakteryzowanie właściwości fizyczno-mechanicznych gruntów przy dowolnych warunkach naprężeń i obciążeń (modelowanie pracy podłoża). Norma [10] zawiera informacje w zakresie najbardziej powszechnie stosowanych metod laboratoryjnych wraz z załącznikami informacyjnymi odnośnie możliwych metodologii i interpretacji. Integralną częścią Eurokodu 7 są specyfikacje techniczne opisujące szczegółowo procedury badawcze dla danej metody.

Program badań laboratoryjnych opracowywany jest przed rozpoczęciem prac polowych na podstawie materiałów archiwalnych. Następnie po przeglądzie danych uzyskanych w trakcie prac polowych oraz informacji uzyskanych z badań klasyfikacyjnych dokonywany jest wybór próbek do badań mających na celu oznaczenie parametrów geotechnicznych i badań przydatności. Przy ustaleniu rodzaju i liczby badań należy wziąć po uwagę:

- wymagania projektowe (czy jest to modernizacja czy budowa nowej linii kolejowej, czy jest to podłoże pod nasyp, czy podłoże w przekopie, rodzaj fundamentu),
- jednorodność podłoża,
- występowanie skomplikowanych warunków w podłożu (grunty „problemowe”).

W przypadku występowania w podłożu gruntów problemowych takich jak: grunty organiczne, grunty zapadowe, grunty pęczniejące, grunty podatne na deformacje filtracyjne, grunty antropogeniczne, skały i zwietrzliny lub w obrębie obszarów występowania procesów geodynamicznych, czy szkód górniczych dobór i zakres badań wymaga indywidualnego podejścia z uwzględnieniem specyficznych właściwości gruntów i zjawisk z tym związanych.

W Eurokodzie 7 [9], [10] stosowane jest nowe nazewnictwo i zasady klasyfikacji gruntów i skał. Ze względu na wymagania podstawowe stawiane Eurokodom konieczne jest ujednolicenie opisu geotechnicznego i stosowanie klasyfikacji gruntów w oparciu o następujące normy:

- PN-EN ISO 14688-1 Badania geotechniczne – Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis [13],
- PN-EN ISO 14688-2 Badania geotechniczne – Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania [14] wraz załącznikiem krajowym [11].

Z uwagi na stan przepisów i norm krajowych, jak również dostępnych materiałów i literatury, niezbędne jest w okresie przejściowym równoległe podawanie nazewnictwa i klasyfikacji gruntów zgodnie z dotychczasowymi normami PN [8].

Opis gruntów i skał jest ważnym elementem rozpoznania podłoża budowlanego. Wiarygodność opisu zależy przede wszystkim od jakości pobranych próbek. Opis gruntów wykonuje się: w terenie - jako badania polowe oraz w laboratorium - jako wstępne badanie dostarczonych próbek w celu podziału na grupy o zbliżonych właściwościach i właściwego wyznaczenia reprezentatywnych próbek do badań laboratoryjnych.

4. PODSUMOWANIE

W zakresie prac związanych z diagnostyką rozumianą tylko, jako rozpoznawanie i badanie podłoża budowlanego opisana metodyka postępowania zgodnie z zaleceniami podanymi w Eurokodzie 7 wydaje się wyczerpana. Zupełnie odmiennym i szerszym zagadnieniem jest problem interpretacji i prezentacji wyników (więcej na ten temat można znaleźć w pracach [4, 6, 18]).

Efektom działalności rzeczoznawcy budowlanego jest najczęściej ekspertyza techniczna lub opinia. Opracowania te powstają na różnych etapach procesu budowlanego i podobnie jest w przypadku geotechniki. Na etapie koncepcyjnym i projektowym powstają najczęściej dokumentacje geotechniczne (geotechniczne warunki posadowienia) i/lub dokumentacje geologiczno-inżynierskie. Ekspertyzy geotechniczne opracowuje się w sytuacji powstania awarii lub katastrofy budowlanej oraz w przypadku wątpliwości ujawnionych na etapie projektowania lub wykonawstwa.

Ekspertyzy technicznej, w przypadku problemów związanych z podłożem, najczęściej nie jest w stanie wykonać rzeczoznawca budowlany działający jednoosobowo z uwagi na jej zakres obejmujący badania podłoża, ocenę konstrukcji i analizę wzajemnych oddziaływań [5].

Ekspertyza geotechniczna zawsze wymaga sprawdzenia warunków gruntowo – wodnych w podłożu innymi metodami, lub znacznie dokładniej niż uczyniono to na etapie projektowym. Stąd jako podsumowanie w tabeli [10] podano zalecane metody badań do określonych problemów geotechnicznych jakie powinno się brać pod uwagę w ramach szeroko pojętej diagnostyki budowlanej w przypadku konieczności oceny warunków geotechnicznych podłoża. Podane zestawienie ma charakter informacyjny, pokazujący zakres niezbędnych badań w celu podjęcia odpowiednich działań w kierunku prawidłowego rozwiązywania problemów geotechnicznych.

Literatura

- [1] Brunarski L., Runkiewicz L.: *Diagnostyka obiektów budowlanych*, Materiały Budowlane 2'2011 (nr 462), s. 2-11.
- [2] Godlewski T.: *Wykonywanie i interpretacja badań polowych wg PN-EN 1997-2*. XXIV Ogólnopolskie WPPK, 2009, t.1, s. 67-108.
- [3] Godlewski T.: *Zastosowanie metod geofizycznych w rozpoznaniu geotechnicznym podłoża*. XXVIII Ogólnopolskie WPPK, 2013, t.1, s. 159-184.
- [4] Godlewski T.: *Interpretacja badań polowych a Eurokod 7*. Acta Scientiarum Polonorum, Architektura-Budownictwo, 2013, 12 (3), s. 61-72.
- [5] Łukasik S.: *Doświadczenia instytutu techniki budowlanej w zakresie rzeczoznawstwa geotechnicznego*. XI

Konferencja Naukowo-Techniczna: Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego, Warszawa-Miedzeszyn, 2010 r., materiały konferencyjne, s. 81-94.

[6] Młynarek Z.: *Metody i ograniczenia w wyznaczaniu parametrów geotechnicznych gruntów w badaniach in situ*. XXVIII Ogólnopolskie WPPK, 2013, t.1, s. 399-440.

[7] PN-81/B-03020: Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[8] PN-B-04481:1988: Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.

[9] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.

[10] PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.

[11] PN-EN 1997-1: 2008/Ap2: 2010 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1. Zasady ogólne. Załącznik krajowy.

[12] PN-EN ISO 22475-1:2006: Rozpoznanie i badania geotechniczne – pobieranie próbek metodą wiercenia i odkrywek oraz pomiary wód gruntowych – Część 1: Techniczne zasady wykonania.

[13] PN-EN ISO 14688-1: Badania geotechniczne – Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis.

[14] PN-EN ISO 14688-2: Badania geotechniczne – Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.

[15] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 poz. 463).

[16] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. 2014, poz. 822 wraz z późn. zm.).

[17] Ustawa z dnia 9 czerwca 2011 r. Prawo geologiczne i górnicze (Dz. U. z 2014 r., poz. 1133 wraz z późn. zm.).

[18] Wysokiński L., Godlewski T., Wszędyrówny-Nast M.: *Zależności regionalne parametrów geotechnicznych na podstawie sondowań CPTU i DMT*. XV KKMIG, Bydgoszcz, Wyd. Uczelniane UTP, 2009, s. 235 -242 .

[19] Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T.: *Projektowanie geotechniczne wg Eurokodu 7*. Poradnik, wyd. ITB, Warszawa 2011, monografia, 289 s.

[20] Wytyczne badań podłoża gruntowego dla potrzeb budowy i modernizacji infrastruktury kolejowej – praca zbiorowa: PIG-PIB, ITB, IBDiM, na zamówienie PKP PLK, Warszawa 2014, 155 s.

DIAGNOSIS OF SUBSOIL ACCORDING TO EUROCODE 7



Robert GERYŁO¹

DIAGNOSTYKA CIEPLNO ENERGETYCZNA BUDYNKÓW

STRESZCZENIE

W referacie opisano zagadnienia związane z oceną charakterystyki energetycznej budynków, izolacyjności cieplnej ich obudowy oraz oceną komfortu cieplnego w pomieszczeniach w okresie letnim. Złożoność problematyki oraz zmiany i rozszerzenie przepisów technicznych dotyczących zagadnień oszczędności energii i izolacyjności cieplnej wymagają od rzeczoznawców budowlanych stosowania szerokiego zakresu metod diagnostycznych. Przedstawiony zestaw metod może być stosowany zarówno w ekspertyzach budynków tradycyjnych, jak i nowoczesnych, ekstremalnie energooszczędnych np. budynków pasywnych energetycznie.

SŁOWA KLUCZOWE: diagnostyka, charakterystyka energetyczna budynków, izolacyjność cieplna, komfort cieplny

1. ZAKRES I CHARAKTERYSTYKA ZAGADNIEŃ OBJĘTYCH DIAGNOSTYKĄ

Współczesne wymagania w zakresie oszczędności energii i izolacyjności cieplnej, jakie stawia się budynkom nowym i poddawanych przebudowie są znacznie ostrzejsze niż w przeszłości. Od roku 2021 wszystkie nowe budynki będą musiały spełniać przyjęte w poszczególnych krajach Unii Europejskiej kryteria niemal zerowego wykorzystania energii. W wielu obiektach przeprowadza się modernizacje polegające na dociepleniu przegród, wymianie okien oraz instalacji grzewczych, przynoszące różne efekty, w tym ekonomiczne, których wielkość zależy głównie od kolejności i zakresu przeprowadzonych działań.

W ostatnim dwudziestoleciu nastąpiły istotne zmiany w technologiach budownictwa, charakteryzujące się obniżeniem współczynnika przenikania ciepła przegród, ale i większym zróżnicowaniem przewodności cieplnej stosowanych materiałów. W nowoczesnych budynkach o bardzo niskim zapotrzebowaniu na ciepło do ogrzewania, obudowa charakteryzuje się dużą szczelnością na infiltracyjne przenikanie powietrza oraz ekstremalnie niskimi wartościami współczynnika przenikania ciepła, zwykle poniżej $0,15 \text{ W}/(\text{m}^2 \times \text{K})$ w części nieprzezroczystej i poniżej $0,8 \text{ W}/(\text{m}^2 \times \text{K})$ w części przezroczystej. W celu zachowania komfortu cieplnego w pomieszczeniach, w okresie letnim wymaga się również zapewnienia ochrony przed przegrzewaniem pomieszczeń zarówno przez zastosowanie urządzeń przeciwsłonecznych, jak i odpowiednią wentylację.

¹ dr inż. Robert Geryło, r.gerylo@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

W zakresie zagadnień objętych diagnostyką wyróżnić można określanie charakterystyki energetycznej budynków i przyczyn nadmiernego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania lub energii do chłodzenia budynku, badania przyczyn niedogrzewania lub przegrzewania pomieszczeń wraz z oceną komfortu cieplnego. Bardziej szczegółowe zagadnienia obejmują natomiast ocenę przyczyn występowania powierzchniowej kondensacji pary wodnej i rozwoju zagrzybienia w obszarze oddziaływania mostków cieplnych w połączeniach przegród i węzłach konstrukcyjnych. Problemy te występują również w nowych budynkach, na ogół w powiązaniu z niedostosowaniem intensywności wentylacji pomieszczeń do emisji wilgoci w pomieszczeniach.

2. DIAGNOSTYKA ENERGETYCZNA BUDYNKÓW

Charakterystyka energetyczna budynku wyraża obliczoną lub zmierzoną ilość energii niezbędną do zaspokojenia zapotrzebowania związanego z typowym użytkowaniem budynku, m.in. energię na potrzeby ogrzewania, chłodzenia, wentylacji, oświetlenia pomieszczeń i przygotowania ciepłej wody. W Ustawie o charakterystyce energetycznej pod pojęciem tym rozumie się zbiór danych i wskaźników energetycznych budynku, określających całkowite zapotrzebowanie na energię niezbędną do ich użytkowania zgodnie z przeznaczeniem. Ustawa określa m.in. zasady sporządzania świadectw charakterystyki energetycznej oraz zasady kontroli systemu ogrzewania i systemu klimatyzacji w budynkach.

Metodę wyznaczania charakterystyki energetycznej budynku określa rozporządzenie z dnia 27 lutego 2015 r. W przyjętej metodzie uwzględnia się parametry techniczne konstrukcji budynku i rodzaje zastosowanych w nim systemów technicznych. Stosuje się dwa sposoby wyznaczania charakterystyki energetycznej oparte na:

- obliczeniach w odniesieniu do standardowego użytkowania budynku,
- monitoringu rzeczywiście wykorzystanej w budynku energii.

W praktyce przeważa stosowanie metody obliczeniowej. Wyniki oceny charakterystyki energetycznej budynków odnosi się do aktualnych wymagań technicznych. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dn. 5 lipca 2013 r., maksymalną dopuszczalną wartość wskaźnika EP określa się jako sumę cząstkowych maksymalnych wartości wskaźnika EP zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną do:

- a) ogrzewania, wentylacji oraz przygotowania ciepłej wody użytkowej, oznaczonego jako EP_{H+W} ,
- b) chłodzenia, oznaczonego jako DEP_C ,
- c) oświetlenia, oznaczonego jako DEP_L .

Roczne zapotrzebowanie na energię, która musi być dostarczona do poszczególnych systemów technicznych grzewczych i chłodzenia zależy od ich sprawności oraz zapotrzebowania budynku na energię użytkową, która:

- w odniesieniu do ogrzewania pomieszczeń jest sumą strat ciepła na drodze jego przenikania przez obudowę oraz przez wymianę powietrza, pomniejszoną o użyteczną część sumy słonecznych i wewnętrznych zysków ciepła,
- w odniesieniu do chłodzenia pomieszczeń jest sumą słonecznych i wewnętrznych zysków ciepła, pomniejszoną o użyteczną część strat ciepła na drodze jego przenikania przez obudowę oraz przez wymianę powietrza.

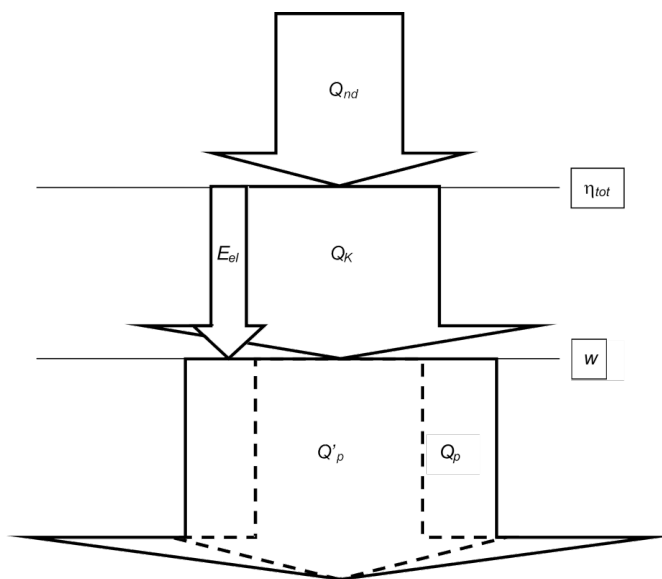
Roczne zapotrzebowanie na energię, która musi być dostarczona do systemu wbudowanego oświetlenia pomieszczeń zależy od wskaźnika normowego oświetlenia jednego metra kwadratowego pomieszczeń budynków niemieszkalnych.

Wartości sprawności systemów technicznych grzewczych i chłodzenia powinny być określone w odniesieniu do przyjętego okresu obliczeniowego wyznaczania zapotrzebowania na energię użytkową. Sezonowa sprawność systemu technicznego grzewczego lub chłodzenia zależy od sprawności cząstkowych:

- wytwarzania ciepła lub efektywności energetycznej wytwarzania chłodu,
- akumulacji ciepła lub chłodu,
- przesyłu ciepła lub chłodu ze źródła do pomieszczeń,
- sprawności regulacji i wykorzystania ciepła lub chłodu w pomieszczeniach.

Stosuje się następującą kolejność postępowania w celu określenia zapotrzebowania budynku na

energię [1, 2]: 1) określenie Q_{nd} – rocznego zapotrzebowania na energię użytkową, 2) ustalenie η_{tot} – całkowitej sprawności systemu technicznego, 3) określenie Q_K – rocznego zapotrzebowania na energię, która musi być dostarczona do systemów technicznych, 4) określenie E_{el} – rocznego zapotrzebowania na pomocniczą energię elektryczną niezbędną do pracy systemów technicznych, 5) określanie współczynników w – nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej w odniesieniu do zastosowanych źródeł energii, 6) określenie Q_p – rocznego zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną, gdy nie zastosowano odnawialnego źródła energii (tzn. $w > 1$). Jeżeli zastosowano odnawialne źródło energii (tzn. gdy $w < 1$) uzyskuje się zmniejszenie rocznego zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną – Q'_p (rys.1).



Rys. 1. Schemat kolejności określania zapotrzebowania budynku na energię (według opisu w tekście) [1, 2]

Duży wpływ na zapotrzebowanie budynku na energię mają lokalne warunki klimatyczne. W zależności od lokalizacji budynku zapotrzebowanie określa się w odniesieniu do miejscowych warunków sezonowych ogrzewania i chłodzenia, a więc „rok” w mianowniku jednostki wskaźnika EP „kWh/(m²·rok)” nie ma uniwersalnego charakteru. Budynki o identycznych rozwiązaniach technicznych, zlokalizowane w dwóch różnych miejscach mogą charakteryzować się zupełnie inną wartością wskaźnika EP. Do określenia wartości wskaźnika EP stosuje się dane klimatyczne z najbliższej względem lokalizacji budynku stacji meteorologicznej, określające tzw. typowe lata meteorologiczne. Podstawowymi wielkościami mającymi wpływ na wartość zapotrzebowania budynku na energię są temperatura powietrza oraz promieniowanie słoneczne. W sezonie ogrzewania najbardziej niekorzystne warunki klimatyczne występują w regionie północno-wschodnim (np. stacja Suwałki) z powodu zarówno niskich wartości temperatury, jak i promieniowania słonecznego.

Zapotrzebowanie budynków na energię może być również ustalane na podstawie rzeczywistego wykorzystania energii, określonego przez kilkuletnie pomiary (w metodzie krajowej przyjęto trzy lata). W ocenie uzyskanych danych na podstawie monitorowania wykorzystania energii w budynku do ogrzewania, należy zwrócić uwagę na reprezentatywność wybranych do oceny sezonów. Na współczesne obserwacje wpływ może również mieć fakt ocieplenia klimatu. Z danych EUROSTAT-u wynika, że w ostatnim trzydziestoleciu przeciętna długość sezonu ogrzewania, wyrażona liczbą „stopniodni” sezonu ogrzewania (tj. sumą dobowych różnic temperatury powietrza zewnętrznego o wartości nie większej niż 15 °C i temperatury wewnętrznej o wartości 18°C), skróciła się w naszym regionie o około 15%. Istotne różnice występują również między mikroklimatem miejskim i w obszarze nieurbanizowanym, w szczególności z powodu występowania zjawiska miejskiej wyspy ciepła, czyli utrzymywaniu się wyższych wartości temperatury powietrza w centrum metropolii.

3. DIAGNOSTYKA CIEPLNA

Diagnostyka cieplna budynków obejmuje przede wszystkim oznaczanie izolacyjności cieplnej przegród zewnętrznych, nieprzezroczystych i przezroczystych oraz połączeń konstrukcyjnych w obudowie, np.: 1) połączenia żelbetowych płyt balkonów, loggii lub tarasów z płytami stropowymi, 2) połączenia żelbetowych ścianek attykowych lub kolankowych stropodachu ze ścianami, mocowania balustrad żelbetowych, 3) żelbetowe wsporniki do oparcia muru elewacyjnego, gzymsy, itp. elementy architektoniczne, 4) połączenia ścian logii ze ścianami budynku, mocowanie żelbetowych pionowych elementów zacieniaczy, 5) mocowanie w stropach żelbetowych konstrukcji metalowych, np. daszków, zacienień.

Diagnostyka w zakresie izolacyjności cieplnej wiąże się na ogół z oceną spełnienia wymagań dotyczących:

- oszczędności energii (maksymalne dopuszczalne współczynniki przenikania ciepła przegród zewnętrznych),
- ochrony przed powierzchnią kondensacją pary wodnej, umożliwiającą rozwój grzybów pleśniowych (minimalna dopuszczalna wartość współczynnika temperaturowego wewnętrznej powierzchni obudowy $f_{Rsi,min}$, czyli minimalna temperatura powierzchni wyrażona bezwymiarowo, niezależnie od wartości temperatury środowiska wewnętrznego i zewnętrznego).

3.1. Termowizja - detekcja wad w podczerwieni

Do badań diagnostycznych często stosuje się współcześnie metodę termowizyjną. Aparaty rejestrujące rozkład temperatury promieniowania powierzchni przegród, mierzą w zakresie długości fali od kilku do kilkunastu μm , a dzięki matrycy kilkuset tysięcy czujników uzyskuje się obraz o rozdzielczości do 1024×768 pikseli. Do badań termowizyjnych trudno dostępnych miejsc w budynkach, wykorzystuje się dzisiaj bezzałogowe statki lotnicze, czyli tzw. drony [3].

Na uzyskiwany obraz termalny obiektu ma istotny wpływ nie tylko rzeczywista temperatura jego powierzchni, ale również:

- jej właściwości radiacyjne (emisyjność),
- rozkład temperatury w otoczeniu (tzw. „scena termograficzna”),
- ustawienie osi optycznej aparatu (najlepiej prostopadle do badanej powierzchni).

Po obu stronach badanej przegrody powinny panować warunki, które można uznać za ustalone (nie wielkie zmiany temperatury i ciśnienia w środowisku zewnętrznym i wewnętrznym), a różnica temperatury środowisk powinna być wystarczająco duża (nie mniej niż 20 K). Wówczas na podstawie obrazu rozkładu temperatury powierzchni przegrody, można wykrywać niejednorodności właściwości cieplnych badanej przegrody, które mogą wynikać:

- z lokalnego braku izolacji cieplnej,
- pogorszenia właściwości cieplnych zastosowanych materiałów spowodowanych ich zawilgoceniem,
- nieszczelności, przez które odbywa się przepływ powietrza.

Prawidłowe wskazanie anomalii w obrazie cieplnym i ich ocena zależą od doświadczenia osoby prowadzącej badanie. Szczegółowe wytyczne prowadzenia jakościowych badań wad cieplnych w przegrodach zewnętrznych budynku metodą termowizyjną podaje norma PN-EN 13187 [4]. Wykorzystanie obrazów termalnych do badań ilościowych, np. w celu dokładnego określania strat ciepła przez przenikanie jest trudne, w praktyce często wręcz niewykonalne. Metoda termowizyjna umożliwia jednak wykrycie mostków cieplnych, czyli miejsc w obudowie, w których opór cieplny jest lokalnie zmniejszony.

3.2. Badania oporu cieplnego przegród

W praktyce, zwykle można wystarczająco dokładnie zidentyfikować opór cieplny badanych przegród budynków na podstawie zweryfikowanych przez obmiary, oględziny i ewentualne odkrywki grubości warstw materiałowych oraz założonych wartości współczynnika przewodzenia ciepła zastosowanych

materiałów, np. na podstawie danych normowych lub informacji o wyrobach dostępnych na rynku budowlanym. Kiedy nie jest to możliwe konieczne jest zbadanie oporu cieplnego. W przypadku przegrody zbudowanej z jednorodnych cieplnie warstw materiałowych może być stosowana metoda polegająca na pomiarach gęstości strumienia ciepła na powierzchni przegrody (rys.2) i temperatury wewnętrznej oraz zewnętrznej powierzchni tej przegrody. W warunkach ustalonego jednowymiarowego przepływu ciepła opór cieplny przegrody oblicza się wg wzoru:

$$R = \frac{\Delta\theta}{q} - R_{hfm} \quad (1)$$

gdzie: $\Delta\theta$ – zmierzona różnica temperatury powierzchni przegrody, w K; q – zmierzona gęstość strumienia ciepłego, w W/m², R_{hfm} – opór cieplny przetwornika gęstości strumienia ciepła m²×K/W.

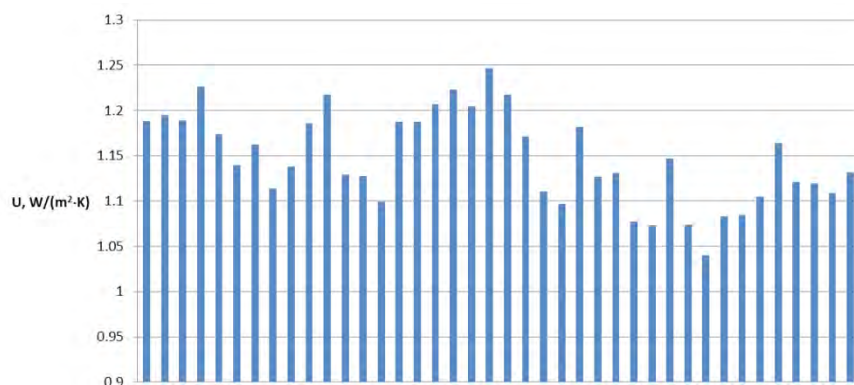
Metoda jest znana od lat 60-tych, przy czym główne problemy w jej stosowaniu wynikają z niestabilnych warunków wymiany ciepła podczas badań in situ oraz zaburzenia pola temperatury w przegrodzie, które wywołuje stykający się z nią przetwornik. Analiza wpływu czasu badań na identyfikowaną wartość oporu cieplnego prowadzona była m.in. w ITB w latach 1989-90 [5, 6, 7, 8]. Sposób uwzględnienia wpływu zaburzenia pola temperatury w przegrodzie, które wywołuje stykający się z nią przetwornik, opisano w [9]. Podstawy opisywanej metody badań in situ oporu cieplnego przegród zawarto w normie ISO [10].



Rys. 2. Przykładowe przetworniki gęstości strumienia ciepła na sygnał elektryczny wykorzystywane w ITB (źródło: <http://ahlborn.de>)

Metoda ta może być również stosowana w badaniach in situ izolacyjności cieplnej szyb zespolonych zastosowanych w oknach i innych przegrodach przeszklonych. Z uwagi na duży udział w powierzchni przegrody przezroczystej, zwykle powyżej 70%, współczynnik przenikania ciepła szyby ma decydujące znaczenie dla izolacyjności całego wyrobu. Dotychczas nie ma ustanowionej normowej metody badań współczynnika przenikania ciepła szyby zespolonej o rzeczywistych wymiarach i w rzeczywistych warunkach jej eksploatacji, istnieje jednak możliwość zmierzenia współczynnika przenikania ciepła szyby zespolonej w oknie, metodą wykorzystującą przetworniki gęstości strumienia ciepła umiejscowione w centralnej części szyby zespolonej, poza zasięgiem oddziaływania mostka cieplnego na połączeniu rama-szyba.

Do badania laboratoryjnego wymagane jest dostarczenie np. skrzydła okiennego, co praktykuje się w badaniach do ekspertyz sądowych. W warunkach in situ wartość współczynnika przenikania ciepła szyby zespolonej może być oznaczona w nocy przy odpowiednio dużej różnicy temperatury (najlepiej nie mniej niż 20 K). W godzinach dziennych promieniowanie słoneczne powoduje zmniejszenie przenikania ciepła przez przetwornik. Na podstawie wyników rejestracji w pozostałych godzinach można określić uśrednioną wartość współczynnika przenikania ciepła. Przykładowy rozkład średnich dobowych wartości współczynnika przenikania ciepła, rejestrowanych przez kilkanaście dni w lutym 2014 r., pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Przykładowe wyniki oznaczenia współczynnika przenikania ciepła szyby zespolonej w warunkach in situ. Około 10 procentowy rozrzut spowodowany jest wpływem zmian warunków cieplnych w kolejnych dniach okresu pomiarowego na przenikalność cieplną szyby zespolonej.

3.3. Diagnostyka cieplna na podstawie komputerowej symulacji pola temperatury

Często występującym problemem jest lokalne zagrzybenie na wewnętrznej powierzchni obudowy, zwykle w obszarze oddziaływania mostków cieplnych. W praktyce eksperckiej głównie sprawdza się następujące możliwe przyczyny wystąpienia zagrzybenia:

- błędne zaprojektowanie węzła konstrukcyjnego z uwagi na jego jakość cieplną, na ogół polegające na lokalnym braku izolacji cieplnej,
- niewłaściwe wykonanie, polegające np. na braku przewidzianej w projekcie izolacji cieplnej,
- sposób użytkowania pomieszczenia decydujący o niekorzystnych warunkach cieplnych i wilgotnościowych, zwykle spowodowanych niedostosowaniem intensywności wentylacji do emisji wilgoci.

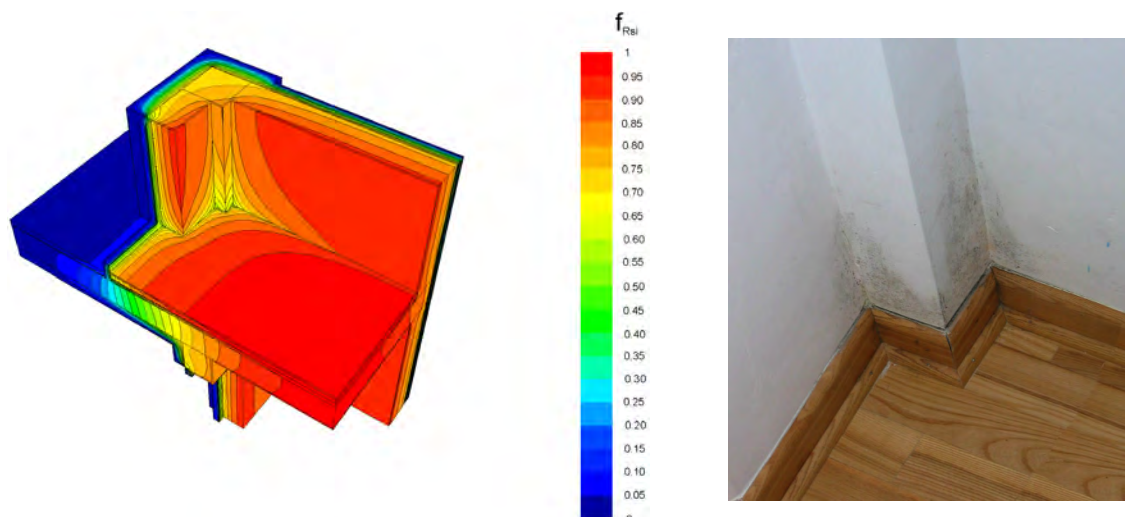
Z dotychczasowych doświadczeń wynika, że najczęściej występują jednocześnie:

- niewłaściwe zaprojektowanie węzła konstrukcyjnego pod względem jego jakości cieplnej,
- niedostosowanie intensywności wentylacji do emisji wilgoci w pomieszczeniu.

Przyjmuje się, że warunkiem koniecznym do rozwoju zagrzybenia jest kondensacja kapilarna w wierzchniej warstwie materiału przegrody (dawniej kondensacja pary wodnej na jej powierzchni). W PN-EN ISO 13788 [11] zakłada się, że prawdopodobieństwo wystąpienia zagrzybenia na wewnętrznej powierzchni masywnych przegród, w przypadku materiałów o budowie kapilarno-porowatej jest niewielkie, jeżeli średnia miesięczna wilgotność względna powietrza wewnętrznego przy tej powierzchni pozostaje niższa od 80 %. Sprawdzenie polega wówczas na porównaniu minimalnej wartości temperatury wewnętrznej powierzchni obudowy w stanie ustalonym (średnie miesięczne), z wartością krytyczną tej temperatury, która uwzględnia przeciętne eksploatacyjne warunki cieplne i wilgotnościowe w pomieszczeniu.

Z uwagi na wielowymiarowy charakter pola temperatury w obszarze węzłów konstrukcyjnych minimalną temperaturę $\theta_{si,min}$ wyznacza się na podstawie komputerowych obliczeń symulacyjnych (rys. 4). Znajac wartość $\theta_{si,min}$ w określonych warunkach temperatury wewnętrznej θ_i , można określić maksymalną dopuszczalną z uwagi na ochronę przed kondensacją powierzchniową umożliwiającą rozwój zagrzybenia, wilgotność względną powietrza w pomieszczeniu według wzoru:

$$\varphi_{i,dop.} = 0,8 \cdot \frac{e^{\frac{17,3 \cdot \theta_{si,min}}{237,5 + \theta_{si,min}}}}{e^{\frac{17,3 \cdot \theta_i}{237,5 + \theta_i}}} \cdot 100\% \quad (2)$$

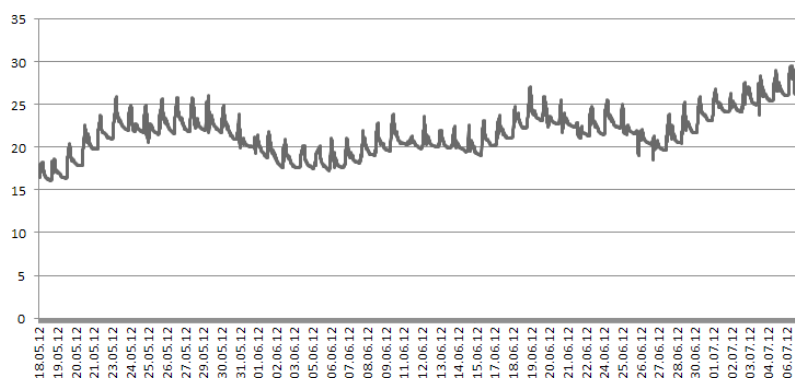


Rys. 4. Przykład zastosowania obliczeń trójwymiarowego pola temperatury w węźle konstrukcyjnym, w którym rozwinęło się zagrzybienie [12].

3.4. Diagnostyka przyczyn przegrzewania w okresie letnim

Wymagania dotyczące ochrony przed przegrzewaniem pomieszczeń w okresie letnim wprowadzono do przepisów technicznych w Polsce w 2008 r.. Podstawowym celem było zabezpieczenie komfortowych warunków użytkowania oraz ograniczenie zapotrzebowania na energię do chłodzenia pomieszczeń w budynkach wyposażonych w taki system techniczny. We współczesnych budynkach często stosuje się duże powierzchnie przegród przezroczystych, które mogą być narażone na bezpośrednie promieniowanie słoneczne i bez dostatecznej osłony mogą przyczyniać się do przegrzewania pomieszczeń. Wielkością mającą wpływ na podatność pomieszczeń na przegrzewanie jest pojemność cieplna budynku. Im większa pojemność cieplna przegród przypadająca na jednostkę powierzchni pomieszczenia, tym większe mogą być powierzchnie przegród przezroczystych, bez zwiększenia ryzyka przegrzewania.

W badaniach, w takich budynkach często rejestruje się wysokie wartości temperatury promieniowania: średniej w pomieszczeniu (termometrem w postaci termopary umieszczonej w poczernionej sferze) i określonej na powierzchni zwróconej w kierunku okna (z wykorzystaniem poczernionego płaskiego miernika gęstości strumienia ciepła) - przykładowy wykres pokazano na rys. 5. Takim wartościom odpowiada wysoka wartość przewidywanego procentu niezadowolonych (zwykle powyżej 75 %). Metodę badań komfortu określają PN-EN 15251 [13], PN-EN ISO 7730 [14], PN-EN ISO 7726 [15].



Rys. 5. Przykład wyników rejestracji płaszczyznowej temperatury promieniowania w kierunku okna w przegrzewanym pomieszczeniu

4. UWAGI KOŃCOWE

Złożoność problematyki oraz zmiany i rozszerzenie przepisów technicznych dotyczących zagadnień oszczędności energii i izolacyjności cieplnej wymagają od rzeczoznawców budowlanych sprostania nowemu wyzwaniu stosowania szerokiego zakresu metod diagnostycznych. Przedstawiony zestaw metod może być stosowany zarówno w budynkach tradycyjnych, jak i nowoczesnych, ekstremalnie energooszczędnych np. budynkach pasywnych energetycznie.

Przeprowadzanie ekspertyz z zakresu diagnostyki charakterystyki energetycznej budynków, izolacyjności cieplnej obudowy i komfortu cieplnego w pomieszczeniach może wymagać zorganizowania zespołu specjalistów. Rolą doświadczonego rzeczoznawcy budowlanego jest koordynowanie poszczególnych prac badawczych, w ramach takiej diagnostyki.

Większość przedstawionych metod opiera się na normach (obecnie są to najczęściej normy ze zbiorów PN-EN lub PN-EN ISO), których stosowanie wiąże się z koniecznością stosowania odpowiedniej aparatury i przestrzegania szczegółowych procedur. Uwzględnienie tych standardów przyczynia się jednak do uzyskania miarodajnych wyników badań i najwyższej jakości prac eksperckich.

Literatura

- [1] Geryło R.: *Obliczenia charakterystyki energetycznej budynków uwzględniającej wpływ cieplnych właściwości wyrobów budowlanych*, Instytut Techniki Budowlanej, 2014
- [2] Geryło R. : *Nowoczesny standard energetyczny budynków*, Oficyna Wydawnicza POLCEN, 2015
- [3] Krawczyk J.M., Mazur A.M., Sasin T., Stokłosa A.W.: *Infrared Building Inspection With Unmanned Aerial Vehicles*. Transactions of the Institute of Aviation, no. 3(240), pp. 32-48, Warsaw 2015
- [4] PN-EN 13187 Właściwości cieplne budynków. Jakościowa detekcja wad cieplnych w obudowie budynku. Metoda podczerwieni
- [5] Pogorzelski J. A. z zespołem: *Wpływ czasu pomiarów na identyfikowaną wartość oporu cieplnego przegród w budynkach*, Materiały XXXVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB Krynica '90
- [6] Kossecka E., Kośny J.: *Metodyka opracowywania danych pomiarowych przy wyznaczaniu oporów cieplnych ścian budynków*, IV Konferencja Naukowo-Techniczna Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce, Łódź 1993
- [7] Kossecka E., Kośny J., Christian J.E.: *Analiza błędów wyznaczania oporów cieplnych ścian budynków w warunkach naturalnych*, XXXIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Krynica 1993
- [8] Kossecka E.: *Wybrane zagadnienia dynamiki cieplnej ścian budynków*, PAN KILiW IPPT, Studia z zakresu inżynierii nr 48, Warszawa 1998
- [9] Standaert P., *CYLI computer program to calculate steady state heat transfer in axi-symmetrical object*, PHYSI-BEL 1998
- [10] ISO 9869:1994 Thermal Insulation Building Elements In situ measurement of thermal resistance and thermal transmittance
- [11] PN-EN ISO 13788 Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku - Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa - Metody obliczania
- [12] Szudrowicz B z zespołem., *Doświadczenia ITB jako instytucjonalnego rzeczoznawcy w zakresie problematyki specjalistycznej odnoszącej się do fizyki budowli i ochrony środowiska*, XI Konferencja naukowo-techniczna: Problemy rzeczoznawstwa budowlanego, Warszawa Miedzeszyn, 14-16 kwietnia 2010 r. s. 103-120
- [13] PN-EN 15251 Parametry wejściowe środowiska wewnętrznego dotyczące projektowania i oceny charakterystyki energetycznej budynków, obejmujące jakość powietrza wewnętrznego, środowisko cieplne, oświetlenie i akustykę
- [14] PN-EN ISO 7730 Ergonomia środowiska termicznego - Analityczne wyznaczanie i interpretacja komfortu termicznego z zastosowaniem obliczania wskaźników PMV i PPD oraz kryteriów lokalnego komfortu termicznego
- [15] PN-EN ISO 7726 Ergonomia środowiska termicznego - Przyrządy do pomiaru wielkości fizycznych

THERMAL AND ENERGY DIAGNOSTICS OF BUILDINGS



Paweł SULIK¹

DIAGNOSTYKA PRZECIWPOŻAROWA BUDYNKÓW

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono podstawowe informacje pozwalające na ocenę wybranych elementów konstrukcyjnych i ogólnobudowlanych, w zakresie bezpieczeństwa pożarowego budynku. Szczególną uwagę poświęcono materiałom konstrukcyjnym, tj. stal, beton, elementy murowe i zespolone, powszechnie stosowane we współczesnym budownictwie.

SŁOWA KLUCZOWE: bezpieczeństwo pożarowe budynków, odporność ogniowa, reakcja na ogień, rozprzestrzenianie ognia.

1. WPROWADZENIE

Ocena w zakresie bezpieczeństwa pożarowego budynków nie jest zagadnieniem jednowymiarowym, czy banalnym. Dotyczy ona wielu aspektów, które wynikają z drugiego wymagania podstawowego [1], które narzuca by obiekty budowlane w przypadku zagrożenia pożarem zachowały nośność przez określony w przepisach czas [2], ograniczały rozprzestrzenianie się dymu i ognia w obiekcie, uniemożliwiały jego rozprzestrzenianie na sąsiednie budynki, pozwalały na ewakuację osób zagrożonych oraz prowadzenie akcji ratowniczej. Nieprzypadkowo jako pierwsza wymieniona jest nośność, co nierozdzielnie jest związane ze spełnieniem kryteriów odporności ogniowej. Niespełnienie kryterium nośności oznaczałoby zawalenie się fragmentu lub całego obiektu, utrudniło lub uniemożliwiło ewakuację i rozprzestrzeniło ogień.

Problematyka z diagnozowaniem czy oceną elementów budowlanych w kontekście spełnienia wymagań pożarowych polega na tym, że zazwyczaj podczas normalnego użytkowania budynków nie jesteśmy w stanie ocenić czy dany element posiada deklarowane cechy ogniowe czy nie. Bardzo trudno określić jaką odporność ogniową mają np. drzwi przeciwpożarowe [3] bez ich zbadania /spalenia/ (Rys.1). Podobnie jest z większością złożonych układów tj. świetlikami, bramami, elementami warstwowymi, kablami, itp. Jedynie w niektórych przypadkach jesteśmy w stanie powiedzieć o materiale niepalny, np. na podstawie wykazu zawartego w decyzjach Komisji Europejskiej publikowanych w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej [4]. Podobnie jest z odpornością ogniową, którą w wybranych przypadkach, dzięki Eurokodom, jesteśmy w stanie szacować obliczeniowo np. w przypadku prostych elementów drewnianych [5], betonowych [6] czy stalowych [7], i to nie zawsze jak pokazują doświadczenia badawcze.

¹ dr inż., Paweł Sulik, p.sulik@itb.pl, Instytut Techniki Budowlanej

Z uwagi na specyfikę cech ogniowych, które możemy podzielić na trzy podstawowe grupy: reakcja na ogień, rozprzestrzenianie ognia, odporność ogniowa. Precyzyjne ich sprawdzenie na obiekcie ma po pierwsze zawsze charakter niszczący (trzeba wybrany element lub jego fragment spalić), po drugie jest możliwe do zgrubnego oszacowania (zazwyczaj bez określenia klasy, wyjątek stanowią niektóre elementy konstrukcyjne np. betonowe) lub bez doświadczenia badawczego jest niemożliwe do oszacowania. Nieprzypadkowo też dla wyrobów z cechą „ognioodporności” bardzo często zaliczanych do 1-go systemu oceny stałości właściwości użytkowych, wymagana jest obowiązkowa certyfikacja, co wskazuje na dużą odpowiedzialność jaką się przypisuje tego typu wyrobom.



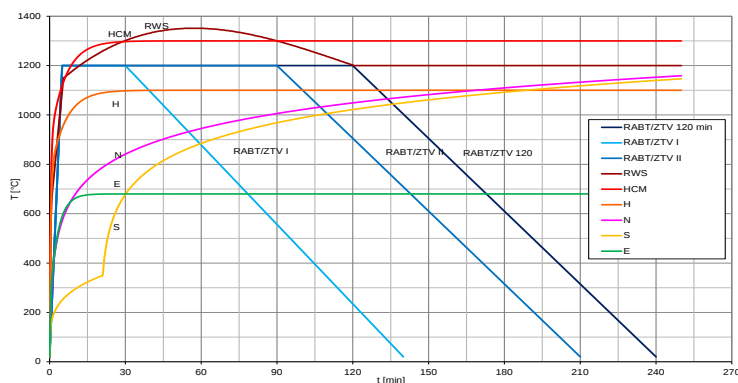
Rys. 1. Widok nienagrzewanej powierzchni aluminiowych profilowych drzwi jednoskrzydłowych (o wysokości > 3 m), o deklarowanej odporności ogniowej EI₁ 30 przed i po badaniu w zakresie odporności ogniowej [źródło: archiwum ITB]

Biorąc pod uwagę tak dużą różnorodność materiałów i elementów budowlanych, w referacie ograniczono się do zaprezentowania kilku charakterystycznych elementów oceny bezpieczeństwa pożarowego elementów budowlanych, z pominięciem czynnych zabezpieczeń przeciwpożarowych (czujki, tryskacze, DSO, itp.).

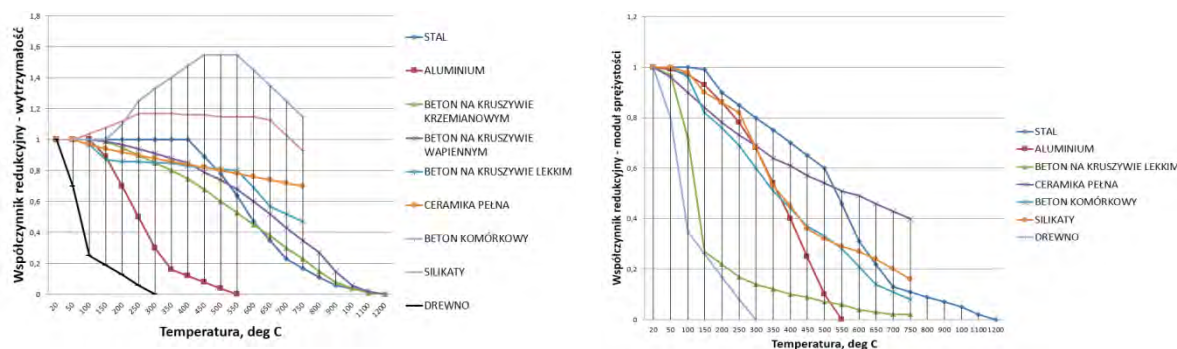
2. ELEMENTY KONSTRUKCYJNE

Diagnostykę przeciwpożarową budynków stosunkowo najłatwiej przeprowadzić dla podstawowych elementów konstrukcyjnych. Rozpatrując podstawowe materiały konstrukcyjne: beton, stal, ceramika, silikaty, drewno, tylko drewno jest materiałem palnym i zazwyczaj w badaniach reakcji na ogień uzyskuje klasę D. Po odpowiednim zaimpregnowaniu środkami niepalniasjącymi możliwe jest uzyskanie klasy B. Pozostałe wymienione materiały są materiałami niepalnymi, klasy A1, przy czym jeżeli w betonie występuje więcej niż 1% części organicznych, to trzeba to potwierdzić badaniami. Intuicyjnie słowo niepalny oznacza bezpieczny pożarowo, co niestety nie jest prawdą. Co prawda takie materiały nie będą stanowiły paliwa dla ognia, czyli nie będą go podtrzymywały, jednakże wykonane z nich elementy wcale nie muszą zachować się bezpiecznie w ogniu. Dotyczy to w szczególności stali, a w jeszcze większym stopniu stopów aluminium, które w temperaturze ok 700°C topią się. Stal, co prawda w typowym pożarze (Rys. 2) nie stopi się, jednakże bardzo szybko ulegnie redukcji jej wytrzymałości i modułu sprężystości (Rys. 3) powodując duże deformacje i w konsekwencji utratę nośności. W zasadzie jedynie bardzo mało wyężone elementy stalowe, a więc nieekonomicznie zaprojektowane, mogą być zastosowane bez biernego zabezpieczenia ogniochronnego i wykazać się odpornością ogniową rzędu R30. W przypadku poprawnie wykonanego projektu konstrukcji stalowej, należy zakładać brak odporności ogniowej konstrukcji i stosować zabezpieczenia ogniochronne, najczęściej w formie farb pęczniących lub mas

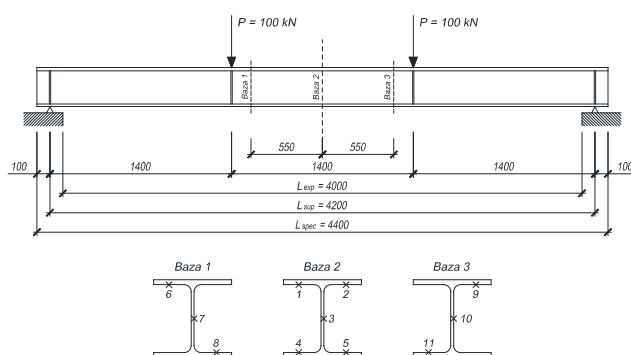
natryskowych. Istotną zaletą konstrukcji stalowych jest duża zbieżność pomiędzy wynikami badań i obliczeniami wg EC3, co zostało potwierdzone w ramach badań porównawczych zorganizowanych przez EGOLF. Opisany w pracy [8] przypadek, dotyczył dwóch belek HEB 300, wykonanych ze stali S460, o rozpiętości 4200 mm, obciążonych dwoma siłami, w 1/3 rozpiętości z każdej strony od podpory (łącznie 2 siły po 100 kN). Nośność ogniową belki wyznaczono trzema metodami: wg EC3, wykorzystując analizę numeryczną oraz przeprowadzając badanie odporności ogniowej w piecu poziomym (Rys. 4). Uzyskane wyniki przedstawiono w Tablicy 1.



Rys. 2. Krzywe nagrzewania temperatura czas (E – zewnętrzna, S – powolne nagrzewanie, N – normowa, standardowa, H – węglowodorowa, HCM – zmodyfikowana węglowodorowa, RWS – tunelowa, RABT – niemiecka tunelowa)



Rys. 3. Redukcja wytrzymałości i modułu sprężystości dla wybranych materiałów konstrukcyjnych w zależności od temperatury [źródło: archiwum ITB]



Rys. 4. Schemat statyczny badanej belki stalowej oraz widok elementu próbnego przed badaniem, [źródło: archiwum ITB]

	Badania wg PN-EN 1365-3 i klasyfikacja wg PN-EN 13501-2	Obliczenia wg PN-EN 1993-1-2	Analiza numeryczna
Czas do zniszczenia	33 min 15 s	29 min 55 s	29 min 0 s
Klasa odporności ogniowej	R 30	R 20	R 20

Tab. 1. Porównanie wynikowej odporności ogniowej belki zginanej HEB 300

Nieco odmienna sytuacja występuje w przypadku konstrukcji betonowych. Związane jest to z cechami izolacyjnymi betonu, który w przypadku konstrukcji żelbetowych stanowi naturalną ochronę dla stali zbrojeniowej również w sytuacji ogniowej, co powoduje, że w znacznej części przypadków konstrukcja żelbetowa „broni się” sama przed działaniem pożaru. Takie cechy betonu wynikają z procesów zachodzących w nim podczas ogrzewania, do których zaliczamy:

- 100°C – odparowywanie wody,
- 100°C÷300°C – odpryskiwanie termiczne betonu. Im beton szczelniejszy tym większe odpryski,
- 100°C÷800°C – dehydratacja (odwadnianie) składników zaczynu cementowego C-S-H,
- 350°C÷900°C – początek przemian zachodzących w kruszywie: żwir - 350°C, krzemianowe - 570°C, wapienne - 650°C, bazaltowe - 700°C,
- 400°C÷600°C – rozkład wodorotlenku wapnia $\text{Ca}(\text{OH})_2$ na CaO i H_2O ,
- 374°C – punkt krytyczny wody,
- 573°C – przemiana kwarcu odmiany a w odmianę b. Jest to proces endotermiczny, któremu towarzyszy gwałtowne zwiększenie objętości materiału – mniejsza odporność na działanie ognia betonów krzemianowych,
- 700°C÷800°C – rozkład węglanu wapnia CaCO_3 na CaO i CO_2 ,
- 1350°C – temperatura topnienia betonu.

Część ogniowa EC2 przewiduje trzy podstawowe metody szacowania odporności ogniowej (tabelaryczna, uproszczona izotermi 500°C lub strefowa oraz zaawansowana bazująca na odpowiedzi termicznej i mechanicznej konstrukcji), przy czym najczęściej, z uwagi na łatwość korzystania, stosowana jest metoda tabelaryczna (Tablica 2). Należy jednakże pamiętać, że zawarte w ogniowej części EC2 tablice mają szereg ograniczeń, które każdorazowo należy sprawdzić.

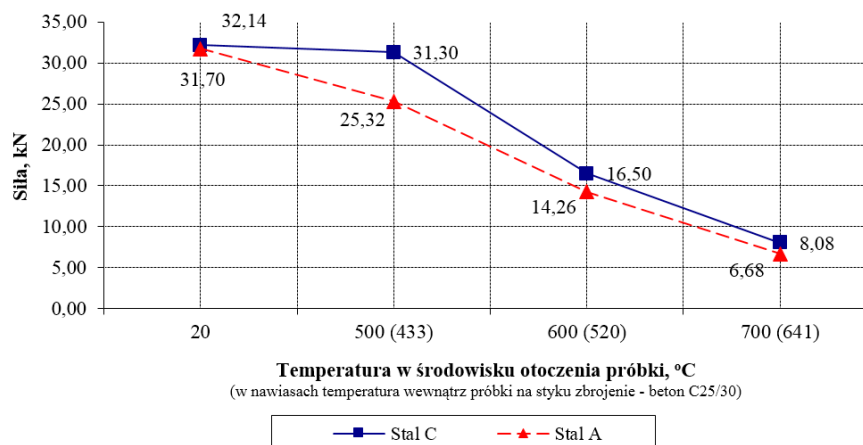
Klasa odporności ogniowej	Minimalne wymiary, mm			
	Grubość płyty h_s , mm	Odległość środka ciężkości zbrojenia a		
		Zbrojenie 1-kierunkowe	Zbrojenie 2-kierunkowe	
			$l_y / l_x \leq 1.5$	$1.5 \leq l_y / l_x \leq 2$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Tab. 2. Minimalne wymiary przekroju żelbetowych płyt stropowych swobodnie podpartych wg EC2

Generalnie jednak, stosowanie EC2 do weryfikacji odporności ogniowej typowych elementów żelbetowych daje bezpieczne przybliżenie. Monitorowanie bezpieczeństwa pożarowego elementów żelbetowych ogranicza się do utrzymania ich właściwego stanu technicznego. Szczególnie niebezpieczne

są wszelkiego typu odpryski betonu lub głębsze zarysowania, dające bezpośredni dostęp do zbrojenia.

W przypadku oceny konstrukcji żelbetowej po pożarze niezwykle istotne jest oszacowanie temperatury do jakiej nagrzał się beton. Należy założyć, że graniczną temperaturą, jest 500°C, powyżej której następuje już nieodwracalna degradacja betonu i znaczne osłabienie jego parametrów wytrzymałościowych, np. przyczepności do stali konstrukcyjnej (Rys. 5 i 6).



Rys. 5. Redukcja siły wrywającej pręt Ø10, przyczepności stali do betonu w zależności od temperatury, [źródło: opracowanie własne]



Rys. 6. Sposób zniszczenia próbki betonowej podczas wyrywania przęta f10 z betonu C25/30 w warunkach normalnych 20°C (z lewej) oraz po nagrzaniu do temperatury 700°C i ostudzeniu do 20°C, [źródło: opracowanie własne]

W przypadku elementów murowych mamy do czynienia z dużą ich różnorodnością (ceramika, sili-katy, beton komórkowy, itp.). Generalnie w przypadku elementów nie drażonych, np. beton komórkowy [10], ceramika pełna, bloczki betonowe, murowanych na zaprawie cementowo-wapiennej, normalnej grubości, tabelaryczne dane zawarte w ogniowej części EC6 pozwalają bezpiecznie oszacować nośność ogniową ściany. Odmiennie przedstawia się sytuacja w przypadku elementów o dużych drażeniach pionowych. Znane są przypadki, kiedy wykorzystując dane tabelaryczne z ogniowej części EC6 wyznaczano nośność ogniową na poziomie REI 240, a weryfikujące badanie w dużej skali dawało wynik REI 45 (Rys. 7). Wskazuje to na możliwość znacznego przeszacowania rzeczywistych parametrów ogniowych ściany wykonanej z pustaków o dużych drażeniach. Znacznie łagodniej w sytuacji ogniowej zachowują się elementy o większej ilości drobnych drażeń, które podczas badania odpadają, łuszczą się etapami, nie niszcząc od razu całej ściany.

Bardzo ostrożnie należy również podchodzić do obliczeń z uwagi na pożar wg EC4. Konstrukcje zespolone, z uwagi na różnorodność materiału, bardzo różnie zachowują się w sytuacji ogniowej, dlatego też w ocenie autora, potwierdzonego badaniami, należy bardzo ostrożnie stosować zawarte w EC4 algorytmy wyznaczania odporności ogniowej. Ostatnie badania przeprowadzone w Laboratorium Badań Ogniowych ITB w Pionkach wykazały rzeczywistą odporność ogniową na poziomie R45, zamiast deklarowanej R120.



Rys. 7. Zniszczenie ściany z pustaków o dużych drażeniach podczas badania odporności ogniowej (obliczeniowo REI 240, weryfikacja badawcza REI 45), z lewej; sposób „łuszczenia” kolejnych warstw pustaków o dużej ilości małych drażeń, widok po badaniu [źródło: archiwum ITB]

Literatura

- [1] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (EU) nr 305/2011 z 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG.
- [2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie /z późniejszymi zmianami/.
- [3] Izydorczyk D., Sędłak B., Sulik P.: *Problematyka prawidłowego odbioru wybranych oddzieleń przeciwpożarowych*. Materiały Budowlane, 11/2015, 62-64.
- [4] Sulik P., Roszkowski P.: *Bezpieczeństwo pożarowe dachów: Reakcja na ogień i rozprzestrzenianie ognia przez dachy – cz. 1*, Inżynier Budownictwa, 2015, 4, s. 104-109.
- [5] Woźniak G., Roszkowski P., *Projektowanie konstrukcji drewnianych z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 5*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2013.
- [6] Woźniak G., Turkowski P., *Projektowanie konstrukcji z betonu z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 2*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2013.
- [7] Turkowski P., Sulik P., *Projektowanie konstrukcji stalowych z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 3*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2015.
- [8] Sulik P., Turkowski P., Łukomski M.: *Porównanie metod oceny odporności ogniowej konstrukcji stalowych*, Materiały Budowlane, nr 11/2015, 62-64.
- [9] *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, 2013.
- [10] Z Zapotoczna-Sytek G., Sulik P., Woźniak G., Abramowicz M., *Przegrody budowlane wykonane z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK), a bezpieczeństwo pożarowe*. Dni betonu: Tradycja i nowoczesność, 8 Konferencja. Wisła, 13-15 października 2014 r., s. 803-814

EVAULATION OF FIRE SAFETY IN BUILDINGS



Krzysztof KUCZYŃSKI¹, Marzena JAKIMOWICZ²

OCENA TECHNICZNA LEKKICH PRZEGRÓD BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

Lekkie przegrody budowlane oraz ich elementy takie jak okna i drzwi są wykonywane w bardzo zróżnicowanych technologiach i z różnych materiałów. Niezależnie od tego jaki materiał jest wykorzystywany do ich wykonania (drewno, metal, PVC itp.) lekkie przegrody budowlane powinny spełniać wymagania w zależności od miejsca ich wbudowania i przeznaczenia. Powinny być tak zaprojektowane, by spełniały wymagania w zakresie nośności, użyteczności, izolacyjności akustycznej, izolacyjności termicznej (dla przegród zewnętrznych), ochrony przeciwpożarowej, odporności na włamanie i innych właściwości użytkowych. Kompleksowa ocena lekkich przegród budowlanych powinna obejmować kontrolę materiałów i komponentów składowych, sprawdzenie czy spełnione są wymagania stawiane dla całej przegrody oraz weryfikację poprawności jej wbudowania. Podkreślić należy, że niezwykle istotne jest nie tylko samo zaprojektowanie i zmontowanie przegrody, ale również sposób w jaki została wbudowana.

W procesie oceny przegrody budowlanej można wyróżnić poszczególne etapy: kontrola jakości elementów składowych, potwierdzenie deklarowanych właściwości użytkowych przegrody (dokumentacja), poprawność montażu oraz badania laboratoryjne z przypisanymi metodami badań bądź badania obiektowe. Ocena przegrody budowlanej jest różna w zależności od tego, jaki jest to wyrób budowlany i jakimi powinien charakteryzować się właściwościami. Różnice te wynikają z konstrukcji przegrody i jej przeznaczenia.

SŁOWA KLUCZOWE: przegrody, ściany, ściany osłonowe, płyty warstwowe, przegrody z płyt warstwowych, ściany działowe, okna

1. WSTĘP

Przegrody budowlane można zdefiniować jako elementy budowli oddzielające jej wnętrze od otoczenia zewnętrznego lub też wydzielające w jej wnętrzu pomieszczenia, np. ściana, strop, krata. Różni się przegrody budowlane stałe i ruchome oraz pełne i ażurowe. Stąd też przegrody budowlane można najprościej podzielić na zewnętrzne i wewnętrzne. Dodatkowo, zgodnie z tematyką referatu, możliwe jest doprecyzowanie definicji o przymiotnik lekkie.

1 dr inż. Krzysztof Kuczyński, k.kuczynski@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

2 mgr inż. Marzena Jakimowicz, m.jakimowicz@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

Lekkie przegrody budowlane są to rozwiązania izolacyjno konstrukcyjne o masie na ogół nie przekraczającej 100 kg/m^2 w przypadku ścian osłonowych metalowo-szkłanych i 25 kg/m^2 w przypadku, gdy przegroda wykonana jest z płyt warstwowych. Stosowane są jako: ściany osłonowe, pokrycia dachowe, ściany działowe, ściany nośne – tylko sporadycznie, w małych obiektach tymczasowych i przewoźnych. Lekkie przegrody budowlane charakteryzuje stosunkowo mała masa, możliwość montażu praktycznie niezależnie od pory roku, mniejsze zużycie materiałów na konstrukcję nośną, możliwość dostosowania do dowolnego kształtu bryły budynku, łatwość demontażu, możliwość uzyskiwania interesujących rozwiązań pod względem estetycznym.

Lekkie przegrody budowlane oraz ich elementy jak okna i drzwi są wykonywane w bardzo zróżnicowanych technologiach i z różnych materiałów. Ściany osłonowe, z uwagi na ich konstrukcję, można podzielić na: metalowo-szkłane, z płyt warstwowych, kasetonowe. Lekkie ściany wewnętrzne wykonywane są jako gipsowo-kartonowe (ze szkieletem z profili metalowych lub drewnianych) lub szkieletowe (z profili metalowych, tworzywowych lub drewnianych) z wypełnieniem przdziernym, lub nieprzdziernym. Elementy stanowiące część przegrody tj. okna i drzwi wykonywane są z takich materiałów jak aluminium, tworzywa sztuczne, stal, drewno (w tym drewno klejone warstwowo).

Niezależnie od tego jaki materiał jest wykorzystywany do wykonania lekkiej przegrody budowlanej powinna ona spełniać wymagania zależne od miejsca jej wbudowania i przeznaczenia. Lekkie przegrody budowlane powinny być tak zaprojektowane, by spełniały wymagania w zakresie nośności, użyteczności, izolacyjności akustycznej, izolacyjności termicznej (dla przegród zewnętrznych), ochrony przeciwpożarowej, odporności na włamanie. Są to wymagania określające właściwości przegrody. Niezależnie od tego stawiane są wymagania dla materiałów i komponentów, z których wykonywane są przegrody.

Kompleksowa ocena lekkich przegród budowlanych powinna obejmować kontrolę materiałów i komponentów, sprawdzenie czy spełnione są wymagania stawiane dla całej przegrody oraz weryfikację poprawności jej wbudowania. Podkreślić należy, że niezwykle istotne jest nie tylko samo zaprojektowanie i zmontowanie przegrody, ale również sposób w jaki została wbudowana.

W procesie oceny przegrody budowlanej można wyróżnić poszczególne etapy: kontrola jakości elementów składowych, potwierdzenie deklarowanych właściwości użytkowych przegrody (dokumentacja), poprawność montażu. Zachodzi pytanie, które z wymienionych wymagań można sprawdzić bezpośrednio na obiekcie. W pierwszej kolejności powinny zostać zweryfikowane dokumenty formalne, w tym deklaracja właściwości użytkowych. Dokument ten stanowi zapewnienie producenta, że jego wyrób/zestaw wyrobów spełnia zadeklarowane parametry. Tym samym możliwe jest zweryfikowanie czy parametry te są zgodne z projektem. Deklaracja właściwości użytkowych może być udostępniona w formie papierowej lub elektronicznej. W drugim etapie należy ocenić zgodność wykonania przegrody z projektem i dokumentacją techniczną, a finalnie poprawność wbudowania przegrody.

Podany schemat oceny przegrody budowlanej jest uniwersalny, różnice będą wynikały z konstrukcji i przeznaczenia przegrody. W dalszej części omówione zostaną zasady oceny lekkich ścian osłonowych metalowo-szkłanych, przegród z płyt warstwowych, ścian wewnętrznych oraz okien.

2. ŚCIANY OSŁONOWE

Ogólne zasady znakowania CE dla wyrobów objętych zharmonizowanymi specyfikacjami technicznymi (w tym ścian osłonowych) zawarte są w Rozporządzeniu (UE) nr 305/2011 z późniejszymi zmianami [3]. Ściany osłonowe to nietypowy i trudny wyrób budowlany w odniesieniu do interpretacji odnośnych przepisów unijnych. Już samo sklasyfikowanie ściany osłonowej jako wyrobu budzi wątpliwości. Zgodnie z definicją przyjętą w [1] ściana osłonowa jest to zewnętrzna obudowa budynku o konstrukcji ramowej, wykonanej przeważnie z metalu, drewna lub PVC-U, składająca się zwykle z pionowych i poziomych elementów konstrukcyjnych, połączonych razem i zamocowanych do konstrukcji nośnej budynku. Jednocześnie ściana osłonowa powinna spełniać wszystkie funkcje jako ściana zewnętrzna, nie należy jej jednak uwzględniać jako elementu nośnego obiektu – jest to konstrukcja samonośna. Definicja ta jest bardzo ogólna i obejmuje praktycznie wszystkie typy lekkich ścian osłonowych. Należy jednak zaznaczyć, że norma wyrobu [1] nie obejmuje w całości ścian z oszkleniem mocowanym strukturalnie oraz ścian z oszkleniem mocowanym punktowo.

Zgodnie z normą wyrobu [1] ściana osłonowa może być uważana za produkt końcowy wyłącznie po jej

całkowitym zmontowaniu na placu budowy. Ścianę osłonową należy rozpatrywać jako zestaw komponentów, które są scalane ze sobą, dając produkt finalny. Takie podejście implikuje, że znakowanie CE dotyczy zarówno ścian zaprojektowanych, zmontowanych i zamocowanych przy wykorzystaniu standardowego systemu konstrukcyjnego, jak również ścian wykonanych na bazie projektu indywidualnego.

Zakres wstępnego badania typu, które należy wykonać przy ocenie zgodności z normą [1] oraz [2] i znakowaniu CE jest obszerny i obejmuje: reakcję na ogień, odporność ogniową, rozprzestrzenianie się ognia, odporność na ciężar własny, odporność na obciążenie poziome, odporność na obciążenie wiatrem, przepuszczalność powietrza, wodoszczelność, izolacyjność akustyczną, przewodnictwo cieplne, przepuszczalność pary wodnej, odporność na uderzenie, odporność na szoki termiczne, trwałość. Przede wszystkim przy definiowaniu grupy wyrobów i na tej podstawie typowaniu modelu badawczego powinno się kierować wariantem najgorszego przypadku. Producent powinien określić współzależności między właściwościami, a poszczególnymi komponentami rozwiązań konstrukcyjnych. Należy ustalić czy zmiana danego komponentu (np. kształtownika głównego) wpłynie na zmianę jakiejś właściwości. Zależności takie podane są już w nowym wydaniu normy [2] oraz w dokumentach europejskich towarzyszących normie z 2005 [1], tj: NB-CPD/06/162 [4] oraz NB-CPD/06/209 [5].

Jak wskazuje praktyka, niezależnie od potwierdzenia zgodności wyrobu z normą, niezwykle ważne jest zachowanie reżimów technologicznych i wysokiej jakości wykonania.

Najbardziej spektakularną z usterek są przecieki wody opadowej przez ścianę osłonową. Woda przenika przez ścianę na skutek błędów montażowych: przerwy w uszczelkach, brak klejenia uszczeltek w narożach, błędnie wykonane połączenia kształtowników konstrukcyjnych.

Bardzo ważnym elementem jest prawidłowe wykonanie dołu ściany oraz docieplenie podcieni ściany. W przypadku, gdy konstrukcja ściany na dole dochodzi do muru wielokrotnie zdarza się, że przestrzeń między dolnymi ryglami a murem wypełniana jest wyłącznie pianą montażową. Wykonawcy nie stosują specjalnych fartuchów czy kształtowników tworzywowych, co powoduje, że z czasem połączenie przestaje być szczelne. Pojawiają się przecieki oraz przedmuchy zimnego powietrza. Zimne powietrze przenika nie tylko w obrębie przestrzeni rygiel-mur, ale może również „wędrować” w górę kanałami wewnętrznymi kształtowników słupów. Dzieje się tak wówczas, gdy dół słupa nie został odpowiednio zamknięty. Wychłodzenie może być na tyle duże, że w niektórych przypadkach może doprowadzić do oblodzenia kształtowników wewnątrz pomieszczenia.

Zdarza się, że ekipy montażowe nie wykorzystują w pełni sprawdzonych rozwiązań systemowych, czy wytycznych projektu konstrukcyjnego, stosując własne zamienniki. Przykładem tego może być zastosowanie poza systemowych kotew mocujących słupy, wykonanych np. na placu budowy. Jest to bardzo istotny element konstrukcyjny. Jego niewłaściwe wykonanie może zagrażać użytkownikom. Kotwa powinna zapewniać możliwość rektyfikacji słupów szkieletu nośnego. W przypadku kotew stalowych konieczne jest zastosowanie przekładek izolacyjnych w celu uniemożliwienia powstania korozji kontaktowej, która z czasem zniszczy i osłabi przekrój słupa aluminiowego. Niewłaściwe kotwy i ich mocowanie mogą spowodować skręcanie słupa nośnego ściany osłonowej, a tym samym rozszczelnienie konstrukcji.

W celu wyeliminowania błędów, które mogą prowadzić do awarii ściany i w efekcie braku komfortu jej użytkowania, powinna być prowadzona bieżąca kontrola poszczególnych etapów jej wykonywania. Istnieją polowe metody oceny poprawności wykonania ściany, np. w zakresie szczelności na przenikanie wody opadowej – badania poligonowe.

Metoda badania opisana w PN-EN 13051:2004 [7] pozwala na zbadanie w jednym cyklu praktycznie dowolnego fragmentu fasady – zależy to jedynie od długości rury natryskowej. Sposób poligonowego badania wodoszczelności jest zbliżony do badania laboratoryjnego wykonywanego zgodnie z PN-EN 12155:2004 [8]. Należy jednak pamiętać, że wynik badania poligonowego nie może stanowić podstawy do sklasyfikowania ściany w zakresie wodoszczelności. Podstawą do tego jest wyłącznie badanie wykonane zgodnie z normą [8].

Ściany osłonowe, objęte zharmonizowaną normą [1] są to ściany odchylone od pionu nie więcej niż 15°. Natomiast bardzo często wizja architekta wymaga od konstruktorów zaprojektowania ścian o znacznie większym kącie wychylenia, nie wspominając już o konstrukcjach umiejscowionych praktycznie w poziomie, czyli szklanych pokryciach dachowych. Konstrukcje te w znacznym stopniu oparte są na bazie rozwiązań ścian osłonowych.

Tego typu rozwiązania konstrukcyjne nie są objęte normą [1], nie została też dla nich opracowana oddzielna norma. Co prawda świetliki dachowe i pasma świetlne objęte są odrębnymi normami wyrobu, ale szklane pokrycie dachowe o konstrukcji szkieletowej z kształtowników metalowych nie jest dokładnie takim wyrobem. W związku z tym stosowanie szklanych pokryć dachowych na rynku polskim powinno być dokonywane zgodnie z Aprobata Techniczną.

3. PRZEGRODY BUDOWANE Z PŁYT WARSTWOWYCH

Płyta warstwowa jest wyrobem budowlanym składającym się z dwóch okładzin metalowych umieszczonych po dwóch stronach rdzenia stanowiącego izolację termiczną, który jest mocno spojony z obiema okładzinami, dzięki czemu wszystkie trzy elementy pracują łącznie pod obciążeniem. Płyty warstwowe stosowane są do wykonywania ścian osłonowych, pokryć dachowych, ścian wewnętrznych oraz jako obudowa chłodni i mroźni. W zależności od przeznaczenia i sposobu mocowania można wyróżnić płyty warstwowe ściennie (z widocznym i niewidocznym mocowaniem), płyty dachowe (z okładziną wysokopofalowaną lub o wygiętych krawędziach) oraz płyty chłodnicze.

Płyty warstwowe objęte są zharmonizowaną normą wyrobu PN-EN 14509:2013 [9]. Równolegle z normą wyrobu funkcjonują jeszcze Aprobata Techniczne ITB, które nie utraciły ważności.

Niezależnie od przyjętego dokumentu odniesienia, producenci zobligowani są do prawidłowego oznakowania swoich wyrobów. W przypadku Aprobata Technicznej jest to znak budowlany B, natomiast deklarując zgodność z normą wyrobu producent zobligowany jest do znakowania CE. Producenci płyt warstwowych z oznakowaniem CE zobligowani są do wdrożenia zasad oceny zgodności określonych w normie wyrobu. System oceny zgodności płyt warstwowych, w zależności od zamierzonego zakresu stosowania, określony jest w tablicy ZA.2 [9].

Jednym z etapów procesu deklarowania zgodności jest przeprowadzenie wstępnego badania typu. Zakres badania obejmuje: wytrzymałość mechaniczną, przewodność cieplną, wodoszczelność, przepuszczalność powietrza, przepuszczalność pary wodnej, izolacyjność akustyczną, tolerancje wymiarowe, trwałość, reakcję na ogień, odporność na działanie ognia.

Przegrody budowlane wykonane z płyt warstwowych powinny spełniać wymagania obowiązujące dla danego typu przegrody. Jako wyrób budowlany podlegają niezależnej ocenie, przy czym ocena ta może być dokonywana również na budowie podczas odbioru, czy w wyniku zgłoszenia reklamacyjnego. Najczęściej chodzi o wygląd płyt, ale występują również reklamacje w sprawie awarii ściany lub pokrycia z płyt warstwowych. Oba zagadnienia są trudne do rozstrzygnięcia. Pierwsze, związane tak naprawdę z estetyką elewacji, często opiera się na odczuciach subiektywnych. Natomiast sprawy awarii, np. przeciekanie dachu, wymagają rozstrzygnięcia czy wina leży po stronie niskiej jakości płyt, wad montażu, czy złego projektu.

Deklarując zgodność płyt z normą wyrobu lub Aprobata Techniczną producent zapewnia tym samym, że wymiary i kształt płyt nie przekraczają dopuszczalnych odchyłek. Zapewnienie prawidłowych wymiarów płyt jest istotne nie tylko ze względów estetycznych, ale również montażowych.

Nie wszystkie wymiary są możliwe do sprawdzenia na budowie, ponieważ wymagają odpowiedniego oprzyrządowania. Niektóre jak chociażby grubość, długość, szerokość płyty czy wygięcie są możliwe do wrywkowego zweryfikowania w warunkach terenowych.

Sam fakt, że wymiary dostarczonych płyt zawierają się w dopuszczalnych tolerancjach nie zawsze zapewnia oczekiwany efekt wizualny elewacji. Zdarza się, że niekorzystny zbieg różnych czynników jak oświetlenie, wzór wyprofilowania i niewielkie odkształcenia powierzchni płyt (mieszczące się w dopuszczalnych granicach) powoduje, że powierzchnia elewacji jest pofalowana i nierówna. Ocena takiej sytuacji jest trudna, gdyż z jednej strony płyty spełniają wymagania w zakresie wymiarów, z drugiej jednak strony negatywne, subiektywne odczucia odbiorcy są uzasadnione.

Tak jak wspomniano na wstępie ważne jest sprawdzenie poprawności montażu płyt. Taką ocenę można dokonać na podstawie dokumentacji systemowej danego rozwiązania płyt (np. wielkość szczelin między połączeniami płyt) oraz w oparciu o projekt. Projekt techniczny powinien zawierać informacje dotyczące długości płyt, rozstawu podparć, szerokość podparcia, sposobu mocowania w tym ilość łączników na szerokości płyty. W przypadku płyt z mocowaniem niewidocznym ważne jest zweryfikowanie

czy mocowanie realizowane jest z wykorzystaniem blach rozkładających obciążenie oraz czy stosowano jeden czy dwa łączniki na szerokości podpory.

Niezależnie od sprawdzenia czy ilość zastosowanych łączników jest zgodna z projektem, bardzo ważne jest zwrócenie uwagi, czy sposób zamocowania zaprojektowano na podstawie wytycznych producenta, czy obliczeń indywidualnych. Z prowadzonych przez Instytut Techniki Budowlanej ekspertyz wynika, że często sprawa mocowania płyt jest bagatelizowana. Projekt nie zawiera takich informacji, a montażyści stosują ilość łączników wynikającą z ich doświadczenia, co nie zawsze jest prawidłowe. Może prowadzić to do powstania awarii objawiających się w lokalnych wgnieceniach okładziny zewnętrznej, czy wyboczenia blachy okładziny.

Sposób montażu płyt jest ściśle związany z typem płyty, a dokładniej z wyprofilowaniem okładzin. W przypadku płyt ściennych można wyróżnić dwa podstawowe warianty zamocowania: mocowanie standardowe - łącznik przechodzi przez całą grubość płyty, a jego łeb jest widoczny od strony zewnętrznej (ewentualnie łby zasłaniane są obróbkami blacharskimi) i tzw. mocowanie niewidoczne (wyprofilowanie styków podłużnych płyty umożliwia zakrycie łba łącznika).

Pierwszy sposób mocowania daje możliwość przytwierdzenia płyty kilkoma łącznikami na jej szerokości. Jednak wówczas miejsca mocowania pozostają widoczne. Natomiast dzięki zastosowaniu krytego złącza, można uzyskać jednolitą elewację, bez widocznych punktów mocowania. Pewną niedogodnością tej metody jest to, że płyta jest mocowana tylko na krawędziach – brak jest łączników w środku szerokości elementu warstwowego. Wymusza to takie zaprojektowanie rozwiązania konstrukcyjnego połączenia, aby przenosiło ono obciążenia odrywające wywołane ssaniem wiatru. W takim połączeniu może być jeden bądź kilka łączników na szerokości podpory oraz stalowa podkładka.

Podobnie jak w przypadku płyt ściennych do mocowania płyt dachowych najczęściej stosuje się łączniki przelotowe. Ważne jest, aby łącznik wkręcany był w grzbiet fali okładziny górnej. Przykręcenie łącznika w dole fali może spowodować, że w tym miejscu będzie gromadzić się woda i z czasem może dojść do jej wnikania do wnętrza obiektu. Z uwagi na zwiększenie nośności mocowania, wskazane jest, aby między blachą okładziny a standardową podkładką zintegrowaną z łącznikiem umieszczona była tzw. kalotka tj. dodatkowa blacha uformowana w kształcie grzbietu okładziny.

Do mocowania płyt warstwowych stosowane są najczęściej wkręty samowiercące lub samogwintujące. Wkręty wykonane są ze stali ocynkowanej, rzadziej nierdzewnej oraz austenitycznej. Z wkrętem zintegrowana jest podkładka stalowa lub aluminiowa o średnicy 19 mm. Stosowane są również podkładki o średnicy 16 mm, ale łącznik z taką podkładką nie powinien być użyty bez dodatkowej podkładki rozkładającej obciążenie.

Rodzaj zastosowanej podkładki (materiał, średnica) są bardzo istotne z punktu widzenia nośności mocowania płyty. Często w katalogach systemowych płyt warstwowych podawana jest informacja o nośności łącznika w zależności od rodzaju podłoża, w którym będzie zamocowany. Należy zwrócić uwagę, że nie jest to tożsame z nośnością zamocowania płyty warstwowej. Najczęściej utrata nośności mocowania następuje w wyniku przeciągnięcia łba łącznika wraz z podkładką przez okładzinę zewnętrzną w wyniku działania sił odrywających płytę od podpory. Siły te są znacznie mniejsze od nośności deklarowanej dla samego łącznika.

Właściwy dobór łączników oraz ich ilość są niezwykle istotne z uwagi na spełnienie wymagań w zakresie wytrzymałości oraz estetyki. Estetyka ma znaczenie zwłaszcza w przypadku elewacji z płyt standardowych z widocznym mocowaniem. Wówczas wgniecenia będą widoczne.

Na podstawie wieloletnich doświadczeń z prowadzonych ekspertyz można stwierdzić, że bardzo często zdarza się, że dociekanie poprawności wykonania płyt, czy poprawności wykonania ściany lub pokrycia zaczyna się dopiero po stwierdzeniu awarii. Płyty warstwowe stosowane do wykonywania ścian osłonowych i pokryć dachowych są wyrobem bardzo atrakcyjnym z uwagi na szybki montaż, właściwości izolacyjne oraz walory estetyczne. Należy jednak podkreślić jeszcze raz, że ściana czy pokrycie spełni oczekiwania odbiorcy pod warunkiem zaistnienia trzech czynników: projekt techniczny poparty obliczeniami statycznymi, wysoka jakość płyt, prawidłowy montaż.

3. ŚCIANY WEWNĘTRZNE

Dokumentem odniesienia dla zestawu wyrobów do wykonywania ścian wewnętrznych/działowych są obecnie krajowe Aprobaty Techniczne lub Europejskie Oceny Techniczne wydawane na podstawie wymagań określonych ETAG 003 - Wytyczne do Europejskich Aprobatach Technicznych [10].

W wytycznych przedstawiono wymagania dotyczące właściwości użytkowych zestawów wewnętrznych ścian działowych stosowanych jako ściany nienośne, metody potwierdzania różnych właściwości użytkowych, ich kryteria oceny pod kątem zamierzonego zastosowania (w tym również projektowania).

Ocena właściwości użytkowych tych wyrobów odniesiona jest m.in. do kryterium nośności i sztywności w aspekcie trwałości użytkowej i bezpieczeństwa użytkowania, obciążenia liniowego wywołanego naciskiem tłumu, czy obciążenia momentem od zawieszonych na ścianach przedmiotów (szafki, umywalki itp.).

Ściany wewnętrzne powinny spełniać wymagania w zakresie:

- zagadnień ogólnobudowlanych,
- bezpieczeństwa użytkowania,
- trwałości i przydatności techniczno-użytkowej,
- bezpieczeństwa pożarowego,
- ochrony przed hałasem,
- higieny i zdrowotności.

Ściany działowe to przegrody pionowe pełniące funkcję rozdzielania pomieszczeń wewnątrz budynku w tym również rozdzielających pomieszczenia o różnym poziomie podłogi oraz stanowiących okładziny ścian wewnętrznych. Ze względu na sposób użytkowania pomieszczeń, w których montowane są ściany działowe, rozróżnia się cztery kategorie. Ze względu na rodzaj pomieszczeń rozróżnia się kategorie od A÷E zdefiniowane w [10]. Odpowiednim kategoriom użytkowania przyporządkowane są określone kategorie pomieszczeń wynikające z możliwego charakteru użytkowania pomieszczeń, w których montowane są ściany działowe.

Potwierdzenie właściwości użytkowych ścian działowych w badaniach polega na ocenie ich bezpieczeństwa użytkowania i trwałości użytkowania poprzez uderzenie m.in. ciałem miękkim i ciężkim, worek 50kg z odpowiedniej wysokości.

Badania odporności na uderzenie, obciążenie mimośrodowe i działanie siłą liniową mają odwzorowywać obciążenia, które mogą zaistnieć podczas użytkowania przegrody.

Bezpieczeństwo użytkowania

W zakresie bezpieczeństwa użytkowania, ściana działowa powinna mieć wystarczającą odporność na uderzenia ciałem miękkim i twardym odpowiadającym różnym stopniom natężenia użytkowania, co określają kategorie użytkowania.

Kryteria oceny bezpieczeństwa w badaniu odporności na uderzenia

W zakresie bezpieczeństwa ściana działowa spełnia wymagania jeśli w wyniku uderzenia ciałem miękkim (M50) nie nastąpiła utrata stabilności konstrukcji (zawalenie się ściany), nie ma przebicia okładziny, nie doszło do wyrwania elementów ściany natomiast przy uderzeniu ciałem twardym (1 kg – T1) nie stwierdzono całkowitego przebicia oraz innych niebezpiecznych uszkodzeń (odrywanie się fragmentów ściany).

Dokonując oceny bezpieczeństwa użytkowania ścian działowych, dopuszcza się, aby ściana działowa zawierała obszary o gorszych właściwościach użytkowych znajdujące się powyżej normalnej strefy obciążeń na uderzenia (około 1,5m) powodowanych przez ludzi.

Trwałość i przydatność techniczno - użytkowa

W zakresie eksploatacji ściana działowa powinna mieć wystarczającą odporność na uderzenia ciałem miękkim i twardym odpowiadającym różnym stopniom natężenia użytkowania.

Kryteria oceny odporności na uderzenia eksploatacyjne

W zakresie odporności na uderzenia eksploatacyjne ściana działowa powinna spełniać wymagania:

- przy uderzeniu ciałem miękkim (M50) brak utraty funkcjonalności, maksymalne odkształcenie trwałe 5mm, w przypadku uszkodzenia - możliwość naprawy bez konieczności przerywania eksploatacji,

- przy uderzeniu ciałem twardym (T0,5) brak utraty funkcjonalności, w przypadku uszkodzenia - możliwość naprawy bez konieczności przerywania eksploatacji.

Podobnie jak w zakresie bezpieczeństwa użytkowania dopuszcza się, aby ściana działowa zawierała obszary o gorszych właściwościach użytkowych znajdujące się powyżej normalnej strefy obciążeń na uderzenia (około 1,5m) powodowanych przez ludzi.

Obok bezpieczeństwa użytkowania i trwałości użytkowej, w przypadku ścian działowych możemy mówić również o ich bezpieczeństwie biernym.

Ściany działowe powinny wykazywać takie cechy bezpieczeństwa biernego, aby zapewnić bezpieczeństwo użytkownikom budynku. Ściany powinny być projektowane i instalowane tak, aby uchronić użytkowników od obrażeń ciała w normalnych warunkach w wyniku kontaktu ze ścianą działową oraz zapobiec niepotrzebnym obrażeniom osób, które przypadkowo przewrócą się na ścianę działową.

Dodatkowo w przypadku ścian działowych może występować wymaganie w zakresie bezpieczeństwa pożarowego (jeżeli deklarowane) i/lub w zakresie ochrony przed hałasem (jeżeli deklarowane), co nie jest przedmiotem niniejszego referatu.

Okna

W przypadku okien producent zobligowany jest do wystawienia deklaracji właściwości użytkowych ujętych w zharmonizowanej normie wyrobu PN-EN 14351-1+A1:2010 [11]. Na tej podstawie możliwe staje się oznakowanie okien CE. Oznakowanie okien CE powinno dawać odbiorcy gwarancję, że dla tego typu okien przeprowadzone zostało wstępne badanie typu (ITT od angielskiego nazewnictwa tj. Initial Type Testng). ITT jest to szereg właściwości, ściśle określonych w normie, które powinny zostać potwierdzone (najczęściej na drodze badawczej) zanim wyrób zostanie wprowadzony do obrotu. Należy tutaj podkreślić, że nie konieczne są to właściwości najbardziej istotne z punktu widzenia użytkownika. Zakres wstępnego badania typu zapisany jest w tablicy ZA.3b normy [11] i obejmuje: odporność na obciążenie wiatrem, wodoszczelność, substancje niebezpieczne, nośność urządzeń zabezpieczających, właściwości akustyczne, przenikalność cieplną, przepuszczalność powietrza.

Zgodnie z postanowieniami zawartymi w normie ważność wyników wstępnego badania typu zostaje zachowana o ile nie wprowadzono zmian mogących wpływać na właściwości użytkowe okien. Tym samym każda zmiana konstrukcyjna czy technologiczna powinna skutkować przeprowadzeniem analizy z oceną, czy po zaistniałych zmianach mamy do czynienia w dalszym ciągu z wyrobem należącym do danej rodziny, czy już nie. Jeśli nie, to trzeba ustalić jak istotne są różnice i w jakim zakresie powinno być wykonane wstępne badanie typu.

Oznakowanie wyrobu CE jest wymogiem formalnym i stanowi potwierdzenie, że dla danego typu okien/drzwi zostało przeprowadzone wstępne badanie typu, co nie oznacza, że badaniu podlegały okna/drzwi produkowane przez tego właśnie producenta. Ponadto dla niektórych właściwości, w przypadku, gdy nie ma uregulowań krajowych, a dla większości parametrów nie zostały określone wymagania minimalne, dopuszcza się deklarowanie NPD czyli wartość nieokreślona. Dla tego ważne jest aby przy ocenie brać pod uwagę deklarację właściwości użytkowych, zawierającą liczbowe wartości charakterystyk.

Jeżeli odbiorcy zależy na pełnej informacji o przydatności danego typu okien to powinno się również uzyskać informację, czy poza wstępnym badaniem typu zostały ocenione również inne właściwości, jak np. odporność skrzydeł na obciążenia mechaniczne czy chociażby wartości sił potrzebnych do otwarcia czy zamknięcia skrzydeł. Cechy te są istotne zwłaszcza w przypadku elementów, które znacząco przekraczają standardowe gabaryty np. dużych skrzydeł okien, drzwi.

Obserwacje czynione podczas licznych ekspertyz pozwalają na stwierdzenie, że jakość obecnie produkowanych okien w zasadzie nie budzi zastrzeżeń. Zdarzają się oczywiście okna z wadami w postaci: braku uszczelek w strefie zawiasów, szpar między uszczelkami przylgowymi a powierzchnią kształowników, niewłaściwych wymiarów skrzydeł w stosunku do wymiarów ościeżnicy, niesklejonych łączników uszczelek w narożach, niedrożnych otworów odwadniających, braku usztywnień w oknach z PVC. Jednak większość nieprawidłowości w funkcjonowaniu okien wynika z ich niewłaściwego wbudowania. Poniżej zaprezentowano kilka „typowych” wad jakie można stwierdzić w zamontowanych oknach.

a)

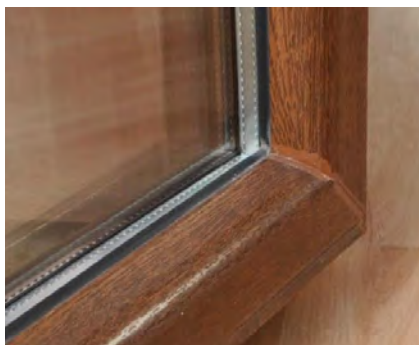


b)



Fot. 1. a) Za krótka szczelina skrzydła drzwi - wcieka woda i wwiewane jest zimne powietrze; b) Rozminięte zaczepy – skrzydło samoczynnie się otwiera

a)



b)



c)



Fot. 2. a) Wadliwe zgrzewy naroży ramy, b) Nieprawidłowo dobrana długość uszczelki, c) Szczeliny w przylgach

Prawidłowe wbudowanie okna jest niezwykle istotne, a niestety często bagatelizowane. Montaż zgodnie ze sztuką budowlaną i wytycznymi danego systemu konstrukcyjnego jest bardzo ważny w przypadku standardowego okna, a w przypadku okien aktywnych może być wręcz sprawą kluczową. Nieprawidłowości powstałe w fazie wbudowania, np. nieszczelności, przedmuchy, mostki termiczne mogą być powodem niedostatecznej szczelności przegrody zewnętrznej. Jak wykazują liczne ekspertyzy, bardzo wiele błędów popełnianych jest przez ekipy montażowe właśnie w trakcie wbudowywania okien. Jeżeli sposób osadzenia jest nieprawidłowy, powodujący powstanie przedmuchów, przecieków czy przemarzanie, wówczas nawet najlepsze okno nie spełni oczekiwań użytkownika. Ogólne zasady poprawnego montażu okien zamieszczone są w Warunkach Technicznych Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych [12].

Nieprawidłowy wymiar okna

Okno zbyt duże w stosunku do otworu: zbyt mała przestrzeń pomiędzy ościeżnicą a murem uniemożliwia prawidłowe jej uszczelnienie, co z kolei powoduje zawilgocenie ościeży, a w konsekwencji powstanie grzybów pleśniowych. Brak dostatecznego zaizolowania przestrzeni między ościeżnicą okna a murem będzie prowadziło do przemarzania tych obszarów.

Okno zbyt małe w stosunku do otworu: podobnie jak w poprzednim przypadku niemożliwe jest poprawne uszczelnienie połączenia okna z murem co prowadzi do wnikania wody opadowej, dodatkowo okno narażone jest na większe odkształcenia przy działaniu wiatru.

Ustawienie okna bez klocków, klinów

Jeżeli ekipa montażowa nie umieści klocków pod pionowymi ramiakami ościeznicy i słupkiem, to stanie się to przyczyną odkształceń okna. Doprowadzi to do zahaczania skrzydeł o ramę okna i powsta-

nia szczelin przez które będą penetrować czynniki zewnętrzne. Ponadto ustawienie okna bezpośrednio na murze praktycznie uniemożliwia jego wypoziomowanie.

Zbyt mała ilość kotew czy dybli

Bardzo często do muru mocowane są tylko stojaki ościeżnic (elementy pionowe) natomiast próg i nadproże pozostają niezamocowane za pośrednictwem dybli lub kotew. Wówczas elementy te ulegają odkształceniom pod wpływem wiatru. Z czasem może to powodować trwałą deformację elementów okna i obniżenie jego funkcjonalności.

Niewłaściwe usytuowanie łączników mocujących okno

Niestety zdarza się również, że dyble mocujące okna umiejscawiane są w strefie izolacji termicznej. Nośność takiego mocowania jest zdecydowanie niewystarczająca. Obciążenie wiatrem oddziałujące na okno powoduje z czasem obluźnianie osadzenia dybli, a tym samym deformacje okna są coraz większe.

Niewłaściwe zamocowanie parapetu zewnętrznego

Parapet zewnętrzny powinien być zamocowany pod ościeżnicą. Bardzo często przymocowany jest on czołowo do ościeżnicy, a mocowanie uszczelnione jest silikonem. Jest to jednak niewystarczające. Z czasem silikon ulega degradacji i woda ściekająca z okna dostaje się pod parapet i może penetrować dalej w głąb muru doprowadzając do jego zawilgocenia.

Brak bariery wodochronnej

Niestety wciąż nagminne jest, że przestrzeń między ościeżnicą a murem wypełniana jest wyłącznie pianką montażową. Prawidłowo uszczelnienie powinno być wykonane z użyciem specjalnych taśm rozprężnych, które stanowią barierę wodoszczelną, jednocześnie paroprzepuszczalną. Pianka montażowa takich właściwości nie posiada.

Zamocowanie okna poza strefą izolacji termicznej

Takie usytuowanie okna powoduje, że na ościeżach i w nadprożu pojawiają się zawilgocenia muru, które z upływem czasu znacznie się powiększają. Zawilgoceniu ulega izolacja termiczna budynku. Na tynku widoczne są plamy zacieków w konsekwencji czego może pojawić się pleśń.

Literatura

- [1] PN-EN 13830:2005 Ściany osłonowe – Norma wyrobu
- [2] PN-EN 13830:2015-06 305/2011 z późniejszymi zmianami
- [3] Ściany osłonowe – Norma wyrobu Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011 ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG
- [4] NB-CPD/06/162 SG05 Position paper: EN 13830 – The definition of product Ganges, the selection of representative test specimens and the use of extrapolation rule (extended application) for curtain walling
- [5] NB-CPD/06/209 SG05 Position paper: EN 13830 – Conditions for use of manufacturer's facilities for curtain walls in accordance to EN 13830 and Guidance paper M
- [6] PN-EN 13119: 2009 Ściany osłonowe – Terminologia
- [7] PN-EN 13051:2004 Ściany osłonowe – Wodoszczelność – Badanie poligonowe
- [8] PN-EN 12155:2004 Ściany osłonowe – Wodoszczelność – Badania laboratoryjne pod ciśnieniem statycznym
- [9] PN-EN 14509:2013-12 Samonośne izolacyjno-konstrukcyjne płyty warstwowe z dwustronną okładziną metalową - Wyroby fabryczne - Specyfikacje
- [10] Wytuczne do udzielania europejskich EOTA „Zestawy wewnętrznych ścian działowych stosowanych jako ściany nienośne”. ETAG nr 003, 2012
- [11] PN-EN 14351-1+A1:2010 Okna i drzwi - Norma wyrobu, właściwości eksploatacyjne - Część 1: Okna i drzwi zewnętrzne bez właściwości dotyczących odporności ogniowej i/lub dymoszczelności
- [12] Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych, Część B Roboty wykończeniowe, zeszyt 6 Montaż okien i drzwi balkonowych

TECHNICAL EVALUATION OF LIGHTWEIGHT BUILDING PARTITIONS



Leonard RUNKIEWICZ¹, Jan SIECZKOWSKI²

WNIOSKI TECHNICZNE WYNIKAJĄCE Z ZAGROŻEŃ, AWARII I KATASTROF DLA RZECZOZNAWCÓW BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono zasady tworzenia bazy danych o zagrożeniach, awariach i katastrofach jakie miały miejsce w latach 1962-2014 na terenie Polski oraz przyczyny techniczne ich powstania i wnioski techniczne z nich wynikające dla rzeczoznawców budowlanych. W analizach wyróżniono m.in. charakter obiektu, rodzaj konstrukcji i materiałów, charakter zniszczenia oraz przyczyny wynikające z błędów ludzkich w pracach programowania, projektowania, realizacji i użytkowania, a także wpływ czynników losowych.

SŁOWA KLUCZOWE : zagrożenia, awarie, katastrofy budowlane, przyczyny techniczne, projektowanie, realizacja, użytkowanie, rzeczoznawca budowlany

1. WSTĘP

Występujące w budownictwie zagrożenia, awarie i katastrofy budowlane są, od szeregu lat - analogicznie jak w wielu krajach - przedmiotem licznych analiz i prac specjalistów i rzeczoznawców budowlanych. Realizowane są one za pomocą ciągłych obserwacji (monitoringów), specjalistycznych analiz techniczno-ekonomicznych i publikacji zamieszczanych w różnych czasopismach technicznych oraz są przedstawiane na krajowych i międzynarodowych sympozjach i konferencjach naukowo-technicznych [1÷3].

Wnioski z tych prac służą nie tylko do ulepszania technik i technologii programowania, projektowania, realizacji, użytkowania, ubezpieczania, wyceny obiektów budowlanych, kontraktów przetargowych, ale także do szkolenia studentów na Wyższych uczelniach oraz inżynierów i rzeczoznawców budowlanych. Wykorzystywane są one również do uściślenia i nowelizacji przepisów technicznych, norm projektowania, wytycznych i instrukcji wykonywania i odbioru obiektów budowlanych oraz do doskonalenia wiedzy technicznej i podnoszenia kwalifikacji zawodowych, i organizacyjnych projektantów, wykonawców, użytkowników i rzeczoznawców, a także zakresu i form ubezpieczeń działalności budowlanej oraz doskonalenia eksploatacji, wyceny obiektów budowlanych, rynku budowlanego oraz sposobów napraw i wzmocnień konstrukcji.

¹ prof. dr hab. inż., Politechnika Warszawska, Instytut Techniki Budowlanej

² mgr inż., Instytut Techniki Budowlanej

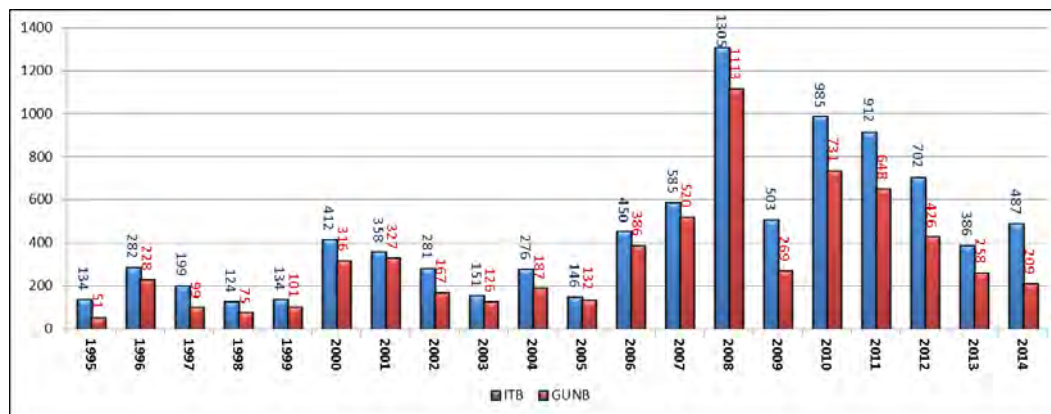
W referacie przedstawiono analizy zagrożeń, awarii i katastrof konstrukcji budowlanych, jakie wystąpiły w roku 2014, a także wnioski techniczne dla rzeczoznawców stąd płynące.

2. ZBIÓR INFORMACJI

Informacje o zagrożeniach, awariach i katastrofach zbierane są w Instytucie Techniki Budowlanej od 1962 r., a od 1992r. - w postaci komputerowych baz danych. Dane uzyskane w danym roku (do 2006) wprowadzono do bazy danych z roku poprzedniego, przez co uzyskiwano dwa zbiory zawierające odpowiednio dane z roku poprzedniego oraz z całego okresu działania komputerowego systemu zbierania danych.

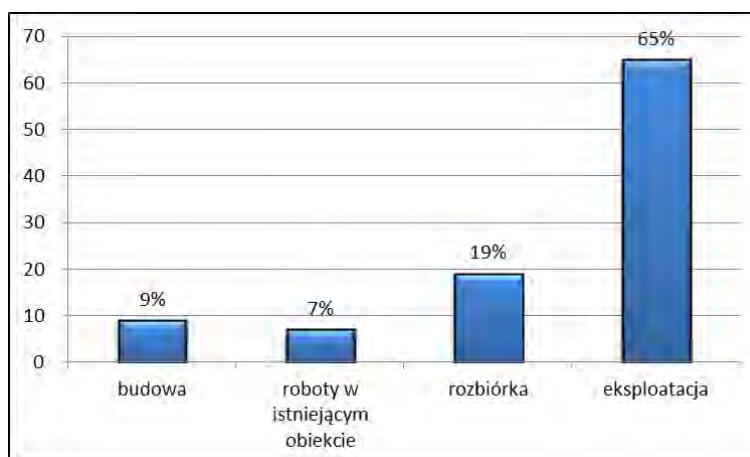
W Głównym Urzędzie Nadzoru Budowlanego (GUNB) również prowadzony jest rejestr awarii i katastrof budowlanych, od 1995 r. Rejestr ten udostępniany jest także ITB, którego baza danych uwzględniająca dane GUNB oraz uzyskane z innych źródeł (własne ekspertyzy ITB, rzeczoznawcy z kraju, urzędy, firmy, czasopisma i konferencje naukowo-techniczne itp.) siłą rzeczy zawiera większą liczbę rekordów niż rejestry GUNB-u.

Na rys.1 pokazano liczby awarii i katastrof jakie wystąpiły na terenie kraju w poszczególnych latach.



Rys. 1. Liczba katastrof (rekordów) z danych ITB oraz katastrof w rejestrze GUNB (lata 1993-2014) CHARAKTERYSTYKA ZAGROŻEŃ, AWARII I KATASTROF BUDOWLANYCH w 2014 r.

Podział zagrożeń, awarii i katastrof obiektów budowlanych, jakie wystąpiły w 2014 roku, w zależności od etapu życia obiektu, pokazano (w%) na rys. 2.



Rys. 2. Zagrożenia, awarie i katastrofy obiektów budowlanych w 2014 r. według kryterium czasu eksploatacji

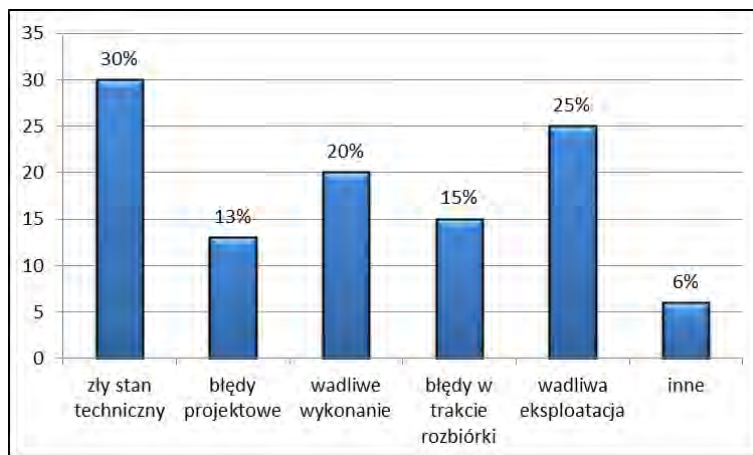
Dane o katastrofach zebrane przez GUNB zostały podzielone na dwie kategorie (I i II):

- do kategorii I zaliczono katastrofy nie wynikające ze zdarzeń losowych, których w roku 2014 było 137 (67%),
- do kategorii II zaliczono katastrofy zaistniałe z przyczyn losowych, których było 69 (33%).

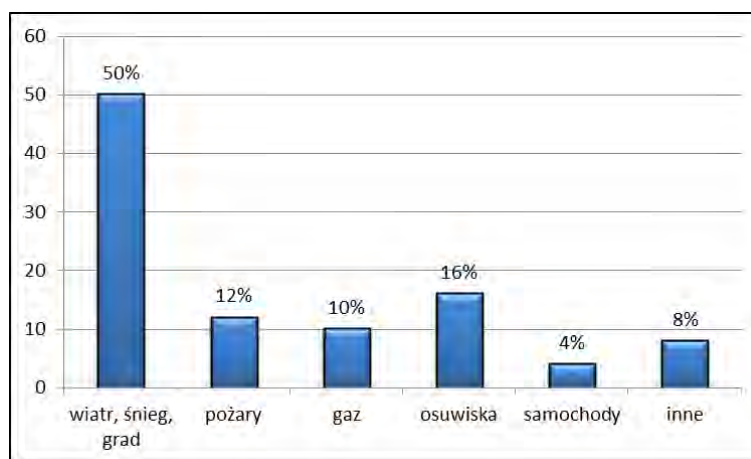
Do katastrof zaistniałych z przyczyn losowych zaliczono katastrofy powstałe na skutek:

- działania sił natury (silne wiatry, trąby powietrzne, powodzie, obfity śnieg, grad, uderzenia pioruna), jak również
- wybuchów gazu, uderzeń samochodów w budynki, wybuchów kotłów.

Podział zagrożeń, awarii i katastrof (uzyskanych ze wszystkich źródeł) ze względu na kategorie i przyczyny ich powstania (w %) przedstawiono na rys. 3 i 4.



Rys. 3. Zagrożenia, awarie i katastrofy budowlane w 2014 r. zaliczone do kategorii I, w %³

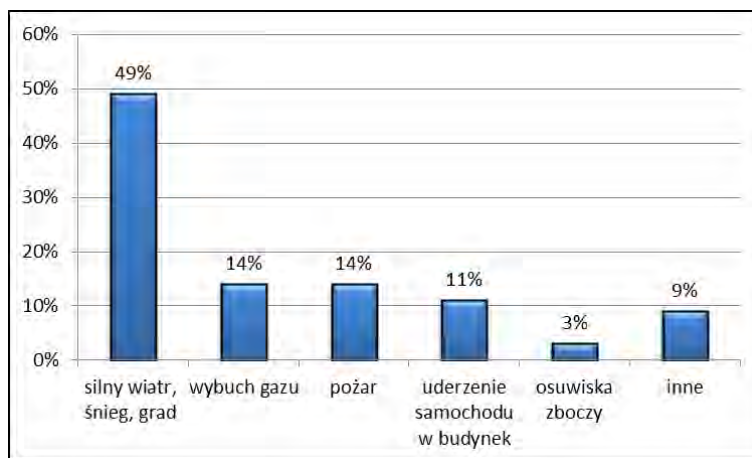


Rys. 4. Zagrożenia, awarie i katastrofy budowlane w 2014 r. zaliczone do kategorii II według przyczyn, w %¹

Udział procentowy poszczególnych katastrof wynikających ze zdarzeń losowych pokazano na rys. 5. Najwięcej zagrożeń, katastrof i awarii wystąpiło w 2014 r. w budownictwie mieszkaniowym i gospodarczym (mieszanym), a następnie w budownictwie użyteczności publicznej, budownictwie magazy-

³ Na rysunkach suma procentów dla występujących tam przypadków może być mniejsza od 100 - ze względu na nie ujęcie wszystkich rodzajów przypadków, lub może być większa od 100 - ze względu na rozległy charakter awarii lub katastrof obejmujący kilka typów technologii lub elementów.

nowym (logistycznym) i innym. Wśród zdarzeń losowych dominowały zagrożenia, katastrofy i awarie związane z bardzo silnym wiatrem oraz dużymi opadami śniegu i gradu.



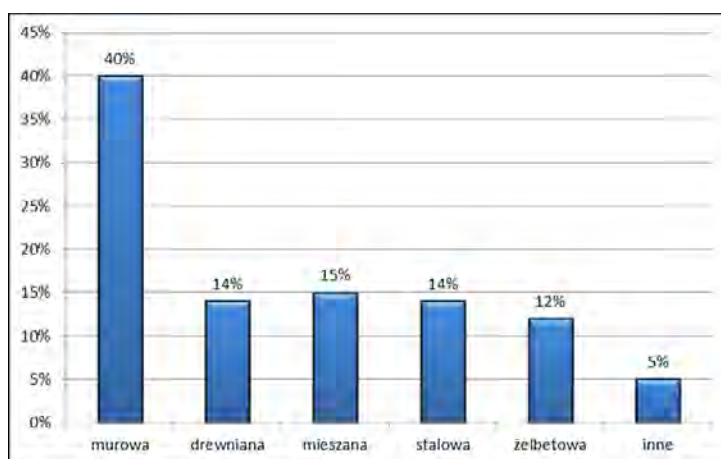
Rys. 5. Katastrofy wywołane przyczynami losowymi (wg rodzaju zdarzeń losowych) w 2014 r.

Podział zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych w 2014 roku ze względu na elementy i materiały konstrukcyjne pokazano na rys. 6. Z rysunku tego wynika, że najczęściej zagrożeń, awarii i katastrof dotyczyło budownictwa murowego, a następnie budownictwa drewnianego, stalowego, żelbetowego i mieszanego.

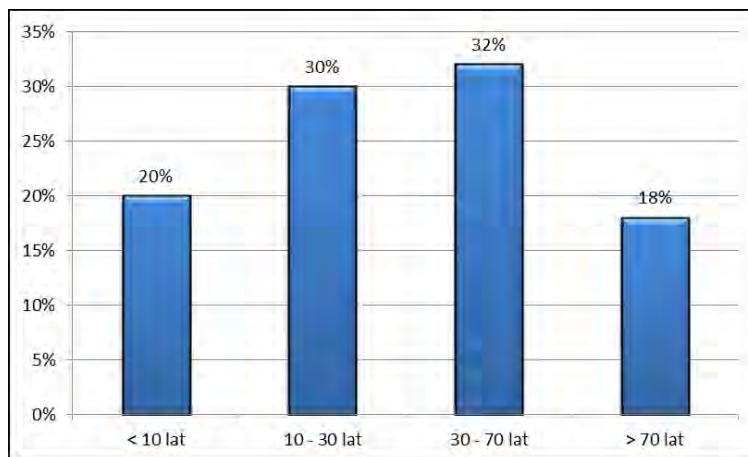
Podział zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych w 2014 r. ze względu na wiek obiektów pokazano na rys. 7. Z rysunku 7 wynika, że najczęściej zagrożeń, awarii i katastrof dotyczyło obiektów w wieku od 30 do 70 lat, a następnie w wieku od 10 do 30 lat.

Z powyższych rysunków wynika, że najczęściej zagrożeń, awarii i katastrof dotyczyło obiektów niskich oraz niekubaturowych. Występujące liczne huragany i duże opady śniegu niszczyły głównie obiekty wieloletnie:

- 45% obiektów w wieku od 30 do 70 lat,
- 30% obiektów w wieku od 10 do 30 lat.



Rys. 6. Konstrukcje obiektów budowlanych, które uległy zagrożeniom, awariom i katastrofom w 2014 r. ze względu na rodzaj materiału (w%)



Rys. 7. Czas eksploatacji obiektów budowlanych, które uległy zagrożeniom, awariom i katastrofom w 2014r.

W ostatnich latach zaobserwowano znaczne zwiększenie liczby zagrożeń, katastrof i awarii spowodowanych przyczynami losowymi. W roku 2003 takich katastrof i awarii było ok. 100 (60%), w roku 2006 zwiększyły się one do ok. 200 (70%), w roku 2007 było ich ok. 450 (tj. ok. 80%), w roku 2008 i następnych - od 30 do 40%.

Powyższa analiza potwierdza słuszność obserwacji klimatologów, którzy uważają, że gwałtowne zjawiska przyrodnicze typu trąby powietrzne i duże opady, są skutkiem m.in. globalnego ocieplenia globu ziemskiego.

Na skutki zagrożeń, katastrof i awarii spowodowanych zdarzeniami losowymi, wynikającymi z sił natury, wpływ człowieka jest nieznaczny, ponieważ w fazie projektowania nie uwzględnia się wyjątkowych obciążeń wywołanych ekstremalnymi zjawiskami atmosferycznymi.

Celowym jest zatem podjęcie działań przyspieszających przystosowanie pakietu Eurocodu 1, (dotyczącego obciążeń) do przepisów obowiązujących z uwzględnieniem nadzwyczajnych zjawisk klimatycznych.

Przyjęcie zwiększonych parametrów nie zabezpieczy całkowicie przed skutkami przejścia trąby powietrznej lub gradu, ale w znacznym stopniu zabezpieczy dachy budynków przed bardzo dużymi wiatrami.

Zagrożenia, katastrofy i awarie spowodowane wybuchem gazu płynnego od lat stanowią coraz większy udział w katastrofach i awariach spowodowanych wybuchem gazu.

Najpoważniejsze w skutkach zagrożenia, awarie i katastrofy powstały w domach jednorodzinnych zasilanych z butli gazowych, a problem wentylacji tych pomieszczeń w zasadzie nie jest jeszcze dostatecznie wdrożony.

W odniesieniu do zagrożeń, awarii i katastrof spowodowanych wybuchem gazu płynnego należałoby rozważyć obligatoryjne zobowiązanie użytkowników tego gazu do stosowania w pomieszczeniach łatwo dostępnych i stosunkowo tanich czujek – wykrywaczy tego gazu. Jeżeli nie byłoby to możliwe należałoby bardziej informować w mediach lub na stronach internetowych o zaletach stosowania tego typu zabezpieczeń.

3. PRZYCZYNY POWSTAWANIA ZAGROŻEŃ, AWARII I KATASTROF BUDOWLANYCH

Wiele awarii i katastrof budowlanych było wynikiem błędów popełnianych już na etapie programowania i projektowania konstrukcji. Ich znajomość może stanowić pomoc w działalności rzeczoznawcy budowlanego.

Do najczęściej spotykanych błędów na etapie programowania i projektowania konstrukcji można zaliczyć:

a) związanych z podłożem:

- niedostateczne lub błędne oceny właściwości podłoży gruntowych i warunków wodno- gruntowych, zarówno obiektów nowoprojektowanych jak i eksploatowanych,
- błędne ustalenie dopuszczalnych obciążeń na grunt i dopuszczalnych osiadań dla danego rodzaju i typu konstrukcji - nowej, rozbudowywanej lub nadbudowywanej,
- złe rodzaje fundamentowania oraz niewłaściwe ich zaprojektowanie (bez uwzględnienia rzeczywistej współpracy konstrukcji obiektu z podłożem gruntowym, szczególnie przy rozbudowach, nadbudowach i wzmocnieniach),

b) związanych z przepisami:

- błędne interpretacje przepisów i zaleceń norm, aprobat technicznych, wytycznych i instrukcji dla przewidywanych warunków technicznych jakie wystąpią w obiektach,
- odstępstwa od norm, aprobat technicznych i wytycznych przy projektowaniu konstrukcji w warunkach nietypowych i specjalnych,

c) związanych z projektowaniem:

- przyjęcia nieodpowiednich modeli obliczeniowych konstrukcji,
- błędne rozpoznania pracy konstrukcji obiektów modernizowanych, rozbudowywanych, wzmocnianych (np. w przypadku występowania obciążeń parasejsmicznych),
- błędy inżynierskie przy projektowaniu usztywnień, połączeń elementów i całych konstrukcji, a zwłaszcza obiektów wieloprzestrzennych i handlowo – rozrywkowych,
- nieodpowiednie lub błędne doборы technologii wykonania, materiałów, wyrobów i elementów konstrukcyjnych i wykończeniowych, szczególnie obiektów zabytkowych i specjalistycznych,
- nieodpowiednie doборы materiałów i technologii wykonania,
- zła organizacja procesu projektowania,
- niedostateczne uwzględnianie opinii inwestorów i użytkowników przy powtarzalnych realizacjach lub podobnych obiektów w kraju.

Najczęściej popełnianymi błędami w trakcie wznoszenia konstrukcji były:

- nieprawidłowe procedury przetargowe na roboty budowlane,
- zbyt krótkie (umowne) terminy realizacji,
- niewłaściwe pod względem technicznym umowy z inwestorami,
- nieprzestrzeganie technologii wykonania robót,
- zmiany warunków i rodzaju fundamentowania realizowanych obiektów, a szczególnie w budownictwie plombowym, usługowym lub wielozadaniowym,
- niewłaściwe przeprowadzenie badań gruntu przed rozpoczęciem budowy obiektów,
- niedostateczna jakość wbudowywanych materiałów lub wyrobów (bez certyfikatów, bez dopuszczenia dla danych zastosowań),
- wbudowywanie elementów i wyrobów uszkodzonych lub ze złych materiałów,
- nieprawidłowe wykonanie połączeń elementów budowlanych (szczególnie stalowych),
- niedostateczne kontrole jakości materiałów i wyrobów oraz niewłaściwe kontrole międzyoperacyjne (wytwórnia – plac budowy),
- nieznajomość właściwości nowych rodzajów materiałów, wyrobów i systemów budowlanych,
- niedotrzymywanie zasad sztuki budowlanej oraz niedostateczny nadzór techniczny,
- wpływy czynników atmosferycznych w czasie realizacji obiektów,
- niedostateczna współpraca wykonawców z projektantami obiektów budowlanych.

W czasie eksploatacji (m.in. przy nadbudowach, remontach i modernizacjach) obiektów budowlanych zagrożenia, awarie i katastrofy spowodowane były często przez:

- niewykonywanie okresowych przeglądów i ocen technicznych (zgodnie z prawem budowlanym),
- nierealizowanie okresowych zaleceń kontrolnych,
- dopuszczanie do uszkodzeń konstrukcji wskutek dodatkowych obciążeń,
- niedostateczne konserwacje, naprawy, złe malowania i zabezpieczania konstrukcji przed erozją i korozją,
- osłabienia lub uszkodzenia połączeń lub istotnych fragmentów konstrukcji,
- dopuszczanie do powstania nadmiernych rys, a często pęknięć elementów konstrukcji,

- dopuszczanie do powstawania i nie usuwanie zacieków i ich przyczyn,
- dopuszczanie do powstawania awarii instalacji sanitarnych, gazowych lub elektrycznych, a szczególnie awarii instalacji wodociągowych w podłogach,
- realizowanie niezgodnie ze sztuką budowlaną remontów, modernizacji, wzmocnień.

4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Prowadzona od 1962 w ITB, baza danych o awariach i katastrofach budowlanych występujących na terenie Polski, pozwala na sformułowanie ogólnych wniosków w tym zakresie. Należy jednak pamiętać, że w bazie danych jeden zapis o awarii lub katastrofie może dotyczyć zarówno dużego obiektu budowlanego, jak i przysłowiowej drewnianej stodoły. Interesujących informacji dostarczają zazwyczaj szczegółowe analizy jednostkowych zdarzeń, awarii lub katastrofy, jak również określonej grupy obiektów lub ich fragmentów, a także przyczyn ich powstania (np. zdarzenia losowe), na co pozwala komputerowa baza danych prowadzona od 1992 r.

Istotnym problemem są trudności w uzyskiwaniu pełnych informacji o występujących awariach i katastrofach budowlanych. W ostatnich latach widoczna jest tendencja do ukrywania takich zdarzeń, szczególnie gdy nie pociągały one za sobą ofiar. Brak jest stymulatorów ubezpieczeniowych wymuszających ich ujawnienie, tak jak ma to miejsce np. we Francji (wyd. SYCODES).

Jednym z wniosków ogólnych jakie można wyciągnąć z bazy danych jest wzrost liczby awarii i katastrof budowlanych (poczynając od roku 2006 rys.1), spowodowanych m. in. wystąpieniem niesprzyjających zjawisk pogodowych, takich jak wiatry huraganowe, ulewne deszcze, powodzie i podtopienia.

Informacje zawarte w bazie danych mogą stanowić cenne źródło informacji zarówno dla administracji rządowej (przy tworzeniu lub zmianie przepisów techniczno – budowlanych), rzeczoznawców, projektantów i wykonawców obiektów budowlanych, a także studentów wyższych uczelni technicznych.

Literatura

- [1] Runkiewicz L.: *Raporty okresowe o zagrożeniach, awariach i katastrofach budowlanych*. Biblioteka ITB, 1963-2015.
- [2] Materiały Konferencji N-T Awarie budowlane, Szczecin Międzyzdroje, 1990-2015.
- [3] Materiały Konferencji N-T Warsztat Pracy Rzeczoznawcy budowlanego, Cezdyna-Kielce, 2000-2014.

TECHNICAL CONCLUSIONS FROM RISKS AND FAILURE OF BUILDING CONSTRUCTIONS TO BUILDING EXPERTS



Jacek SZER¹

ANALIZA ZAGROŻEŃ NA PODSTAWIE NAJCZĘŚCIEJ WYSTĘPUJĄCYCH BŁĘDÓW ZWIĄZANYCH Z UTRZYMANIEM OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

W referacie omówiono zagrożenia wynikające z błędów dotyczących utrzymania obiektów budowlanych ujętych w rejestrach katastrof budowlanych. Przedstawiono je na tle ogółu katastrof budowlanych, które miały miejsce w Polsce w ostatnich latach oraz wskazano szczegółowe okoliczności występowania właśnie tego typu zdarzeń. Dokonano szczegółowej analizy katastrof budowlanych, które zaistniały podczas utrzymania obiektów budowlanych. Analiza służyć ma identyfikacji obszarów ryzyka w celu wyeliminowania zagrożeń, w stosunku do których możliwe jest podjęcie właściwych i skutecznych działań zaradczych.

SŁOWA KLUCZOWE: bezpieczeństwo, budownictwo, utrzymanie, błędy, zagrożenie, katastrofa, przyczyny

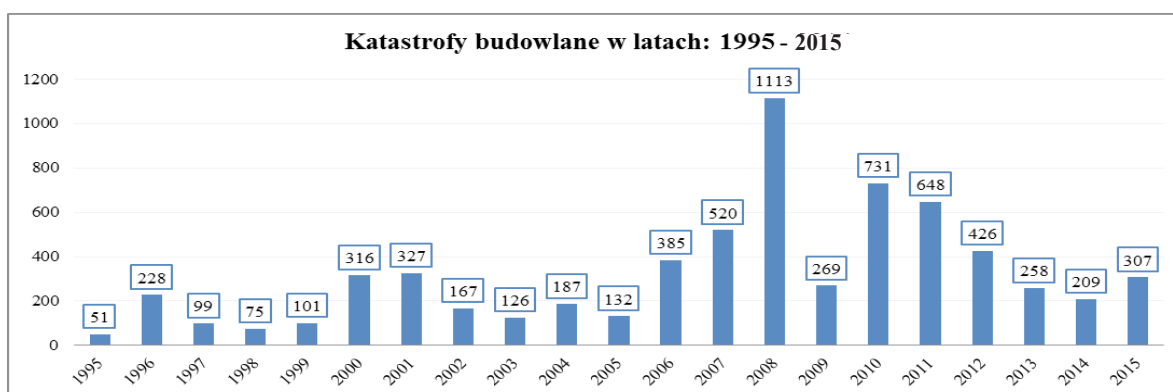
1. WPROWADZENIE

Na wstępie należy zaznaczyć, że błędy podczas utrzymania obiektu budowlanego nie są najczęstszymi przyczynami występowania katastrof budowlanych. Jednak analiza tego typu katastrof może doprowadzić do wniosków, które przyczynią się do zmniejszenia ich występowania lub zapobiegania ich skutkom. Przyczyny katastrof należy rozpatrywać w aspekcie identyfikacji zagrożeń w budownictwie i ich skutków, rozumianych jako elementy analizy ryzyka. Wskazanie przyczyn i okoliczności występowania katastrof jest niezbędne dla określenia działań zaradczych zmierzających do zmniejszenia prawdopodobieństwa zaistnienia zdiagnozowanych zagrożeń. Zminimalizowanie ryzyka występowania katastrof, będących najgroźniejszymi zdarzeniami w budownictwie, powinno być priorytetem zarówno dla właścicieli, zarządców i użytkowników obiektów budowlanych, osób wykonujących samodzielne funkcje techniczne oraz organów administracji publicznej [1]. A podejmowane w tym celu działania powinny charakteryzować się swoistą kompleksowością opartą na współdziałaniu wszystkich zainteresowanych podmiotów.

¹ dr inż. Jacek Szer, j.szer@gunb.gov.pl, Główny Urząd Nadzoru Budowlanego

2. ANALIZA DANYCH DOTYCZĄCYCH KATASTROF BUDOWLANYCH ZAREJESTROWANYCH W LATACH 1995-2015

W rejestrze katastrof budowlanych prowadzonym w Głównym Urzędzie Nadzoru Budowlanego w latach 1995-2015 odnotowano 6675 katastrof budowlanych (rys. 1). Najbardziej działającą na wyobraźnię miarą ich tragicznych skutków jest liczba osób poszkodowanych w ich wyniku. W czasie badanego dwudziestolecia w wyniku wszystkich tych katastrof takich osób było aż 1700, w tym 423 osoby zginęły, a 1324 zostało rannych [2].

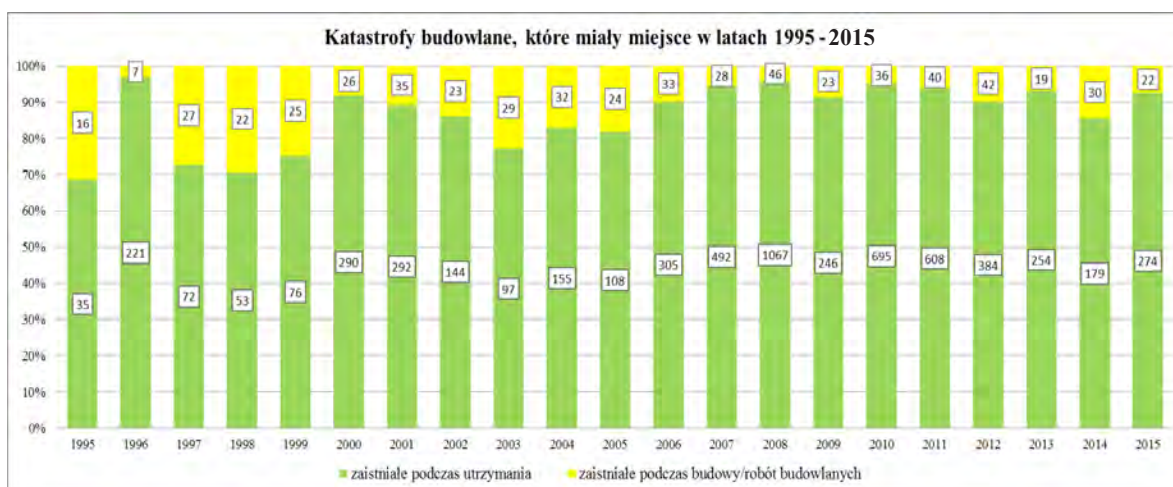


Rys. 1. Katastrofy budowlane w latach: 1995 – 2015

Z analiz danych posiadanych przez Główny Urząd Nadzoru Budowlanego wynika, że najwięcej katastrof budowlanych występowało w obiektach oddanych do użytkowania. Zdecydowanie mniej katastrof wystąpiło podczas wykonywania robót budowlanych. Na katastrofy, które wystąpiły w obiektach oddanych do użytkowania składają się przede wszystkim katastrofy spowodowane przyczynami losowymi oraz – będące w mniejszości - wynikające z błędów podczas utrzymania.

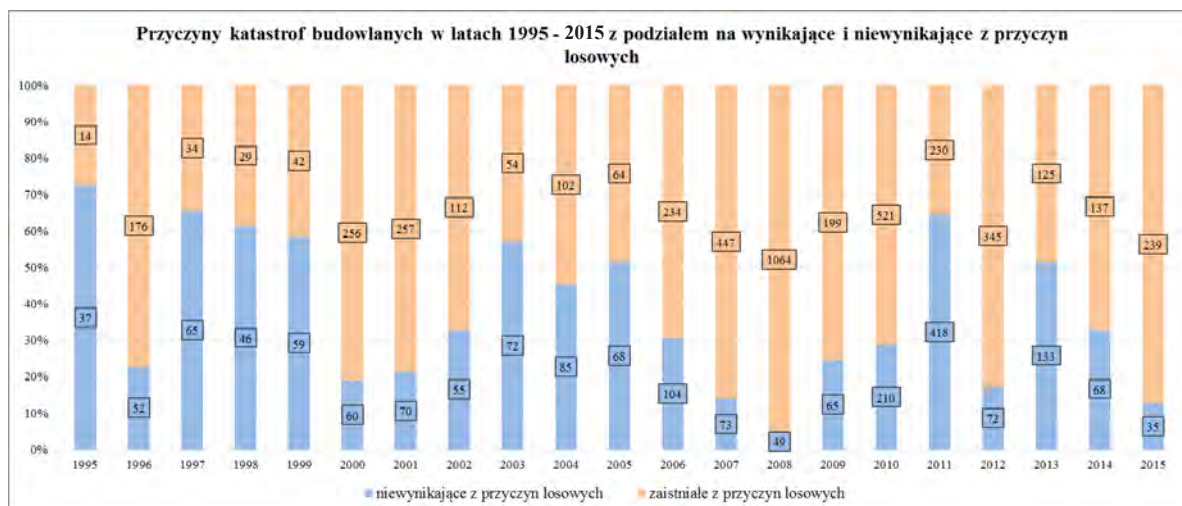
W poszczególnych latach analizie w zakresie dotyczącym poniższych kryteriów, poddane były tylko te katastrofy, dla których postępowania wyjaśniające w danym roku zostały zakończone. Na 6617 poddanych analizie tego typu zdarzeń zarejestrowanych w latach 1995-2015:

- 6005 zaistniało w podczas utrzymania obiektu, co stanowi 91% ogółu,
- 612 zaistniało w trakcie budowy lub prowadzenia robót budowlanych, co stanowi 9% ogółu (rys. 2).



Rys. 2. Katastrofy budowlane, które miały miejsce w latach: 1995 – 2015, z podziałem na: zaistniałe podczas utrzymania oraz zaistniałe podczas budowy lub prowadzenia robót budowlanych

Katastrofy występują więc zarówno w trakcie budowy, jak i podczas późniejszej eksploatacji obiektu budowlanego. Zdecydowanie więcej występuje ich jednak w trakcie użytkowania (rys. 2). Wynika to z tego, że obiekty użytkowane od dłuższego czasu podlegają naturalnemu zużyciu i są bardziej narażone na działanie sił zewnętrznych. Wskazać również należy na zdecydowanie mniejszą liczbę budów w stosunku do liczby użytkowanych już obiektów.



Rys. 3. Katastrofy budowlane w latach: 1995 - 2015, z podziałem na: niewynikające z przyczyn losowych oraz zaistniałe z przyczyn losowych

Przyczynami większości katastrof, które zaistniały w trakcie użytkowania obiektu były zdarzenia niezależne od człowieka, nagle i nieprzewidziane, których zazwyczaj nie można uniknąć (*vis maior*, czyli siła wyższa). Są to tzw. zdarzenia losowe. Natomiast katastrofy wynikające z identyfikowalnych błędów podczas utrzymania stanowiły 30% wszystkich zaistniałych katastrof budowlanych, tj. mniejszość (rys. 3). W odróżnieniu od katastrof spowodowanych czynnikami losowymi, w szczególności wynikającymi z sił natury, na przyczyny których wpływ czynnika ludzkiego jest znikomy, katastrofy wynikające z błędów podczas utrzymania mają swoje źródło w nieprawidłowym działaniu lub nawet zaniechaniu człowieka.

3. ANALIZA DANYCH Z LAT 2008-2015, DOTYCZĄCYCH KATASTROF BUDOWLANYCH, KTÓRE NASTĄPIŁY W WYNIKU BŁĘDÓW PODCZAS UTRZYMANIA OBIEKTU BUDOWLANEGO

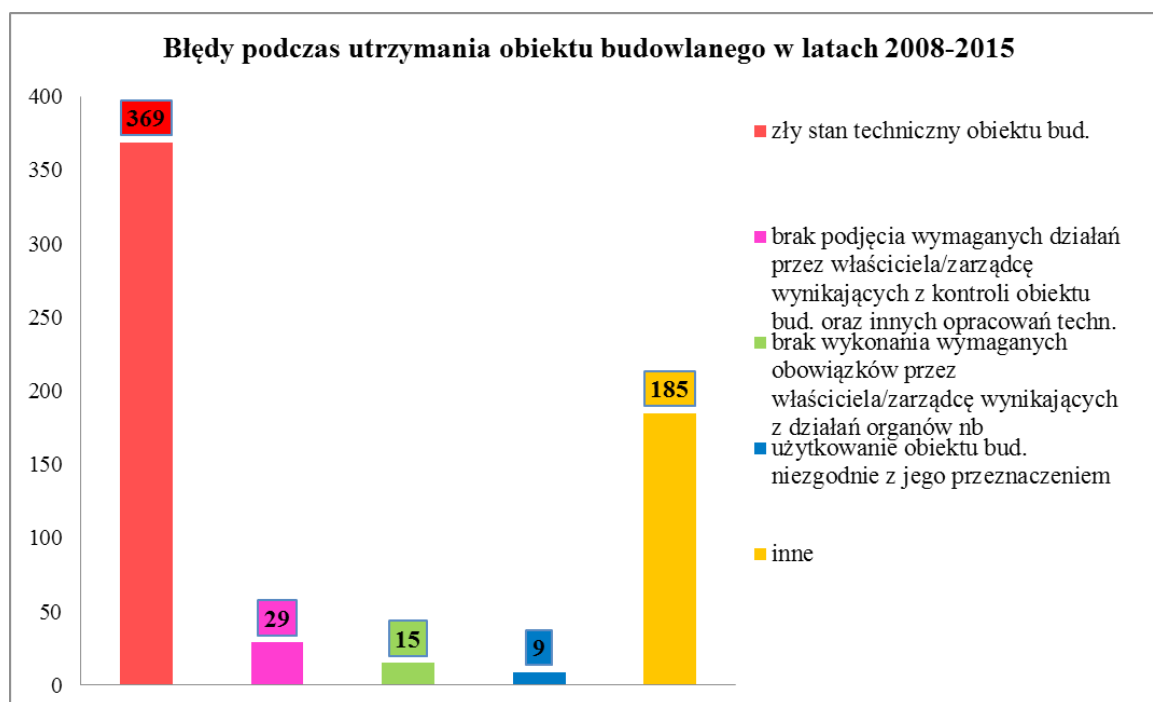
Przedstawione w niniejszym rozdziale szczegółowe dane dotyczą katastrof budowlanych z lat: 2008-2015. Dokonanie szczegółowej analizy informacji z tego właśnie okresu było możliwe dzięki wprowadzonemu w Głównym Urzędzie Nadzoru Budowlanego w 2008 roku elektronicznemu rejestrowi katastrof budowlanych.

W ostatnich 8 latach zarejestrowano w systemie 3961 katastrof. W ich wyniku zostało poszkodowanych 715 osób, w tym 160 osób poniosło śmierć, a 555 zostało rannych. Aż 3707 ze wszystkich katastrof, tj. 94%, zaistniało podczas użytkowania. W wyniku katastrof zaliczonych do tej grupy poszkodowanych zostało 138 osób, w tym 25 poniosło śmierć, a 113 zostało rannych [2].

Przyczyną większości, tj. 3238 spośród katastrof budowlanych omawianych w tym rozdziale, były zdarzenia losowe. Zdecydowanie mniej liczną grupę stanowiło 498 katastrof wynikających z błędów podczas utrzymania obiektu budowlanego. Błędy te dotyczyły w szczególności (rys. 4):

- złego stanu technicznego obiektu budowlanego (369 przypadków),
- braku podjęcia wymaganych działań przez właściciela lub zarządcę wynikających z kontroli obiektu budowlanego oraz innych opracowań technicznych (29 przypadków),

- braku wykonania wymaganych obowiązków przez właściciela lub zarządcę wynikających z działań organów nadzoru budowlanego (15 przypadków),
- użytkowania obiektu budowlanego niezgodnie z jego przeznaczeniem (9 przypadków),
- innych okoliczności (185 przypadków, w tym m.in.: przeciążenie stropu, dopuszczenie do nadmiernego przeciążenia dachu śniegiem lub zbyt duże obciążenie stropu, wybuch gazu spowodowany niewłaściwym zabezpieczeniem urządzeń, ich wadliwym podłączeniem lub brakiem staranności przy eksploatacji; wybuch urządzeń centralnego ogrzewania - pieca i kotła - spowodowany brakiem kontroli oraz niewłaściwą eksploatacją, dewastacja obiektu przez osoby trzecie).



Rys.4. Błędy podczas utrzymania obiektu w latach: 2008 – 2015

Przyczyny analizowanych katastrof, w wielu przypadkach, były złożone. Składało się na nie równocześnie kilka czynników, np. zły stan techniczny oraz brak wykonania kontroli okresowych, których przeprowadzenie i wdrożenie ewentualnych zaleceń mogłoby nawet zapobiec zaistnieniu katastrofy. Należy nadmienić, że prawie w połowie przypadków dodatkowym czynnikiem, oprócz błędów w zakresie utrzymania, czyli tych zależnych od człowieka, były również zdarzenia losowe. Można tu wymienić silne wiatry czy intensywne opady atmosferyczne, które przyspieszyły katastrofę najczęściej tych obiektów będących już w złym stanie technicznym.

Właścicielami lub zarządcami obiektów, które uległy katastrofom ze względu na zaniechania ludzkie były najczęściej osoby fizyczne (74%). Niewielką część (10%) stanowiły obiekty będące w zarządzie Skarbu Państwa, w przypadku pozostałych 16% właściciele to m.in. spółdzielnie i wspólnoty mieszkaniowe, jednostki samorządowe, spółki. Można dokonać podziału ww. podmiotów zgodnie z kryterium kompetencji. Zatem można wyróżnić: jednostki organizacyjne zatrudniające specjalistów, tj. osoby pełniące samodzielne funkcje techniczne w budownictwie, które z uwagi na stawiane wymagania są znawcami zagadnień związanych z bezpieczeństwem obiektów budowlanych (specjaliści posiadający uprawnienia budowlane) oraz właścicieli, zarządców lub użytkowników, którym ta problematyka jest przeważnie obca (niefachowcy) [3]. Można również wskazać na pewną zależność polegającą na powiązaniu stopnia realizacji obowiązków z poszczególnymi rodzajami zarządców. W przypadku zarządców z reguły mniej wyspecjalizowanych, którzy wypełniają ustawowe obowiązki w stosunku do najczęściej jednego obiektu stwierdzono znacznie więcej katastrof, natomiast w przypadku zarządców bardziej wyspecjalizowanych,

tj. zarządzających dużą liczbą obiektów i będących w większości specjalistami – mniej katastrof. Zauważalne są zatem różnice pomiędzy osobami posiadającymi wiedzę i doświadczenie, a co za tym idzie większą świadomość jako podmioty odpowiedzialne za stan bezpieczeństwa obiektów budowlanych [4].

Omawiane w tym rozdziale katastrofy dotyczą najczęściej budynków gospodarczych lub inwentarskich (47%) oraz mieszkalnych (37%), w tym w zdecydowanej większości jednorodzinnych (27%). Istotnym czynnikiem jest również wiek obiektów. Przykładowo najliczniej występujący błąd, jakim był zły stan techniczny głównie dotyczył obiektów, których wiek wynosił powyżej 50 lat (90%). Pozostałe nieliczne przypadki to obiekty liczące od 10 do 50 lat. Zły stan techniczny obiektów budowlanych wynikał najczęściej ze zużycia technicznego oraz braku wykonywania bieżących remontów i napraw. Jako jeden z czynników wskazywano również daleko posuniętą dewastację obiektów budowlanych, również w wyniku nieuprawnionego pozyskiwania jego elementów (grabieży).

Katastrofy budowlane, które zaistniały w okresie użytkowania obiektów, a nie były związane z siłami natury, spowodowane były w przeważającej części złym stanem technicznym obiektów oraz niedostatecznym wykonywaniem obowiązków przez ich właścicieli lub zarządców. Istotne jest, że tego typu katastrofom można efektywnie przeciwdziałać. Z poziomu nadzoru budowlanego skutecznymi działaniami zaradczymi będą, m. in.: kontrole, prewencja, egzekwowanie obowiązków aż do nakładania kar [5]. Z poziomu właściciela, zarządcy, użytkownika będzie to podejmowanie szeregu działań mających na celu utrzymanie nieruchomości w należytym stanie technicznym.

Skutkiem każdej katastrofy budowlanej jest zniszczenie obiektu budowlanego w całości lub w części. Wiąże się to ze stratami materialnymi, zwykle bardzo znaczącymi. Najpoważniejszymi i najdotkliwymi jednak skutkami katastrof budowlanych mogą być utrata życia lub uszczerbek na zdrowiu. W takich przypadkach wymiar strat jest w istocie niepoliczalny.

Na 498 katastrof wynikających z błędów podczas utrzymania obiektu budowlanego w 43 odnotowano uszkodzonych. W wyniku tych katastrof uszkodzone zostały 76 osoby, w tym 15 poniosło śmierć, a 61 zostało rannych. Po przeanalizowaniu najdotkliwszych w skutkach katastrof, czyli tych w wyniku których ludzie ponieśli śmierć, można stwierdzić, że ich przyczynami były:

- w 4 przypadkach zły stan techniczny obiektu wynikający ze zużycia technicznego oraz braku wykonywania bieżących remontów i napraw bądź występujący w połączeniu z błędami konstrukcyjnymi (np. brak wieńca w poziomie stropu drewnianego, ściany zewnętrzne murowane dwuwarstwowe niepowiązane ze sobą),
- w 2 przypadkach dewastacja obiektów budowlanych wyłączonych z użytkowania na podstawie decyzji administracyjnej w wyniku nieuprawnionego pozyskiwania jego elementów (wycinka elementów stalowych konstrukcyjnych przez osoby pozyskujące złom prowadzona bez nadzoru i wymaganych pozwoleń, w sposób niekontrolowany),
- pożar budynku jednorodzinnego,
- znaczne obciążenie zbożem poddasza chlewni,
- wybuch agregatu prądotwórczego zasilanego benzyną.

4. PODSUMOWANIE

Występowanie katastrof budowlanych to istotny problem wymagający analizy, refleksji, ale przede wszystkim zdecydowanych działań zaradczych. Takimi działaniami powinny być edukacja właścicieli i zarządców o konieczności utrzymania obiektów w należytym stanie technicznym oraz uświadamianie im potencjalnych zagrożeń wynikających z zaniechań i zaniedbań. Następnym działaniem powinna być bieżąca analiza wykonywana przez organy nadzoru budowlanego w zakresie stanu technicznego nieruchomości znajdujących się na terenie objętych ich właściwością miejscową. Bardzo istotnym, kolejnym krokiem jest podejmowanie władczych decyzji w zakresie posiadanych kompetencji, w tym wyłączenie z użytkowania obiektów stwarzających zagrożenie dla życia i zdrowia osób w nich przebywających lub znajdujących się w ich otoczeniu. Należy zauważyć, że analiza zagrożeń powinna dotyczyć również obiektów wyłączonych z użytkowania, ze względu na przypadki dokonywania ich dewastacji, które – jak wskazano – mogą mieć tragiczne skutki.

To, że katastrofy budowlane są zdarzeniami niezwykle rzadkimi i wyjątkowymi, zarówno w skali istniejącego zasobu budowlanego, jak i nowo budowanych obiektów, nie oznacza, że można je lekceważyć. Do zagrożeń mogących przyczynić się do występowania katastrof należy zaliczyć: błędy ludzkie, nierzetelne sprawowanie kontroli przez podmioty do tego zobowiązane, opieszałość w podejmowaniu lub niepodejmowanie działań w przypadku zaistnienia nieprawidłowości, szczególnie w zakresie złego stanu technicznego obiektu budowlanego. Negatywnym skutkiem jest nieosiąganie najważniejszego celu, jakim jest bezpieczeństwo w budownictwie. To w wyniku nieodpowiednich zachowań w procesie budowlanym dochodzi do utraty życia lub zdrowia ludzi oraz mienia, a najbardziej wymierne i dotkliwe straty występują właśnie przy katastrofach budowlanych [6]. Ze względu na następstwa jakie niosą za sobą katastrofy budowlane, czyli zawsze - zniszczenie obiektu budowlanego i wynikające stąd straty materialne, nierzadko - utratę zdrowia, a nawet - w wyjątkowych przypadkach - życia, należy za wszelką cenę dążyć do ograniczenia ryzyka ich występowania lub choćby zminimalizowania ich skutków. Musimy mieć świadomość, że bez względu na znaczący postęp technologiczny i rozwój w budownictwie, jaki obecnie odnotowujemy, katastrof budowlanych nie da się całkowicie uniknąć. Nowe technologie nie wyeliminują nieprzewidywalnej siły natury, ale zmniejszą ryzyko zaistnienia błędów i zaniechań popełnianych przez człowieka. Istotne jest, abyśmy potrafili na błędach się uczyć i wyciągać z nich właściwe wnioski na przyszłość, a wnioski te powinny być wykorzystywane przy działaniach prewencyjnych i szkoleniach dla osób zajmujących się zarządzaniem nieruchomościami [7].

Literatura

- [1] Szer J., *Analiza ryzyka w budownictwie i jej skutki*, XII Konferencja Naukowo-Techniczna – Warsztaty Pracy Rzecznawcy Budowlanego, Kielce-Cedzyna 2012.
- [2] Analizy GUNB dotyczące katastrof budowlanych: <http://www.gunb.gov.pl/> oraz dane z rejestru katastrof budowlanych.
- [3] Szer J., Świdorska I.: *Czynniki oddziałujące na obiekty budowlane*. Konferencja „Problemy techniczno-prawne utrzymania obiektów budowlanych”, Warszawa 2013.
- [4] Informacja GINB: *Informacja o wynikach kontroli utrzymania obiektów kolejowych, ze szczególnym uwzględnieniem zapewnienia niezbędnych warunków do korzystania z nich przez osoby niepełnosprawne, przeprowadzonych w 2013 r.*, Warszawa 2014.
- [5] Szer J., *Katastrofy budowlane a bezpieczeństwo w budownictwie*, Bezpieczeństwo pracy w budownictwie – Monografie, Lublin 2015.
- [6] Szer J., Świdorska I.: *Rola kontroli w zakresie zapewnienia bezpieczeństwa w budownictwie*. Konferencja „Problemy techniczno-prawne utrzymania obiektów budowlanych”, Warszawa 2012.
- [7] Błazewicz U., Szymańska I., Szer J.: *Najczęściej występujące błędy podczas utrzymania obiektu budowlanego jako przyczyny katastrof budowlanych*. Konferencja „Problemy techniczno-prawne utrzymania obiektów budowlanych”, Warszawa 2016.

RISK ANALYSIS REFERRING TO THE MOST FREQUENT IRREGULARITIES IN BUILDING OBJECTS MAINTENANCE



Janusz MIERZWA ¹, Rafał MIERZWA ²

ZAGROŻENIA KONSTRUKCJI WYNIKAJĄCE ZE ZŁEJ JAKOŚCI BETONU

STRESZCZENIE

W opracowaniu rozważono ogólne przyczyny wystąpienia zagrożeń konstrukcji wynikających ze złej jakości betonu oraz przedstawiono charakterystyczne przykłady ich wystąpienia spowodowane błędami popełnionymi na etapie kwalifikacji właściwości składników, na etapie realizacji oraz w stadium eksploatacji.

SŁOWA KLUCZOWE beton, zagrożenie, korozja, mrozoodporność, wytrzymałość

1. WSTĘP

Formułowane dziś najbardziej ogólne wymagania i oczekiwania względem powstającego obiektu budowlanego są nieco odmienne od niezbyt odległe wcześniej określanych warunków. Oprócz bowiem dwóch zasadniczych warunków, które stanowiły zasady działań w procesie projektowania i realizacji obiektów budowlanych jakim był warunek nośności i warunek użyteczności wprowadzony został jako równorzędny trzeci. Jest nim warunek trwałości obiektu budowlanego.

System Eurokodów w pierwszej z serii norm konstrukcyjnych, w normie PN-EN 1990 „Podstawy projektowania konstrukcji” [1] w punkcie 2.1. „Wymagania podstawowe” postanawia: „Konstrukcję należy projektować tak, aby jej: nośność, użyteczność i trwałość była zapewniona”.

Rozważając zatem interpretację określenia „zagrożenie konstrukcji” należy rozumieć pod tym pojęciem sytuację, w której pojawia się potencjalna możliwość przekroczenia nie tylko stanu granicznego nośności (SGN) i stanu granicznego użyteczności (SGU) lecz także stanu redukcji jej trwałości poniżej normowo ustalonego czasu, dla którego jest projektowana.

Spojrzenie na problem „zagrożenia konstrukcji” prowadzi nas więc poprzez kolejne stadia powstawania i funkcjonowania obiektu budowlanego, to jest poprzez:

- fazę projektowania,
- fazę realizacji,
- stadium eksploatacji.

¹ prof. nzw dr hab. inż. Janusz Mierzwa

² mgr inż. Rafał Mierzwa

Stan zagrożenia może zatem wystąpić w rezultacie: niewłaściwej analizy lub wadliwych założeń w stadium projektowania, w wyniku nieodpowiednich działań na etapie realizacji obiektu czy też nadmiernej środowiskowej podatności materiału, lub na skutek niezgodnego z założeniami użytkowania konstrukcji. Odpowiedź na pytanie: jaką rolę może odegrać w tym zła lub nawet nieoptymalna jakość betonu, przy próbie całościowego i wyczerpującego ujęcia tego niezwykle szerokiego zakresu zagadnień, obejmuje obszar tematyczny znacznie przekraczający ramy tego opracowania. W dalszej części podjęto więc próbę uwzględnienia tych ważniejszych aspektów tego problemu, które są bliższe zagadnieniom, z jakimi może spotkać się rzeczoznawca.

2. ZAGROŻENIA WYNIKAJĄCE ZE STADIUM PROJEKTOWANIA

Stadium projektowania konstrukcji jest szczególnie ważnym jeśli nie najważniejszym etapem powstania obiektu budowlanego jako, że prawidłowo przyjęte w nim założenia materiałowe ze względu na przyszłe warunki eksploatacji (przyjmując dalszy prawidłowy etap analizy, wymiarowania i konstruowania) zadecydują o bezpieczeństwie użytkowalności i trwałości projektowanego obiektu.

O ile w odniesieniu do konstrukcji z betonu przyjęcie nieoptymalnych założeń wytrzymałościowych dla betonu przy dalszym prawidłowym projektowaniu może mieć głównie wymiar ekonomiczny i raczej nie wpłynie znacząco na stan graniczny nośności o tyle przyjęcie nietrafnych rozwiązań materiałowych, zwłaszcza względem grupy właściwości fizyko – mechanicznych betonu i jego składników, może skutkować dotkliwymi uchybieniami na etapie przyszłego użytkowania.

Generalnie biorąc, kierującymi przyjęcie właściwych założeń są zalecenia normy dla konstrukcji z betonu [2], która uwzględniając kategorię projektowanego okresu użytkowania (wg [1]) formułuje dla najczęściej projektowanych obiektów (trwałość 50 lat – kat. 4 i trwałość 100 lat – kat. 5) w oparciu o zidentyfikowane klasy ekspozycji, według przyszłych warunków jej użytkowania, właściwe zalecenia materiałowo – konstrukcyjne.

Zagrożenie konstrukcji po stronie betonu może zatem pojawić się jako rezultat nietrafnie zidentyfikowanych warunków przyszłej eksploatacji obiektu lub jego elementów.

Przyjęty w normie „betonowej” PN-EN 206 [3] podział warunków środowiskowych na 6 klas ekspozycji obejmuje możliwość oddziaływania na beton korozji: karbonatyzacyjnej (XC), chlorkowej (XD, XS), mrozowej (XF) lub chemicznej (XA) wyróżniając w każdej różne poziomy intensywności oddziaływania środowiska.

Zabezpieczenie przed korozją określonego typu i zapewnienie trwałości, a tym samym niedopuszczenie do wystąpienia stanu zagrożenia użytkowania, zapewnia ochrona materiałowo – strukturalna poprzez przyjęcie dla danej klasy ekspozycji wartości granicznych składu betonu jako: nie niższej jak minimalna klasa wytrzymałości na ściskanie, niższy od maksymalnego poziomu współczynnika w/c betonu oraz wyższą od minimalnej ilość cementu.

Przykładowe przedziały tych wartości dla poszczególnych klas ekspozycji podaje tabela 1.

Dodatkowym warunkiem, w celu niedopuszczenia do uszkodzeń mrozowych jest zalecane przez normę [3] dla klasy ekspozycji XF napowietrzenie betonu na poziomie minimum 4% oraz zastosowanie mrozoodpornego kruszywa zgodnie z normą PN-EN 12620. Natomiast w przypadku korozji chemicznej (XA) wymagana jest odpowiednia jakość cementu. Praktyczne działania wykazują jednak, że dotrzymanie warunków napowietrzenia o objętości 4% jest bardzo ważnym elementem, ale nie gwarantuje to braku wystąpienia zagrożenia uszkodzeniami mrozowymi. Konieczne w tym przypadku jest właściwe kształtowanie poprzez domieszki napowietrzające struktury porowatości betonu mrozoodpornego określonej przez jej trzy parametry, to jest:

- całkowitą zawartość powietrza $A \geq 4 \div 5\%$
- wskaźnik rozmieszczenia porów powietrznych zwany też wskaźnikiem struktury porowatości $L \leq 0,2\text{mm}$ oraz
- ogólną zawartość mikroporów o średnicy mniejszej od $300\mu\text{m}$ (A_{300}) dla XF2 i XF3 – $A_{300} > 1,50\%$ oraz XF4 – $A_{300} > 1,8\%$.

Typ korozji	Korozja węglanowa	Korozja chlorkowa		Korozja mro-zowa	Korozja che-miczna
		Woda morską	Nie z wody morskiej		
Klasa ekspozycji	XC1 ÷ XC4	XS1 ÷ XS3	XD1 ÷ XD3	XF1 ÷ XF4	XA1 ÷ XA3
Minimalna klasa wytrzymałości	C20/25 do C30/37	C30/37 do C35/45		C25/30 do C30/37	C30/37 do C35/45
Maksymalne w/c	0,65 ÷ 0,50	0,50 ÷ 0,45	0,55 ÷ 0,45	0,55 ÷ 0,45	0,55 ÷ 0,45
Minimalna ilość cementu [kg/m ³]	260 ÷ 300	300 ÷ 340	300 ÷ 320	300 ÷ 340	300 ÷ 360

Tabela. 1. Przedziały wartości granicznych składu i wytrzymałości betonu zalecane dla poszczególnych klas ekspozycji

Niedotrzymanie tych warunków, pomimo zgodności z wymaganiami warunków składu i ogólnej objętości A[%], jest najczęściej jedną z głównych przyczyn wystąpienia uszkodzeń betonu niekiedy o rozmiarach zagrożenia stanu użytkowania. Ma to miejsce zwłaszcza w konstrukcjach nawierzchniowych z betonu, eksploatowanych w warunkach wielocyklowego oddziaływania znakozmiennych temperatur i wysokiej wilgotności.

Stan wystąpienia zagrożenia bezpieczeństwa eksploatacji pomimo spełnienia warunków materiałowych określonych dla klasy ekspozycji XA może pojawić się w przypadku intensywnej korozji chemicznej, jeśli oprócz materiałowo-strukturalnych zachodzi równoczesny brak dodatkowych zabezpieczeń.

W skrajnych przypadkach nawet zabezpieczenie powłokowe oprócz materiałowo – strukturalnego może okazać się niewystarczającym jeśli przyjęte zostało niewłaściwe rozwiązanie konstrukcyjne.

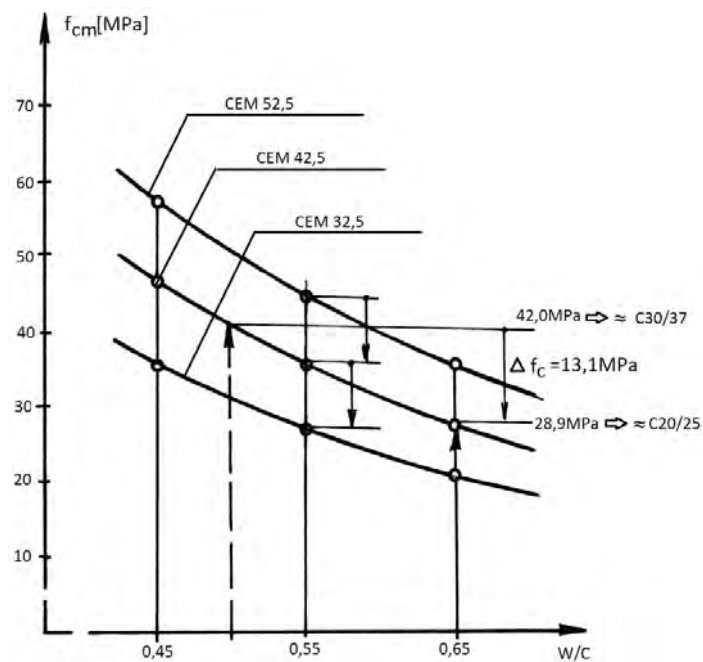
3. ZAGROŻENIA WYNIKAJĄCE ZE STADIUM REALIZACJI I EKSPLOATACJI

W stadium realizacji zapewnienie niedopuszczenia do wystąpienia zagrożenia konstrukcji po stronie jakości betonu związane jest przede wszystkim z dotrzymaniem prawidłowo przyjętych w projekcie warunków materiałowo – konstrukcyjnych. Przy ich dopełnieniu w ciągu całego stadium realizacji dopuszczenie do wadliwych działań technologicznych lub niewłaściwe względnie niewystarczające wykonywanie zabiegów pielęgnacyjnych może prowadzić do zahamowania rozwoju, lub wystąpienia strukturalnych uszkodzeń dojrzewającego w konstrukcji betonu.

W skrajnych przypadkach pojawienie się stanu zagrożenia konstrukcji, którego przyczyną są złe właściwości betonu może wynikać: ze złego składu wbudowanego betonu, z nieodpowiednich własności składników czy też ze szkodliwego oddziaływania czynników zewnętrznych w początkowym stadium dojrzewania. Wpływ błędu w dozowaniu ilości wody przy wytwarzaniu betonu (np. nieuwzględnienie rzeczywistej wilgotności kruszywa) lub korekta konsystencji przez dodanie wody bezpośrednio przed wbudowaniem, prowadzą do wzrostu współczynnika wodno – cementowego powodując drastyczny spadek wytrzymałości betonu. Przykładowo wzrost ilości wody o około 18 ÷ 22% w stosunku do w/c projektowanego może, zależnie od klasy wytrzymałości cementu i f_{cm28} betonu spowodować obniżenie jego wytrzymałości na ściskanie betonu nawet o około dwie klasy wytrzymałości. Będzie to na pewno równoznaczne z wystąpieniem stanu zagrożenia konstrukcji.

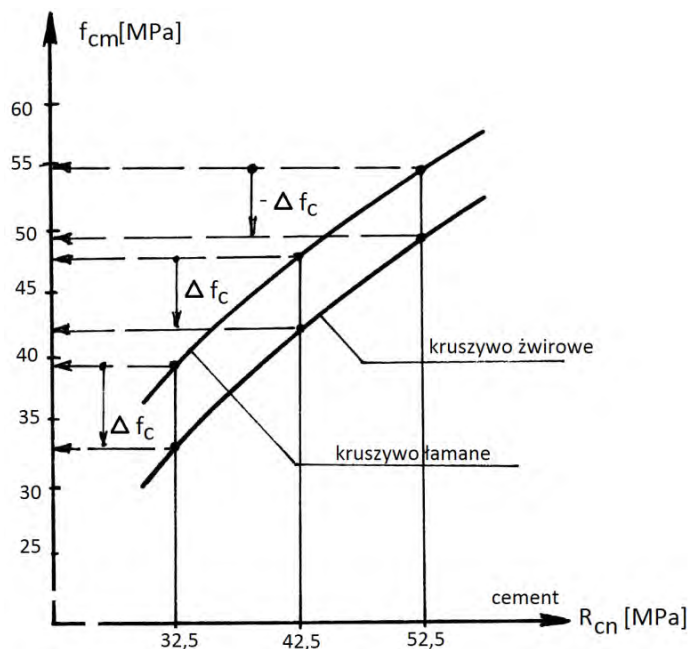
Podobne rezultaty da niezgodna z założeniami projektu składu betonu zamiana klasy wytrzymałości cementu na niższą, co skutkuje możliwością spadku rzeczywistej wytrzymałości betonu względem projektowanego o zakresie podanym na rys. 1.

Przykładowy przebieg zmiany wytrzymałości betonu (f_{cm28}) zależnie od wartości współczynnika wodnocementowego (np. zmienionego przez dodanie wody) dla różnych klas wytrzymałości cementów przeliczonych wg relacji K. Walza [4] podaje rys. 1.



Rys. 1. Krzywe zależności $f_{cm} = \varphi(c/w, R_{cn})$ dla różnych klas wytrzymałości cementów

Nie zgodna z projektem zamiana rodzaju kruszywa z łamanego bazaltowego lub granitowego na kruszywo naturalne (żwir) przy tym samym składzie betonu również prowadzi do obniżenia wytrzymałości betonu. Zależnie od poziomu w/c obniżenie wytrzymałości waha się w granicach od 7 ÷ 15% (Rys.2.).



Rys. 2. Wpływ rodzaju kruszywa na wytrzymałość betonów z cementu o różnej wytrzymałości (W/C const.)

Zastosowanie zamiennie kruszyw wykazujących pozornie nieznacznie niższe właściwości względem wymagań normowych (np. mrozoodporność F_2 zamiast F_1 wg PN-EN 13620:2004) może powodować poważne konsekwencje w postaci złej jakości betonu. W szczególnie drastycznych przypadkach może

to skutkować nawet koniecznością wyłączenia obiektu z eksploatacji wobec zagrożenia bezpieczeństwa jego użytkowania.

Typ zagrożenia wynikający z uszkodzeń mrozowych ujawnia się na ogół dość szybko, bo zazwyczaj już po 1 do 2 sezonach jesienno – zimowych.

Inny natomiast rodzaj zagrożenia użytkowania elementu lub konstrukcji wynikający ze złej jakości składników betonu (cement, kruszywo) związany jest ze zjawiskiem tzw. reaktywności alkalicznej. W tym przypadku rozwój sieci spękań dochodzących nawet do rozwarć rzędu 10mm betonu wykonanego z kruszywa zawierającego reaktywną krzemionkę i z cementu o wysokich alkaliach następuje w dużo dłuższym okresie. Dotyczy to betonów znajdujących się w warunkach zmiennego, bardzo intensywnego nasączenia i może po dłuższym czasie przyjmować tak rozległe rozmiary, że wobec powstałych uszkodzeń koniecznym staje się wyłączenie tej części konstrukcji, lub tego elementu z dalszej eksploatacji. Zasadnicze przy tym znaczenie zapobiegawcze ma stosowanie cementów niskoalkalicznych to znaczy zawierających $\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O} < 0,6$ [6].

4. PRZYKŁADY SKUTKÓW DESTRUKCJI MROZOWEJ

4.1. Wadliwe napowietrzenie betonu

Przykładem skutków wadliwego napowietrzenia betonu jest nawierzchnia płyty otwartego parkingu w pewnym supermarkecie, usytuowana na najwyższym poziomie +14,50m wykonana jako nawierzchnia betonowa o wymiarach 192,0 x 82,0m i powierzchni około 15750m².

Beton klasy C30/37 i konsystencji S2 zaprojektowany o prawidłowym składzie dla nawierzchni otwartych, intensywnie eksploatowanych został w laboratorium napowietrzony do poziomu $4,8 \div 5,9\%$. W wyniku działań znakozmiennych temperatur już po jednym sezonie cała nawierzchnia uległa złuszczeniu warstwy o grubości $1,5 \div 3,0\text{cm}$ odsłaniając wysoko wystające z niej ziarna kruszywa bazaltowego. Zaistniały stan techniczny, w wyniku powstałych uszkodzeń, spowodował konieczność wyłączenia całego parkingu z użytkowania.

Rozmiary i charakter uszkodzeń przedstawiają rys. 3 i 4.

Przeprowadzone badania próbek rdzeniowych betonu wyciętych z nawierzchni wykazały następujące właściwości betonu wbudowanego:

- wytrzymałość na ściskanie $f_{cm} = 38,0 \div 51,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{C30/37}$
- nasiąkliwość $N_m = 4,1$ do $6,4\%$ średnio $4,9\%$
- struktura napowietrzenia w wydzielonych trzech warstwach betonu płyty tj. dolnej, środkowej i górnej badana metodą analizy numerycznej systemem RapidAir 457, jak w tabeli 2.

Strefa grubości płyty		Parametry napowietrzenia betonu		
		Całkowita zawartość powietrza A[%]	Wskaźnik rozmieszczenia porów α [mm]	Zawartość mikroporów A300[%]
Strefa górna	od / do	1,46 do 3,85	0,212 do 0,548	0,03 do 0,600
	śr	2,58%	0,352mm	0,350%
Strefa środkowa	od / do	2,15 do 3,93	0,244 do 0,409	0,99 do 1,70
	śr	3,27%	0,345mm	1,28%
Strefa dolna	od / do	3,44 do 5,07	0,231 do 0,411	0,8 do 1,22
	śr	4,25%	0,317mm	0,91%
Wartości wymagane		$A \geq 4\%$	$L \leq 0,20\text{mm}$	$A300 \geq 1,5\% (1,8\%)$

Tabela. 2. Struktura napowietrzenia w wydzielonych warstwach betonu płyty wyznaczona metodą analizy numerycznej

Przyczyną zaistniałego stanu okazało się nadmierne upłynnienie betonu przy podawaniu pompowym, które wpłynęło na olbrzymie, destrukcyjne w skutkach zróżnicowanie jego struktury napowietrzenia i podwyższenie współczynnika W/C zwłaszcza w górnej przypowierzchniowej warstwie płyty. Postać uszkodzeń mrozowych betonu płyty podaje rys. 3 i 4.



Rys. 3. Postać uszkodzeń mrozowych betonu płyty



Rys. 4. Postać uszkodzeń mrozowych betonu płyty

4.2. Wadliwa jakość kruszywa

W warstwie wierzchniej (tzw. ścieralnej) intensywnie użytkowanych i odpowiedzialnych nawierzchni dla ruchu kołowego wymagane jest w warunkach krajowych stosowanie jako gruboziarnistej części kruszywa granitowego (wytyczne GDDiA). W przypadku pewnej realizacji dwóch odcinków progowych drogi startowej lotniska dopuszczono zamiennie do zastosowania w miejsce części granitowego

kruszywa grubszego – kruszywa żwirowego frakcji 2/16 ze złóż lokalnych. Wbudowane betony z kruszywem o takim składzie już po jednej zimie wykazały występowanie na powierzchniach płyt rozległych punktowych uszkodzeń typu pop out. Ich ilość w niektórych miejscach dochodziła nawet do 300 kraterowych odprysków w 1m². Przyczyną wystąpienia tak olbrzymich uszkodzeń i w związku z tym bezwzględnej konieczności wyłączenia z użytkowania całej drogi kołowania było niedostrzeżenie w porę wystąpienia w zastosowanym zamiennie kruszywie żwirowym ze złoża polodowcowego pewnej ilości ziaren podatnych na ekspansję mrozową.

Późniejsze badania betonów nawierzchni wykazały, że przy prawidłowej strukturze jego napowietrzenia i stosunkowo wysokiej wytrzymałości betonu na ściskanie (około 55 ÷ 60MPa) destrukcję typu popout powodowały ziarna zawierające w swym składzie petrograficznym fazy mineralne margliste, ilaste, opoki, rogowce, a przede wszystkim wapienie lekkie, porowate o gęstości pozornej bliskiej 2,0kg/dm³.

Ich wypłynięcie pod powierzchnię przy obróbce wibracyjnej układanego betonu oraz struktura nasiąkliwej porowatości w warunkach nasączenia wodą przy znakozmiennych temperaturach wywołały efekty tak skrajnej destrukcji powierzchni. Punktowy przykład fizycznego charakteru tych uszkodzeń podaje rys. 5.



Rys. 5. Punktowy przykład fizycznego charakteru uszkodzeń

5. ZAGROŻENIE KONSTRUKCJI SPOWODOWANE PRZEZ KRYTYCZNĄ KOROZJĘ CHEMICZNĄ

Oddziaływanie korozyjne nawet stosunkowo słabego reagenta jednak przebiegające długotrwale względem betonu słabszej jakości może wywołać stan zagrożenia, a nawet stan awarii elementu konstrukcyjnego.

Przykładem takim może być awaria żelbetowych belek ryglowych ramy podpierającej kaskadę wanien w elektrolitycznej produkcji cynku. W omawianym przypadku przy dużej skali produkcji niedokładności regulacji przepływu spowodowały lokalny wypływ elektrolitu jako zawiesiny surowca w 15% roztworze kwasu siarkowego na beton belek ryglowych. Skrajna destrukcja korozji doprowadziła do złamania belek i upadku wanien elektrolitycznych. Przeprowadzone po awarii badania zniszczonych belek wykazały, że wbudowany w nie beton charakteryzował się wytrzymałością f_{cm} = 22 do 28MPa i średnią nasiąkliwością N_m = 7,3%. Natomiast pokrywająca go izolacja z warstwy żywicznej i bitumicznej okazała się nieszczelna powodując długotrwale wnikanie korozjogennego roztworu w porowatą strukturę betonu.

Po usunięciu powłoki w zniszczonej części belki ryglowej odsłonięty materiał okazał się masą plastyczną stanowiącą mieszaninę związków wapniowo-krzemianowo-siarczanowych z ziarnami kruszywa oraz resztkami prętów strzemion i zbrojenia górnego (rys. 6).

W tak korozyjennym środowisku trwałość konstrukcji żelbetowej zapewnić mogą jedynie zespolone metody zabezpieczenia jako odpowiednie rozwiązanie projektowe materiałowo-strukturalnego kształtowania własności szczelnego betonu zgodnie z zaleceniami PN-EN 206 połączone z zabezpieczeniem powłokowym lub warstwowym wykonanym z odpowiednich materiałów [6,7,8].



Rys. 6. Widok zniszczonej części belki ryglowej po odsłonięciu powłoki izolacyjnej

6. NIEKTÓRE PROBLEMY IDENTYFIKACJI I OCENY WYTRZYMAŁOŚCI BETONU W KONSTRUKCJI

Wprowadzenie normy PN-EN 12504-1÷4 „Badania betonu w konstrukcjach” uporządkowało w sposób formalny metodykę badań betonu w konstrukcjach uściślając metodę bezpośrednią – wycinania rdzeni oraz trzy metody pośrednie to jest sklerometryczną, pull-out i ultradźwiękową. Sposób interpretacji otrzymanego przy ich pomocy wyniku podaje natomiast norma PN-EN 13791 „Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych”.

Z problemem oceny rzeczywistej wytrzymałości betonu w konstrukcji spotyka się rzeczoznawca bardzo często, a dokładność jej identyfikacji nie rzadko staje się bardzo istotnym elementem trafności ogólnego wnioskowania.

Pomijając w tym miejscu w części dyskusyjny sposób podejścia do oszacowania rzeczywistej wytrzymałości betonu w konstrukcji zaproponowany w normie PN-EN 13791 należy zwrócić tu uwagę na inny istotny problem.

Jest nim faktyczny rozkład wytrzymałości betonu w przekrojach badanych elementów i jego wpływ na dokładność oszacowania wytrzymałości charakterystycznej.

Przeprowadzone badania tych rozkładów w elementach kilkudziesięciu różnych konstrukcji betonowych o różnym wieku wykazały, że zwłaszcza w elementach grubszych (ponad 40÷50cm) zróżnicowanie wartości $f_{ci, is}$ strefy wewnętrznej względem przypowierzchniowej może dochodzić nawet do ponad 50%. W tej sytuacji próby uogólnienia oceny wytrzymałości betonu wykonane metodami pośrednimi na podstawie płytkich badań próbek rdzeniowych mogą być obarczone poważnym błędem, który może

prowadzić do stanu zagrożenia jeśli oszacowanie klasy wytrzymałości stanowi na przykład podstawę analizy w projekcie konstrukcyjnym modernizacji.

Wstępnym ogólnym wnioskiem, który wynika z przeprowadzonych badań jest zalecenie, aby w przypadkach badań wytrzymałości betonu grubszych elementów wnioskowane odnośnie uogólnionej oceny wytrzymałości było oparte o wytrzymałość próbek rdzeniowych sięgających strefy o grubości przynajmniej 30 do 40cm.

7. WNIOSKI

Zła jakość betonu jako przyczyna zagrożenia konstrukcji betonowej znajduje swą przyczynę w błędach ilościowo-jakościowych składu i składników betonu oraz niewłaściwych działaniach technologicznych na etapie realizacji jak również uchybień w eksploatacji konstrukcji. Możliwość ich wystąpienia istotnie zmniejsza ściślejsze uwzględnienie zaleceń stosowanych norm.

Niedopuszczenie do wystąpienia stanu zagrożenia konstrukcji po stronie jakości betonu wymaga w przypadku trudnych warunków eksploatacyjnych uwzględnienia specyficznych cech tego materiału i jego składników. Zawarte w specyfikacjach wytyczne przy bardziej odpowiedzialnych realizacjach winny zalecać wykonywanie wstępnych badań kwalifikacyjnych potwierdzających jakość materiału przed jego zastosowaniem.

Przy ocenie wytrzymałości betonu w konstrukcji istotne znaczenie dla dokładności i trafności uogólnień może mieć ściślejsza identyfikacja jej rozkładu w grubszych przekrojach badanych elementów. Dotyczy to zwłaszcza badań metodami pośrednimi bazujących na krzywych skalowania opartych o wytrzymałości próbek rdzeniowych.

Literatura

- [1] PN-EN 1990. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] PN-EN 1992.-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły do budynków.
- [3] PN-EN 206. Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [4] Neville A.M: Własności betonu. Kraków. 2000.
- [5] Mierzwa J.: *Niektóre aspekty wpływu kruszywa na właściwości wytrzymałościowe betonów*. Mat. Konferencji „Beton na progu nowego milenium”. Kraków 9/10.11.2000, s.85÷95.
- [6] Fiertak M.: *Ochrona materiałowo-strukturalna betonu*. Mat. Konf. XXV W.P.P.K. 2010 Tom I, s.201÷236
- [7] Czarnecki L.: *„Materiały do ochrony powierzchniowej konstrukcji z betonu”*. Mat. Konf. XVI W.P.P.K. 2002. Tom 1, s.57÷77.
- [8] Jaśniok M., Zybura A.: *„Zabezpieczenie i regeneracja zagrożonych korozją konstrukcji z betonu”*. Mat.Konf. XXI W.P.P.K.2006, s.47÷93.

STRUCTURAL HAZARD RESULTING FROM POOR QUALITY CONCRETE



Jarosław SZULC¹

AKTUALNE ZADANIA MODERNIZACJI BUDYNKÓW Z WIELKIEJ PŁYTY

STRESZCZENIE

W publikacji przedstawiono wyniki wieloletniej działalności ITB w zakresie budownictwa wielkopłytowego, publikowane w serii: Instrukcje, wytyczne, poradniki: Budynki wielkopłytowe. Wymagania podstawowe. Dokonano przeglądu współczesnych metod oceny stanu technicznego budynków w aspekcie wymagań bezpieczeństwa konstrukcji oraz właściwości akustycznych i izolacyjnych. Z uwagi na wciąż istniejący popyt na rynku mieszkaniowym i wysokie oczekiwania użytkowników podano możliwe kierunki działań modernizacyjnych budynków wielkopłytowych, również w zakresie ingerencji w ustroje konstrukcyjne. Publikacja stanowi merytoryczną i multidyscyplinarną polemikę z nieuprawnionymi poglądami o hipotetycznym zagrożeniu bezpieczeństwa budynków wielkopłytowych i odpowiedź na potrzebę jednoznacznego stanowiska dotyczącego kondycji „wielkiej płyty” w wymiarze krajowym.

SŁOWA KLUCZOWE: budownictwo wielkopłytowe, stan techniczny, trwałość, modernizacja

1. WPROWADZENIE

Problem bezpieczeństwa i komfortu użytkowania budowli wznoszonych w technologii prefabrykowanej z żelbetowych elementów wielkowymiarowych stanowi w chwili obecnej temat dyskusji wielu środowisk. Zainteresowanie kondycją „wielkiej płyty” stanowi problem społeczny z uwagi na znaczny ok. 30% udział tego typu budownictwa w zasobach mieszkaniowych Polski. Budynki wielkopłytowe, według obowiązujących wymagań normowych powinny spełniać kryterium projektowego okresu użytkowania 50 lat (Rys. 1), który wprawdzie nie jest równoważny z „okresem życia”, stanowi jednak genezę pojawienia się medialnych wątpliwości odnośnie poziomu bezpieczeństwa konstrukcji i użytkowania tych obiektów budowlanych [1], [2].

Konstrukcje budynków wielkopłytowych powinny podlegać przeglądom okresowym i kompleksowym ocenom stanu technicznego - w zależności od wieku, nasycenia negatywnych oddziaływań w okresie eksploatacji i stopnia degradacji podstawowych elementów ustroju nośnego.

Współczesne wymagania stawiane budynkom w zakresie izolacyjności cieplnej ich przegród są znacznie ostrzejsze niż w okresie wznoszenia budynków wielkopłytowych. Od roku 2014 wprowadzono bezpośrednie wymaganie odnośnie przebudowy (zmiany parametrów użytkowych lub technicznych)

¹ dr inż. Jarosław Szulc, j.szulc@itb.pl, Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Konstrukcji i Elementów Budowlanych

przegród budynków użytkowanych, które następnie do 2021 r. będą stopniowo zwiększane. W ramach remontów bieżących część zarządców i właścicieli nieruchomości przeprowadza obecnie ponowne docieplenia budynków już poddanych termomodernizacji, jeżeli wcześniej polegała ona na zastosowaniu niewystarczających izolacji cieplnej.



Rys. 1. Proces wznoszenia budynków wielkopłytowych osiedla mieszkaniowego w Nowej Hucie w latach 60-tych

Z uwagi na powyższe pożądane jest, aby również w Polsce wzorem państw Europy zachodniej (np. Niemcy, Francja, Szwecja) akcja modernizacji budownictwa wielkopłyтового przyjęła formę kompleksowych programów rządowych. Tymczasem jedynym działaniem w kraju był dotychczas projekt termomodernizacji „wielkiej płyty” objęty rządowym projektem wspierania inwestycji energooszczędnych i wkomponowanym w mechanizm gospodarki rynkowej.

2. OCENA STANU TECHNICZNEGO

2.1. Elementy ustroju konstrukcyjnego

Ocena stanu technicznego i bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytowych powinna wyjaśnić czy obiekt spełnia wymagania formalne sformułowane w obowiązujących dzisiaj przepisach oraz czy aktualny stan techniczny budynku nie odbiega zasadniczo od przyjętych rozwiązań projektowych (Rys.2).

Szczególnym problemem z zakresu bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytowych są trójwarstwowe prefabrykaty ścian zewnętrznych. Ocena stanu technicznego tych ścian była wielokrotnie szczegółowo omawiana, z prowadzonej dyskusji wynika bezwzględna konieczność analizy technicznej rozwiązania, z ewentualnym wprowadzeniem elementów wzmacniających do ustroju konstrukcyjnego [3].

W ocenach diagnostycznych budynków wielkopłytowych lub ich przeglądów technicznych, stosować można zróżnicowane metody badawcze: od ocen makroskopowych do badań z wykorzystaniem wyspecjalizowanej aparatury badawczej. Preferowane, z uwagi na użytkowanie obiektów, metody nieniszczące (sklerometryczne, akustyczne, elektromagnetyczne, elektryczne i radiologiczne i in.) zwykle dają jedynie przybliżony obraz występujących uszkodzeń i efektów destrukcji materiałowej.

Przy ocenie stanu technicznego konstrukcji budynków jednym z elementów oceny jest sprawdzenie zabezpieczenia konstrukcji przed skutkami obciążeń wyjątkowych (np. uderzenia ciężkiego przedmiotu w elementy budynku lub wybuch w jego pomieszczeniach), dlatego też niezbędne jest zapewnienie konstrukcji pewnego minimum bezpieczeństwa w tym zakresie. Z uwagi na mniejszy jednak stopień

zmonolityzowania, mniejszą zdolność do redystrybucji sił wewnętrznych i występowanie elementów wolnopodpartych, konstrukcje wielkopłytowe mogą mieć większą podatność na katastrofę postępującą w wyniku np. wybuchu.



Rys. 2. Rozbiórka wielkopłytowego budynku hotelu robotniczego FSO /ul. Kowalczyka, Białoleka/

Podobny aspekt, zwiększonych oddziaływań powinien być uwzględniony w ocenach diagnostycznych budowli zlokalizowanych na terenach szkód górniczych (obszary GZW i LGOM), gdzie w ostatnich latach dochodzi do występowania deformacji podłoża, czy wstrząsów sejsmicznych o wartościach dalece przekraczających założenia projektowe obiektów wielkopłytowych.

2.2 Ocena izolacyjności cieplnej

Z uwagi na sposób zapewnienia izolacyjności cieplnej, ściany zewnętrzne w budynkach wielkopłytowych można podzielić na:

- jednowarstwowe, wykonane np. z elementów keramzytobetonowych,
- trójwarstwowe, z wewnętrzną warstwą izolacji cieplnej z wełny mineralnej lub styropianu.

Według założeń projektowych ściany jednowarstwowe miały charakteryzować się współczynnikiem przenikania ciepła około 1,2, a trójwarstwowe około 0,7 W/(m²×K), w rzeczywistości okazało się, że wartości są wyższe z uwagi na stosowanie betonów o zwiększonej gęstości oraz różne wady wykonania lub uszkodzenia warstwy izolacji cieplnej [4].

Podana ogólna charakterystyka izolacyjności cieplnej na ogół jest wystarczająca do przeprowadzenia audytu energetycznego budynku, lub w celu określenia jego charakterystyki energetycznej. Szczegółowe rozpoznanie właściwości cieplnych poszczególnych części obudowy przeprowadza się na podstawie wyników badań metodą termowizyjną, a badania oporu cieplnego przegrody metodą wykorzystującą mierniki gęstości strumienia ciepła.

W ramach diagnostyki przyczyn pojawienia się i rozwoju zagrzybienia, który jest najczęściej powtarzającym się problemem, rozpatruje się:

- rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe części obudowy (na ogół połączenia przegród lub węzła konstrukcyjnego),
- cieplne i wilgotnościowe warunki w pomieszczeniu, w tym intensywność wentylacji oraz lokalne warunki klimatyczne.

W praktyce eksperckiej głównie sprawdza się, czy ma miejsce niewłaściwe wykonanie, polegające na braku przewidzianej izolacji cieplnej i czy występuje niewłaściwe użytkowanie pomieszczenia, polegające na niedogrzewaniu lub niedostosowaniu intensywności wentylacji do emisji wilgoci. Ocenę z uwagi na kryterium ochrony przed zagrzybieniem przeprowadza się na podstawie uzyskanych wyników badań i wyników obliczeń komputerowych rozkładu temperatury w rozpatrywanej części obudowy.

Szczególne zagadnienia związane ze stosowaniem dociepleń dotyczą stanu wilgotnościowego przegród. Rozpoznanie stanu przegród w tym zakresie ma szczególne znaczenie w przypadku warstwowych ścian budynków wielkopłytowych, w których istotne jest określenie warunków ciepłno-wilgotnościowych w jakich znajdują się międzywarstwowe łączniki metalowe.

2.3. Ocena właściwości akustycznych

Ochrona przed hałasem i drganiami budynków polega na rozwiązaniach zabezpieczających przed:

- przenikaniem do budynku hałasów zewnętrznych (np. komunikacyjnych),
- występowaniem w budynku hałasów pochodzących od źródeł wewnętrznych stanowiących techniczne wyposażenie budynku,
- rozprzestrzenianiem się w budynku hałasów bytowych związanych z użytkowaniem budynku zgodnie z jego przeznaczeniem (dotyczy to wzajemnego odizolowania pod względem akustycznym jednostek funkcjonalnych, jakimi w budynku mieszkalnym są poszczególne mieszkania oraz pomieszczenia komunikacji ogólnej np. klatki schodowe, korytarze ogólne, a także określone pomieszczenia w obrębie jednego mieszkania),
- drganiami pochodzącymi od źródeł zewnętrznych (np. od tras komunikacyjnych), jak i wewnętrznych (np. od wyposażenia technicznego budynku) stwarzających dyskomfort dla użytkowników budynku.

Na przestrzeni lat obejmujących rozwój budownictwa wielkopłytowego aż do okresu obecnego zakres wymagań akustycznych nie uległ istotnym zmianom, natomiast częściowo został zmieniony poziom wymagań, sposób formułowania wymagań stosownie do aktualnego w danym okresie stanu wiedzy [5].

Ocena izolacyjności akustycznej w budynku w stosunku do przyjętych w danym okresie wymagań ujętych w przepisach budowlanych oraz subiektywna ocena warunków akustycznych dokonana przez mieszkańców to dwa odrębne zagadnienia. Przyjmując określony poziom wymagań należy liczyć się z faktem, że pewna grupa użytkowników mieszkań uzna ten poziom za mało satysfakcjonujący.

2.4. Zużycie techniczne

Budynki wielkopłytowe zrealizowane w latach 1960 - 1990 charakteryzują się niskim komfortem funkcjonalno-użytkowym mieszkań, nadmierną przewodnością cieplną przegród zewnętrznych, niedostatecznym stanem instalacji i urządzeń budowlanych oraz niską estetyką elewacji. Dalsze użytkowanie budynków z wielkiej płyty wiąże się z potrzebą przeprowadzenia oceny stanu technicznego i badań ich przydatności do użytkowania, z uwzględnieniem wielkości ponoszonych kosztów na prace konserwacyjne i naprawy bieżące [7].

Stan techniczny i wartość użytkowa budynków wielkopłytowych jest ściśle uzależniona od ich zużycia technicznego, funkcjonalnego i środowiskowego.

3. TRWAŁOŚĆ

Dynamika procesów destrukcyjnych elementów konstrukcyjnych budynków zależy w znacznym stopniu od warunków ich eksploatacji. Zasadniczy wpływ na trwałość obiektów mają oddziaływania atmosferyczne w tym: opady, temperatura i jej wahania, zamarzanie i odmrażanie, oddziaływanie skroplonej pary, gazów i pyłów agresywnych. Niszczenie elementów budynków następuje w wyniku łącznego działania czynników chemicznych i fizycznych, a szybkość degradacji zależy od rodzaju zastosowanych materiałów, ich jakości, staranności wykonania i możliwości zawilgacania (Rys. 3).

Ocena trwałości budynków, ze względu na konieczność uwzględnienia korelacji wielu czynników agresywnych, stanowi złożone i trudne zagadnienie. Dotychczasowe doświadczenia z awarii i katastrof (wybuchów gazu i destrukcji części ścian) wskazują, że konstrukcje budynków wielkopłytowych, z uwagi na okres użytkowania, zostały zaprojektowane w sposób prawidłowy. Istotnym problemem

dla oceny trwałości mogą być szczegóły niewłaściwego wykonania prefabrykatów oraz montażu, który w okresie wznoszenia „wielkiej płyty” znacząco odbiegał od zasad zapewnienia jakości podczas realizacji robót budowlanych [6].



Rys. 3. Degradacja i uszkodzenia elementów zewnętrznych budynków wielkopłytowych

Wieloletnie doświadczenia wskazują, że trwałość budynków określoną jako zdolność budynku do spełniania wymaganych funkcji przez określony czas w warunkach oddziaływania czynników środowiskowych można ocenić na co najmniej 100 lat, z zastrzeżeniem dla tych elementów, w których dostrzec można efekty błędów produkcji prefabrykatów, ich montażu, stosowania niewłaściwych materiałów oraz zaniedbań konserwacyjnych i naprawczych (podczas remontów bieżących i kapitalnych).

4. KIERUNKI MODERNIZACJI

Specyfika konstrukcji budynków wielkopłytowych, po niemal 50 latach eksploatacji wymaga podjęcia prac remontowych oraz modernizacyjnych w celu wyeliminowania ryzyka powstania zagrożenia z uwagi na wady wykonawcze i materiałowe, czy też poprzez wdrażanie restrykcyjnych przepisów i warunków technicznych np. w odniesieniu do standardów energetycznych i ochrony cieplnej. Modernizacja budownictwa wielkopłytowego wydaje się być konieczna z uwagi na oczekiwania poprawy parametrów funkcjonalno-użytkowych w dostosowaniu do aktualnych standardów (wielkość pomieszczeń, oświetlenie naturalne, wentylacja i in.) oraz barier życiowych i komunikacyjnych dla osób niepełnosprawnych i poruszające się na wózkach inwalidzkich.

Realizacja powyższego wymaga racjonalnych działań władz centralnych i samorządowych, organów samorządu zawodowego architektów i inżynierów budownictwa, jednostek naukowo-badawczych i rzeczoznawców budowlanych, przez opracowanie [7]:

- procedur diagnostyki i oceny stanu technicznego budownictwa wielkopłytowego ze wskazaniem działań w celu zapewnienia niezawodności stanu techniczno-użytkowego,
- opracowanie typowych projektów naprawy i ewentualnych wzmocnień elementów budynków wielkopłytowych.

Modernizacja budynków wielkopłytowych z uwagi na współczesne wymagania powinna obejmować:

- demontaż elewacji z płyt azbestowo-cementowych na istniejących budynkach i wyrobów zawierających azbest (balustrady, ścianki loggii, przewody kominowe) z opracowaniem zasad utylizacji szkodliwych substancji, zgodnie z „Programem usuwania azbestu i wyrobów zawierających azbest stosowanych na terytorium Polski do 2032 r., przyjętym przez Radę Ministrów 14 maja 2002 r.,
- termomodernizację budynków wielkopłytowych, dotychczas nie ocieplonych których montaż został zakończony do 31 grudnia 1981 r. oraz budynków realizowanych do końca lat 90-tych, dostosowanych do wymagań i warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki oraz metodyki obliczania charakterystyki energetycznej budynku,

- wymianę stolarki okiennej w mieszkaniach i na klatkach schodowych na energooszczędną w budynkach objętych termomodernizacją po 2014 r. oraz skorodowanych przewodów instalacji wodno-kanalizacyjnej, gazowej i grzewczej, z dostosowaniem ich do aktualnych przepisów techniczno-budowlanych,
- dostosowanie systemu ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej przez racjonalne wykorzystanie, odnawialnych źródeł energii w zaopatrzeniu w ciepło,
- wymianę w budynkach (mieszkaniach i na klatkach schodowych) aluminiowej instalacji elektrycznej,
- rezygnację z gazu w użytkowanych budynkach wysokich i wysokościowych i przejście na zasilanie elektryczne trójfazowe urządzeń kuchennych i podgrzewaczy elektrycznych ciepłej wody użytkowej,
- unowocześnienie wentylacji naturalnej grawitacyjnej i mechanicznej (nawiewno - wywiewnej) po termomodernizacji budynków w dostosowaniu do wymagań i warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki.

Kierunki działań modernizacyjnych w obszarze budownictwa wielkopłytowego powinny uwzględniać w szczególności (Rys. 4):

- nadbudowy dodatkowych kondygnacji,
- zmiany kształtu dachów pozwalających na powstawanie powierzchni mieszkalnych na poddaszach lub utworzenie drugiego poziomu mieszkań dwupoziomowych,
- przebudowy wejść do budynków i klatek schodowych dostosowujących je do potrzeb osób niepełnosprawnych,
- przekształcenie struktury mieszkań, poprzez łączenie zbyt małych mieszkań oraz/lub poprawę funkcjonalności mieszkań,
- przebudowę układów komunikacyjnych budynków, poprzez likwidację układów korytarzowych oraz/lub zwiększenie ilości klatek i wind,
- przebudowę budynków, poprzez korektę wielkości budynków oraz/lub dobudowę nowych oraz/lub fragmentów oraz/lub częściowe wyburzenie oraz/lub przekształcenia elewacji,
- dodatkowe wprowadzenie niższej zabudowy mieszkaniowo-usługowej.

Planując modernizację budynków wielkopłytowych należy brać pod uwagę fakt, że stan gospodarki krajowej, stosunki własnościowe zasobów budownictwa i wielkie niezaspokojone potrzeby mieszkaniowe stwarzają poważne bariery aktywności wobec „wielkiej płyty” i w najbliższej przyszłości nie należy się liczyć z masowymi rozbiórkami budynków, czy zespołów osiedlowych.

Dobudowa dodatkowej kondygnacji oraz wykorzystanie poddasza na mieszkania może wymagać zainstalowania dźwigu osobowego, w przypadku gdy różnica poziomów posadzek pomiędzy pierwszą i najwyższą kondygnacją nadziemną przekracza 9,5 m. **Drugim istotnym powodem modernizacji dźwigów osobowych jest potrzeba dostosowania ich do potrzeb osób niepełnosprawnych, gdyż obecnie stosowane nie spełniają warunków minimalnej powierzchni kabiny.** Jedną z możliwości technicznych jest przebudowa szybu dźwigowego i likwidacja przylegającego zsypu śmieciowego. **Jednakże wbudowanie dźwigu osobowego w budynek lub powiększenie jego powierzchni będzie się wiązało z poważnymi zmianami w konstrukcji budynku i może powodować konieczność wzmocnienia niektórych elementów konstrukcji.** Dobudowa dźwigu do budynku nie będzie miała wpływu na konstrukcję nośną, ale będzie wymagać **wykonania połączenia z budynkiem w sposób zapewniający nieprzenoszenie się drgań przekraczających wartości dopuszczalne, określone w wymaganiach normowych.**

Postulaty urozmaicenia monotonnych elewacji budynków wielkopłytowych wiążą się często z propozycjami wykonania dodatkowych balkonów czy loggii oraz zmian istniejących balustrad. **Zmiana starych balustrad ażurowych czy płytowych na nowe ażurowe nie stanowi problemu technicznego.** W przypadku dodatkowych balkonów praktycznie, z przyczyn konstrukcyjnych, mogą to być balkony dostawiane (podpierane), złożone z płyt podestowych i pionowych elementów wsporczych w postaci słupów lub elementów pasmowych, a nie balkonów wspornikowych.



Rys. 4. Przykłady europejskiej modernizacji wielkopłytkowego budownictwa mieszkalnego

Z uwagi na konieczność zmniejszenia strat ciepła i części związanych z nimi kosztów eksploatacyjnych, wiele budynków wielkopłytkowych zmodernizowano w ostatnich latach stosując, w różnym zakresie i kolejności, docieplenia przegród, wymianę okien i drzwi oraz wymianę lub usprawnienia instalacji grzewczych. Jednocześnie zmianom uległy zachowania użytkowników prowadzące do mniejszego wykorzystania energii, nawet kosztem komfortu cieplnego i jakości powietrza w pomieszczeniach. Stopniowo zaostrażające się wymagania w zakresie izolacyjności cieplnej przegród wymuszają stosowanie dociepleń przegród o coraz większym oporze cieplnym.

5. PODSUMOWANIE

Wieloletnie obserwacje zachowania się budynków z prefabrykowanych żelbetonowych elementów wielkowymiarowych, poddanych nawet obciążeniom wyjątkowym wskazują, że nie następuje ich destrukcja w takim stopniu, aby stanowiła czynnik inicjujący powstanie zagrożenia bezpieczeństwem użytkowania tego typu budynków.

Nieuzasadnione są obiegowe opinie, że budynki wielkopłytkowe były projektowane z założeniem ich eksploatacji przez 50 lat; betonowa konstrukcja nośna tych budynków, szczególnie, że nie jest narażona na oddziaływanie czynników atmosferycznych, może być użytkowana jeszcze przez wiele kolejnych lat.

W chwili obecnej nie ma wystarczającego uzasadnienia merytorycznego, również możliwości finansowych, by podejmować działania zmierzające do masowej rozbiórki obecnie użytkowanych budynków wykonanych w technologii wielkopłytkowej [8].

Bezwzględnie należy jednak opracować (w sposób instytucjonalny):

- szczegółowe procedury diagnostyczne i metody monitoringu stanu technicznego użytkowanych budynków (z uwagi na zawodność lub niewielką wiarygodność metod dotychczas stosowanych),

- metody oceny stanu technicznego konstrukcji wskazujące stopień zużycia technicznego i poziom niezawodności ustroju konstrukcyjnego (ocena bezpieczeństwa),
- rozwiązania konstrukcyjne umożliwiające modernizację budynków, służące poprawie warunków funkcjonalno-użytkowych.

Ocena wartości mieszkań w budynkach wielkopłytowych uległa w ostatnich latach ewolucji, pewnym paradoksem jest iż **pomimo, że mieszkania są małe, o niższej wysokości pomieszczeń niż w obecnie budowanych, użyte materiały i wykonawstwo były niskiej jakości, to na rynku nieruchomości nadal jest nimi zainteresowanie.** Uzasadnione jest to tym, że osiedla wielkopłytowe są bliżej położone i dobrze skomunikowane z centrami miast, zwykle dysponują wystarczającą infrastrukturą społeczną i handlowo – usługową. **Ponadto pomimo, że urbanistyka tych osiedli często budzi zastrzeżenia to zagęszczenie budynków na powierzchni terenu jest mniejsze niż w osiedlach współcześnie budowanych.**

Uogólnienia jakie powinny być wynikiem toczonej w środowisku dyskusji o stanie „wielkiej płyty”, celowość z uwagi na względy społecznych rewitalizacji starzejącej się substancji mieszkaniowej oraz potrzeba uogólnień w celu obniżenia kosztów (z uwzględnieniem specyfiki polskiego budownictwa wielkopłytowego) powinno być podstawą wniosku do Unii Europejskiej o refundację prognozowanych działań modernizacyjnych.

Literatura

- [1] Runkiewicz L.: *Uszkodzenia i zagrożenia budynków wielkopłytowych a potrzeby ich modernizacji i wzmocnienia*. Poradnik inspektora nadzoru, kierownika budowy i inwestora nr 3/2013. WACETOB,
- [2] Wierzbiński S., Sieczkowski J.: *Problemy budownictwa wielkopłytowego. cz. 1: Geneza technologii wielkopłytowej i podstawy projektowania konstrukcji, cz. 2: Zasady projektowania konstrukcji budynków wielkopłytowych, cz. 3: Ocena stanu technicznego, trwałość i możliwość modernizacji*. Builder nr 10÷12/2013,
- [3] Szulc J.: *Współczesne procedury diagnostyczne i kierunki modernizacji budownictwa wielkopłytowego*. III Ogólnopolska Konferencja: Problemy techniczno-prawne utrzymania obiektów budowlanych, Warszawa GUNB 2016,
- [4] Pogorzelski J.A., Kasperkiewicz K., R. Geryło, *Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe*, Zeszyt 11 - Oszczędność energii i izolacyjność cieplna przegród - Stan istniejący budynków wielkopłytowych, Warszawa 2003,
- [5] Szudrowicz B. *Problemy ochrony przed hałasem w budynkach wielkopłytowych ITB*, Seria: Instrukcje, wytyczne, poradniki. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe. Zeszyt 10. Warszawa 2003,
- [6] Wójtowicz M.: *Wielka płyta – problem techniczny czy społeczny*. 60 Jubileuszowa Konferencja Naukowa KILW PAN i KN PZITB Lublin, Krynica 2014,
- [7] Dzierżewicz Z. Starosolski W.: *Budownictwo wielkopłytowe realizowane w Polsce w latach 1970 – 1990, charakterystyka materiałowo - konstrukcyjna, ocena trwałości konstrukcji oraz przystosowanie do współczesnych wymagań i potrzeb*. Konferencja pt. „Dostosowanie wielkopłytowego budownictwa mieszkaniowego do współczesnych wymagań i potrzeb”, Katowice 2014,
- [8] Szulc J.: *Możliwości techniczne i oczekiwania modernizacji budynków wielkopłytowych, II Forum Przestrzenie Miejskie. Infrastruktura mieszkaniowa, kulturalna i rekreacyjno-sportowa w polskich miastach*. Warszawa Centrum EXPO XXI 2015,

CURRENT TASKS OF THE MODERNIZATION OF LARGE-PANEL BUILDINGS



Krzysztof STYPUŁA¹

PROBLEMY ODDZIAŁYWAŃ DYNAMICZNYCH NA KONSTRUKCJE

SŁOWA KLUCZOWE: dynamika, drgania, wpływ na budynki, diagnostyka dynamiczna

1. WSTĘP

Oddziaływania dynamiczne na konstrukcję są wynikiem wprowadzenia konstrukcji w drgania. Sposób uwzględnienia tych wpływów w analizie konstrukcji jest uzależniony od sposobu wzbudzenia (wymuszenia) drgań. Rozważono poniżej dwie zasadnicze sytuacje:

- Wymuszenie siłowe, występujące wówczas, gdy źródło drgań połączone jest z konstrukcją (tzw. wewnętrzne źródło drgań); przykładem może być maszyna wirnikowa posadowiona na stropie,
- Wymuszenie kinematyczne, czyli wymuszenie ruchem podłoża, które zostało wprowadzone w drgania przez źródło zewnętrzne: sejsmiczne lub parasejsmiczne (wywołane działalnością człowieka).

Odrębną kwestią, która ze względu na swoją odmienną specyfikę nie będzie tu omawiana, są oddziaływania dynamiczne wywołane działaniem wiatru.

Inne, nie uwzględniane w normach, zagrożenia wywołane drganiami dotyczą wpływu drgań na podłoże budynku np. wywołanie osiadań gruntu na skutek jego zagęszczania (np. podczas pracy drogowych walców wibracyjnych lub wibromłotów), czy wywołanie osuwania się skarp pod wpływem drgań.

Możliwe sytuacje diagnostyczne i projektowe zestawiono w tabeli 1.

Oznaczenie przypadku	Stan źródła drgań	Stan obiektu odbierającego drgania	Określenie przypadku
A	eksploatowane	zrealizowany	diagnoza
B	projektowane	zrealizowany	diagnoza z prognozą
C	eksploatowane	projektowany	projektowanie
D	projektowane	projektowany	projektowanie z prognozą
E	wystąpiło uprzednio (nie jest możliwe działanie ponowne)	zrealizowany (obecnie w stanie uszkodzenia)	diagnoza z prognozą (a posteriori)

Tabela. 1. Przypadki diagnostyczne i projektowe z jakimi może zetknąć się rzeczoznawca (według [2])

¹ Prof. dr hab. inż. Krzysztof Stypuła, kstypula@pk.edu.pl – Politechnika Krakowska im. T. Kościuszki, Wydział Inżynierii Lądowej

2. ŹRÓDŁA DRGAŃ

Drgania mechaniczne zwane wibracjami, to zachodzące w czasie, ruchy (zmiany położenia cząstek ośrodka), oscylujące wokół pewnego położenia równowagi. Rozprzestrzeniają się w ośrodku sprężystym jako tzw. fale sprężyste. Miejsce lub proces, w którym generowane są drgania nazywa się źródłem drgań. Drgania obiektów budowlanych mogą być efektem:

- zjawisk naturalnych (wiatr, trzęsienia ziemi),
- działalności człowieka:
 - praca maszyn i urządzeń,
 - przejazdy pojazdów (drgania komunikacyjne = transportowe),
 - odstrzały materiałów wybuchowych (kamieniołomy, wybuchy bomb, wyburzenia budowli),
 - prace budowlane (wbijanie w grunt pali fundamentowych i ścianek szczelnych, praca walców wibracyjnych),
 - poszukiwania geofizyczne metodami sejsmicznymi,
 - tąpnięcia w kopalniach, itd.

3. UREGULOWANIA USTAWOWE

Ustawa „Prawo ochrony środowiska” z dnia 27 kwietnia 2001 (Dz. U. z 2001, Nr 62, poz. 627 z późn. zm.).

- Z art. 3 tej Ustawy wynika, że do emisji zalicza się „wprowadzane bezpośrednio lub pośrednio, w wyniku działalności człowieka, do powietrza, wody, gleby lub ziemi ... energie, takie jak ciepło, hałas, **wibracje** lub pola elektromagnetyczne...” A przez zanieczyszczenie rozumie się „emisję, która może być szkodliwa dla zdrowia ludzi lub stanu środowiska, może powodować szkodę w dobrach materialnych, może pogarszać walory estetyczne środowiska lub może kolidować z innymi, uzasadnionymi sposobami korzystania ze środowiska, ...”

Tak więc, w świetle wspomnianej Ustawy, drgania (wibracje) są emisją, czyli są zanieczyszczeniem środowiska. Dlatego wszystkie ustawowe wymagania co do zanieczyszczeń dotyczą także drgań.

- Art. 6
 1. Kto podejmuje działalność mogącą negatywnie oddziaływać na środowisko, jest obowiązany do zapobiegania temu oddziaływaniu.
 2. Kto podejmuje działalność, której negatywne oddziaływanie na środowisko nie jest jeszcze w pełni rozpoznane, jest obowiązany, kierując się przezornością, podjąć wszelkie możliwe środki zapobiegawcze.
- Art. 7
 1. Kto powoduje zanieczyszczenie środowiska, ponosi koszty usunięcia skutków tego zanieczyszczenia.
 2. Kto może spowodować zanieczyszczenie środowiska, ponosi koszty zapobiegania temu zanieczyszczeniu.
- Art. 137
Przeciwdziałanie zanieczyszczeniom polega na zapobieganiu lub ograniczaniu wprowadzania do środowiska substancji lub energii.
- Art. 139
Przestrzeganie wymagań ochrony środowiska związanych z eksploatacją dróg, linii kolejowych, linii tramwajowych, lotnisk oraz portów zapewniają zarządzający tymi obiektami.
- Art. 147a
Prowadzący instalację oraz użytkownik urządzenia są obowiązani zapewnić wykonanie pomiarów wielkości emisji lub innych warunków korzystania ze środowiska przez:
 - 1) akredytowane laboratorium w rozumieniu ustawy z dnia 30 sierpnia 2002 r. o systemie oceny zgodności (Dz. U. z 2004 r. Nr 204, poz. 2087, z późn. zm.)...

Także w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 75, poz. 690 z późn. zm.) paragraf 11 zawiera zapis:

1. Budynek z pomieszczeniami przeznaczonymi na pobyt ludzi powinien być wznoszony poza zasięgiem zagrożeń i uciążliwości określonych w przepisach odrębnych, przy czym dopuszcza się wznoszenie budynków w tym zasięgu pod warunkiem zastosowania środków technicznych zmniejszających uciążliwość poniżej poziomu ustalonego w tych przepisach bądź zwiększających odporność budynku na te zagrożenia i uciążliwości, jeżeli nie jest to sprzeczne z warunkami ustalonymi dla obszarów ograniczonego użytkowania, określonych w przepisach odrębnych.

2. Do uciążliwości, o których mowa w ust. 1, zalicza się w szczególności:

1) szkodliwe promieniowanie i oddziaływanie pól elektromagnetycznych,

2) hałas i drgania (wibracje), ...

4. NORMY

PN-EN 1991-3:2009 (zastąpił PN-EN 1991-3:2006). Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje – Część 3: Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn.

PN-80/B-03040. Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny.

PN-EN 1998 Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym.

Eurokod 8 składa się z 6 norm: PN-EN 1998-1:2005, PN-EN 1998-2:2006, PN-EN 1998-3:2005, PN-EN 1998-4:2006, PN-EN 1998-5:2005, PN-EN 1998-6:2005.

PN-B-02170:1985 (dawniej PN-85/B-02170). Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłogę na budynki. (Obecnie norma ta jest nowelizowana).

PN-B-02171:1988 (dawniej PN-88/B-02171). Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach.

(Obecnie norma ta jest nowelizowana).

5. OGÓLNE ZASADY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI Z UWZGLĘDNIENIEM WPLYWÓW DYNAMICZNYCH

Konstrukcje projektowane z uwzględnieniem wpływów dynamicznych powinny spełniać następujące kryteria:

a) kryterium SGN (stanu granicznego nośności) – celem sprawdzenia tego kryterium wyznacza się wartości sił bezwładności wywołanych ruchem konstrukcji, obciąża się konstrukcję obciążeniami statycznymi w kombinacjach z siłami bezwładności i sprawdza się wytrzymałość i stateczność konstrukcji, i jej elementów,

b) kryterium SGU (stanu granicznego użytkowania) – kryterium to dotyczy sprawdzenia przemieszczeń dynamicznych konstrukcji, w tym czy nie wystąpią zjawiska rezonansowe; może obejmować także wpływ drgań na ludzi w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi.

W prostych przypadkach obciążeń dynamicznych można uwzględniać dynamiczne oddziaływanie sił obciążając nimi konstrukcję w sposób statyczny, a następnie przemnażając ich wartości przez tzw. współczynnik dynamiczny (oznaczany β lub ϕ_M , charakterystyczny dla danego rodzaju obciążenia dynamicznego). Współczynnik dynamiczny jest też nazywany współczynnikiem wzmocnienia lub współczynnikiem zwielokrotnienia amplitudy drgań. W uproszczeniu współczynnik dynamiczny wyraża stosunek maksymalnej wartości odpowiedzi dynamicznej konstrukcji do wartości jaka byłaby przy statycznym przyłożeniu siły wymuszającej.

6. SIŁY BEZWŁADNOŚCI PRZY WYMUSZENIU SIŁĄ PRZYŁOŻONĄ DO KONSTRUKCJI

Kwestię obliczeń dla wymuszenia od maszyn wirnikowych reguluje norma PN-EN 1991-3:2009. Zgodnie z punktem 3.5 tej normy, w prostych przypadkach wartości charakterystyczne siły dynamicznej (siły odśrodkowej) pochodzące od obracających się części maszyny mogą być wyznaczone następująco:

$$F_S = m_R \cdot \omega_r^2 \cdot e_M = m_R \cdot \omega_r \cdot (\omega_r \cdot e_M) \quad (1)$$

gdzie:

F_S – siła odśrodkowa części wirującej;

m_R – masa części wirującej;

ω_r – częstotliwość obrotowa części wirującej (rad/s);

e_M – mimośród masy części wirującej;

$\omega_r e_M$ – dokładność wyważenia części wirującej wyrażona jako amplituda prędkości.

Siła F_S ma dwie składowe (jedna zmienia się w czasie według funkcji sinus a druga według funkcji cosinus) i swoje maksymalne wartości w czterech skrajnych położeniach masy wirującej.

Zgodnie z punktem 3.5 normy PN-EN 1991-3:2009 w prostych przypadkach efekt interakcji wynikającej ze wzbudzenia z obracającymi się masami i dynamicznym zachowaniem się konstrukcji może być wyrażony za pomocą równoważnej siły statycznej F_{eq} :

$$F_{eq} = F_S \cdot \varphi_M \quad (2)$$

gdzie:

F_S – siła odśrodkowa części wirującej;

φ_M – współczynnik dynamiczny, który zależy od stosunku częstotliwości drgań własnych ω_e konstrukcji do częstotliwości siły wzbudzenia ω_s oraz od współczynnika tłumienia ζ .

Dla sił zmieniających się harmonicznym współczynnik wzmocnienia może być obliczony wzorami:

- przy małym tłumieniu lub z dala od rezonansu

$$\varphi_M = \frac{\omega_e^2}{\omega_e^2 - \omega_s^2} \quad (3)$$

- w przypadku rezonansu $\omega_e = \omega_s$ i współczynnika tłumienia ζ

$$\varphi_M = \left[\left(1 - \frac{\omega_s^2}{\omega_e^2} \right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega_s}{\omega_e} \right)^2 \right]^{-1/2} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega_s^2}{\omega_e^2} \right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega_s}{\omega_e} \right)^2}} \quad (4)$$

W maszynach elektrycznych, oprócz sił odśrodkowych, może występować obciążenie dynamiczne powstające wskutek zwarcia w generatorze lub silniku. Powstaje wówczas moment zwarcia $M_k(t)$ działający na fundament jako para sił P o wartości określonej zależnością:

$$P = \frac{M_k}{a} \quad (5)$$

gdzie a jest odległością między rzędami bocznych śrub mocujących stojan do fundamentu.

Jeżeli przebieg w czasie momentu zwarcia $M_k(t)$ nie jest podany przez wytwórcę, można posłużyć się następującym wyrażeniem:

$$M_k(t) = 10 M_o \left(e_m^{-\frac{t}{0,4}} \sin \Omega_N t - \frac{1}{2} e_m^{-\frac{t}{0,4}} \sin 2\Omega_N t \right) - M_o \left(1 - e_m^{-\frac{t}{0,15}} \right) \quad (6)$$

gdzie:

M_o – nominalny moment wynikający z mocy znamionowej;

Ω_N – częstotliwość kątowna obwodu elektrycznego (rad/s);

t – czas.

Równoważny moment statyczny może być w uproszczeniu obliczony w następujący sposób:

$$M_{k,eq} = 1,7 \cdot M_{k,max} \quad (7)$$

gdzie:

$M_{k,max}$ – szczytowa wartość momentu zwarcia $M_k(t)$.

Jeżeli wytwórca nie podaje informacji o $M_{k,max}$ można przyjąć następującą wartość:

$$M_{k,max} = 12 \cdot M_o \quad (8)$$

Po uwzględnieniu współczynnika obciążenia γ_f , wartości sił bezwładności należy uwzględnić w obliczeniach konstrukcji w odpowiednich kombinacjach z obciążeniem statycznym. W przypadku maszyn wirnikowych można przyjmować następujące wartości współczynnika obciążenia γ_f :

- a) obciążenia stałe - ciężar maszyny wraz z poruszającymi się elementami (np. wirnik) – 1,2,
- b) obciążenia zmienne krótkotrwałe - maszyny wirnikowe – 5,0,
- c) obciążenia wyjątkowe: moment zwarcia – 1,2, obciążenie przy awarii maszyny – 1,0.

Zasady obliczeń w przypadku innych typów maszyn można znaleźć w pracy [3].

7. SIŁY BEZWŁADNOŚCI PRZY WYMUSZENIU KINEMATYCZNYM (RUCHEM PODŁOŻA)

Zasady obliczeń i projektowania konstrukcji na wpływy sejsmiczne zawiera norma PN-EN 1998 Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym.

Częściej rzeczoznawca budowlany spotyka się z wpływem tzw. drgań parasejsmicznych tj. drgań wywołanych działalnością człowieka, a przenoszących się przez podłoże na budynki podobnie jak drgania sejsmiczne. Zasady wykonywania obliczeń dynamicznych w przypadku wpływu drgań parasejsmicznych na konstrukcję budynków zawarte są w normie PN-B-02170:1985.

Sporządzając model obliczeniowy, zgodnie z tą normą, gdy brak jest możliwości oceny faktycznych wartości ciężarów skupionych, można obliczyć ciężar Q_k skupiony w punkcie k według wzoru:

$$Q_k = Q'_k + \lambda \cdot Q''_k \quad (9)$$

gdzie:

Q_k – ciężar masy skupionej w punkcie k (masy m_k),

Q'_k – obciążenie stałe skupione w punkcie k ,

Q''_k – obciążenie zmienne technologiczne skupione w punkcie k ,

λ - współczynnik o wartości $\lambda=0,4$ dla budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej lub $\lambda=0,6$ dla pozostałych budynków.

Drgania parasejsmiczne, podobnie jak sejsmiczne, stanowią wymuszenie kinematyczne konstrukcji. Wymuszenie kinematyczne modelu konstrukcji realizowane może być w dwojaki sposób:

- przez przyłożenie do fundamentów konstrukcji konkretnego zarejestrowanego przebiegu drgań i wykonanie całkowania równań ruchu konstrukcji krok po kroku, czyli tzw. analizy czasowej (Time History Analysis), w wyniku której otrzymuje się przebieg czasowy drgań (przemieszczeń, sił bezwładności, etc.) w każdym punkcie konstrukcji, w którym skupiona jest masa; maksymalna wartość siły bezwładności (lub dynamicznych sił przekrojowych w elementach konstrukcji) w każ-

dym z tych punktów stanowi poszukiwane dodatkowe obciążenie dynamiczne konstrukcji, które należy w odpowiednich kombinacjach sumować z obciążeniami statycznymi. W odróżnieniu od metody spektrum odpowiedzi otrzymuje się w tym przypadku od razu końcowe wartości sił bezwładności bez konieczności sumowania składowych odpowiadających poszczególnym częstotliwościom drgań własnych układu, a więc z pominięciem błędów związanych z takim sumowaniem.

- przez wykorzystanie metody spektrum odpowiedzi (Response Spectrum Method), polegające na skorzystaniu z gotowych wyników całkowania równań ruchu od rozważanego wymuszenia ruchem podłoża.

Metoda spektrum odpowiedzi (Response Spectrum Method) pozwala uniknąć całkowania równań ruchu, za cenę obarczonego mniejszym lub większym błędem sumowania składowych sił bezwładności odpowiadających poszczególnym częstotliwościom (okresom) drgań własnych układu. Spektrum odpowiedzi pozwala obliczyć maksymalne wartości odpowiedzi konstrukcji odpowiadające poszczególnym częstotliwościom (postaciom) jej drgań własnych. Minimalną liczbę kolejnych okresów drgań własnych j , wymaganą do określenia odpowiedzi dynamicznej budynku, należy przyjmować wg tabeli 2.

Warunki dotyczące okresów drgań własnych		j
T_1	T_2	
$T_1 \leq 1,2 T_p$	--	1
$T_1 > 1,2 T_p$	$T_2 \leq 1,2 T_p$	2
--	$T_2 > 1,2 T_p$	3

Tabela. 2. Tablica 1 w normie PN-B-02170:1985

gdzie

T_p – okres drgań podłoża, stanowiących wymuszenie kinematyczne dla budynku [s],

T_1, T_2 – odpowiednio pierwszy i drugi okres drgań własnych budynku [s].

W przypadku opisanego wymuszenia kinematycznego przez spektrum odpowiedzi składową P_{ik} siły bezwładności oblicza się z wzoru:

$$P_{ik} = Q_k \cdot \eta_{ik} \cdot \frac{S_a(\omega_i)}{g} = m_k \cdot \eta_{ik} \cdot S_a(\omega_i) \quad (10)$$

gdzie

P_{ik} – składowa siły bezwładności w punkcie k odpowiadająca i-tej częstotliwości (postaci) drgań własnych konstrukcji,

Q_k lub m_k – ciężar lub masa skupione w punkcie k konstrukcji,

g – przyspieszenie ziemskie,

$S_a(\omega_i)$ lub $S_a(T_i)$ – wartość odczytana z przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi przy i-tej częstotliwości drgań własnych konstrukcji,

η_{ik} – współczynnik postaci drgań określony dla punktu k przy i-tej częstotliwości drgań własnych, obliczany ze wzoru:

$$\eta_{ik} = c_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot c_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot (c_{ij})^2} = c_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot c_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot (c_{ij})^2} \quad (11)$$

gdzie c_{ik} (lub c_{ij}) – rzędna i-tej postaci drgań w punkcie k (lub w punkcie j) konstrukcji.

Aby oszacować całkowitą wartość sił bezwładności P_k nie wystarczy proste sumowanie tych wartości bowiem nie można założyć, że maksymalne wartości odpowiedzi z poszczególnymi postaciami występują w tym samym czasie. Na ogół stosuje się sumowanie tzw. metodą SRSS (Square Root of Sum of Squares), zgodnie z którą siłę P_k (siłę bezwładności w punkcie **k**) oblicza się z wzoru:

$$P_k = \sqrt{\sum_i P_{ik}^2} \quad 12)$$

Metoda SRSS bazuje na teorii drgań losowych i nie uwzględnia korelacji wzajemnej postaci drgań. Dlatego prowadzi ona do poważnych błędów w przypadku konstrukcji, w których kolejne częstotliwości drgań własnych są słabo rozseparowane, takich jak np. powłoki, czy konstrukcje mocno przesztywnione (wówczas stosuje się metodę Complete Quadratic Combination [1]).

Wyznaczone w sposób opisany wyżej siły bezwładności stanowią dla konstrukcji obciążenie charakterystyczne zmienne. Obciążenie obliczeniowe należy określać mnożąc obciążenia charakterystyczne przez współczynnik obciążenia $\gamma_f = 1,5$.

W obliczeniach należy stosować wymagania podane w odpowiednich normach, z uwzględnieniem sił bezwładności w kombinacjach obciążeń. W razie potrzeby należy dodatkowo uwzględnić wymagania dotyczące ograniczenia uszkodzeń elementów niekonstrukcyjnych, wymagania technologiczne i warunki zapewnienia komfortu wibracyjnego w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi [2].

8. DIAGNOSTYKA WPLYWU DRGAŃ PRZEKAZYWANYCH PRZEZ PODŁOŻE NA KONSTRUKCJĘ

Norma PN-B-02170:1985 dopuszcza dwa rodzaje oceny wpływu drgań przekazywanych przez podłoże na budynki: ocenę pełną i ocenę przybliżoną.

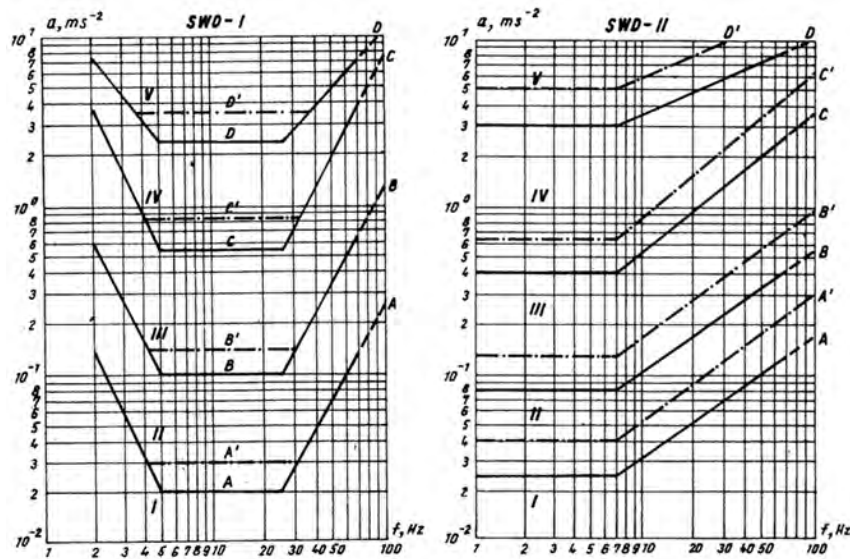
Ocena pełna ma zastosowanie do wszystkich typów budynków. Obejmuje modelowanie budynku, obliczenie sił bezwładności oraz sprawdzenie konstrukcji pod względem wytrzymałościowym według zasad podanych wyżej w punkcie 7.

Ocena przybliżona tj. za pomocą skal wpływów dynamicznych: SWD-I i SWD-II dotyczy najczęściej spotykanych typów budynków niskich i średnio wysokich (do 5 kondygnacji nadziemnych włącznie) wykonanych z elementów murowych (przeznaczonych do ręcznego układania jak cegła, pustaki itp.) oraz wielkoblokowych.

Skala SWD-I odnosi się do budynków o kształcie zwartym o małych wymiarach zewnętrznych rzutu poziomego (nie przekraczających 15 m), jedno- lub dwukondygnacyjnych i o wysokości nie przekraczającej żadnego z wymiarów rzutu poziomego.

Skala SWD-II odnosi się do budynków nie wyższych niż pięć kondygnacji, których wysokość jest mniejsza od podwójnej najmniejszej szerokości budynku w rzucie poziomym oraz do budynków niskich (do dwóch kondygnacji), lecz nie spełniających warunków podanych dla skali SWD-I.

Skale w układzie przyspieszenie – częstotliwość zamieszczono na rys. 1.



Rys. 1. Skale SWD-I i SWD-II według normy PN-B-02170:1985.

Na skalach wyróżniono następujące strefy szkodliwości drgań:

- strefa I – drgania nieodczuwalne przez budynek,
- strefa II – drgania odczuwalne przez budynek, ale nieszkodliwe dla jego konstrukcji; następuje przyspieszone zużycie budynku i pierwsze rysy w wyprawach i tynkach,
- strefa III – drgania szkodliwe dla budynku, powodują lokalne zarysowania i spękania, przez co osłabiają konstrukcję budynku i zmniejszają jego nośność oraz odporność na dalsze wpływy dynamiczne; może nastąpić odpadanie wypraw i tynków,
- strefa IV – drgania o dużej szkodliwości dla budynku, stanowiące zagrożenie bezpieczeństwa ludzi; powstają liczne spękania, lokalne zniszczenia murów i innych pojedynczych elementów budynku; istnieje możliwość spadania przedmiotów zawieszonych, odpadania płyt wypraw sufitów, wysuwania się belek stropowych z łożysk itp.
- strefa V – drgania powodujące awarię budynku przez walenie się **murów, spadanie stropów itp.**

Ocenie podlegają wartości szczytowe (maksymalne) przyspieszeń (lub prędkości) składowych poziomych drgań pomierzonych w poziomie fundamentu lub terenu w sztywnym węźle konstrukcji od strony źródła drgań. Zarejestrowane przebiegi drgań poddawane są analizie wartości szczytowych drgań w 1/3 oktaowych (tercjowych) pasmach częstotliwości.

W projektowaniu budynków można pominąć wpływ drgań przekazywanych przez podłoże, jeśli amplituda przyspieszeń ruchu poziomego podłoża w miejscu posadowienia budynku nie przekracza wartości $0,05 \text{ m/s}^2$. Na tej podstawie przyjmuje się, że w obliczeniach projektowych można pominąć oddziaływanie drgań przekazywanych przez podłoże na konstrukcję budynku, jeżeli budynek znajduje się w odległości większej niż: 25m od osi toru kolejowego, 15m od osi toru tramwajowego, albo od osi najbliższego pasa drogi kołowej I kategorii lub ulicy przelotowej, 20m od źródła drgań wywołanych pracami budowlanymi (wbijanie pali i ścianek szczelnych, wibromłoty itp.), 60m od trasy poruszania się drogowych walców wibracyjnych.

Podane wyżej możliwości pominięcia w projektowaniu wpływu drgań na budynek odnoszą się do przeciętnych warunków geotechnicznych występujących na drodze propagacji od źródła drgań do budynku oraz płaskiego ukształtowania terenu. Nie mają one zastosowania w opracowaniach diagnostycznych. A także nie uzasadniają pominięcia sprawdzenia wpływu drgań na ludzi w budynku według normy PN-B-02171:1988. Zasady uwzględnienia tego wpływu w projektowaniu budynków opisano w [2].

9. OCHRONA SĄSIEDNIEJ ZABUDOWY PRZED WPŁYWAMI DYNAMICZNYMI OD ROBÓT BUDOWLANYCH

Algorytm postępowania:

- Zasięg strefy powinien zostać ustalony dla danego źródła drgań (w nawiązaniu do warunków grunto-wo-wodnych) na podstawie pomiarów dynamicznych,
- Inwentaryzacja uszkodzeń budynków znajdujących się w strefie wpływu robót,
- Prognoza wpływu na te budynki drgań wywołanych pracami budowlanymi.

Pomiary kontrolne drgań:

- określenie dopuszczalnych parametrów pracy urządzeń wywołujących drgania
- monitorowanie podczas budowy wpływu drgań na sąsiednią zabudowę w sposób ciągły lub okre-sowy – sporządzenie raportu.

Literatura

- [1] Chmielewski T., Zembaty Z.: *Podstawy dynamiki budowli*. Arkady, Warszawa 1998.
- [2] Kawecki J., Stypuła K.: *Zapewnienie komfortu wibracyjnego ludziom w budynkach narażonych na oddziały-wania komunikacyjne*. Wydawnictwo PK, Kraków 2013.
- [3] Lipiński J.: *Fundamenty pod maszyny*. Arkady, Warszawa 1985.

PROBLEMS OF THE DYNAMIC IMPACT ON THE STRUCTURE IN THE CONSTRUCTION EXPERT ACTIVITY



Jerzy Antoni ŻURANSKI¹, Grzegorz KIMBAR²

OCENA WYBRANYCH ODDZIAŁYWAŃ ŚRODOWISKOWYCH NA BUDOWLE

STRESZCZENIE

W referacie przedstawiono obecny stan normalizacyjny oddziaływań środowiskowych (klimatycznych), a także informacje, które mogą być pomocne w pracy rzeczoznawcy budowlanego oceniającego bezpieczeństwo konstrukcji. Może to dotyczyć oszacowania obciążenia śniegiem konstrukcji w stanie awaryjnym albo zaprojektowanych według starych norm o mniejszych wartościach obliczeniowych tego obciążenia. Podobnie w przypadku oceny oddziaływania wiatru oraz oszacowania bezpieczeństwa konstrukcji istniejących, poddanych w przeszłości temu obciążeniu. Przedstawiono pokrótce normy oddziaływania temperatury i wskazano na brak Eurokodu dotyczącego obciążenia konstrukcji oblodzeniem atmosferycznym.

SŁOWA KLUCZOWE: oddziaływania klimatyczne, obciążenie śniegiem, oddziaływanie wiatru, temperatura powietrza, oblodzenie konstrukcji

1. WPROWADZENIE

Nawiązując do jednego z wcześniejszych referatów [1] można powtórzyć, że inżynier budowlany, w swojej praktyce zawodowej spotyka się zwykle z problematyką obciążeń środowiskowych, klimatycznych, w dwóch sytuacjach:

- jako projektant, zestawiając obciążenia projektowanej konstrukcji,
- jako rzeczoznawca budowlany, analizując przyczyny awarii lub katastrofy albo oceniając bezpieczeństwo konstrukcji istniejącej.

Są to dwie różne sytuacje. Mając założenia do projektu, projektant wyznacza obciążenia projektowanej konstrukcji stosując normy, w których jest podany algorytm postępowania. Sprowadza się to do wyboru wartości charakterystycznych obciążenia śniegiem gruntu, ciśnienia prędkości wiatru lub także temperatury powietrza, zależnych od lokalizacji projektowanego obiektu, a zatem od normowych stref rozpatrywanych oddziaływań, oraz od wyboru odpowiedniego układu oddziaływań, kombinacji i współczynników, również podanych w normach.

W przypadku awarii lub katastrofy konstrukcji, rzeczoznawca musi nie tylko sprawdzić nośność konstrukcji pod obciążeniem normowym, co najczęściej wykonuje, ale także ocenić rzeczywistą war-

¹ dr hab. inż. Jerzy Antoni Żurański, j.zuranski@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

² dr inż. Grzegorz Kimbar, g.kimbar@itb.pl, Instytut – Techniki Budowlanej, Warszawa

tość obciążeń, które awarię albo katastrofę spowodowały. Jest to zadanie trudniejsze niż ustalenie obciążeń w fazie projektowania.

Ocena bezpieczeństwa konstrukcji istniejącej dotyczy zwłaszcza sytuacji wynikającej z wprowadzenia nowych norm, w których zwiększono wartości oddziaływań, szczególnie obciążenia śniegiem. Tu rzeczoznawca może stanąć przed dylematem czy wzmocnić konstrukcję, czy pozostawić taką jak przed zmianami norm.

Dokładna ocena oddziaływań klimatycznych w sytuacjach awaryjnych jest możliwa przy współpracy meteorologa. Konieczne jest jednak wzajemne zrozumienie rzeczoznawcy i meteorologa. W przypadku rzeczoznawcy oznacza to poznanie terminologii i metodyki pomiarowej stosowanej przez meteorologów. Rzeczoznawca natomiast będzie oczekiwał od meteorologa przedstawienia danych pomiarowych w sposób umożliwiający wyciąganie wniosków co do stanu konstrukcji. Na tym etapie szczególnie istotne staje się precyzyjne rozumienie przez rzeczoznawcę zagadnień statystycznych leżących u podstaw ustalania wartości obciążeń. Zagadnienia te pojawiają się niejako w tle procesu projektowania, ale wychodzą na pierwszy plan w sytuacji oceny istniejącej konstrukcji. Szczegółowych wskazań dotyczących znaczenia i interpretacji wszystkich współczynników używanych w szacowaniu obciążeń klimatycznych dostarcza Eurokod [2] popularnie nazywany „zerowym”.

Tematem referatu są przede wszystkim zagadnienia oddziaływań środowiskowych, z którymi może mieć do czynienia rzeczoznawca. Zagadnienia związane z projektowaniem konstrukcji poddanych oddziaływaniom klimatycznym były tematem wielu publikacji, np. [3, 4]. Pewne odstępstwo dotyczy obciążenia atmosferycznym oblodzeniem konstrukcji, nie ma bowiem dotychczas ogólnej normy europejskiej obciążenia oblodzeniem, a dotychczasowa Polska Norma [5] została wycofana.

2. OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM

2.1. Awarie i katastrofy pod ciężarem śniegu

W przypadku wystąpienia awarii albo katastrofy wywołanej przez śnieg, jedną z pierwszych czynności jest ustalenie obciążenia śniegiem gruntu w sąsiedztwie rozpatrywanej konstrukcji. Jego znajomość posłuży do wstępnego porównania z wartością charakterystyczną podaną w normie. Pomiar grubości pokrywy śnieżnej w miejscu osłoniętym przed działaniem wiatru, a także wpływu sąsiednich budynków, jest prosty. Znając przybliżony czas zalegania pokrywy śnieżnej można oszacować jej gęstość na podstawie danych normy [6]. Informacja z najbliższej stacji meteorologicznej umożliwi uściślenie tej oceny. „Najbliższa stacja meteorologiczna” w Polsce może być często oddalona o kilkadziesiąt kilometrów od rozpatrywanego miejsca. W takich przypadkach konieczne może się okazać interpolowanie danych z kilku najbliższych stacji meteorologicznych, z jednoczesnym uwzględnieniem ukształtowania terenu. Niepewność tego typu oszacowania może być duża, szczególnie jeżeli ma dotyczyć wartości obciążenia w konkretnym dniu. Niestety, mimo skomplikowania tego rodzaju analizy często okazuje się ona konieczna.

Oprócz grubości pokrywy śnieżnej, stacje meteorologiczne wykonują pomiary zawartości wody w śniegu, która jest scharakteryzowana przez trzy podstawowe wielkości [1]: gęstość śniegu d [g/cm^3], równoważnik wodny śniegu R [mm/cm] – grubość, wyrażona w milimetrach, warstwy wody powstałej ze stopienia warstwy śniegu o grubości 1 cm. Wartość równoważnika wodnego śniegu jest liczbowo równa ciężarowi objętościowemu śniegu, wyrażonemu w kN/m^3 . Trzecia wielkość to zapas wody w śniegu $-z$ [mm] – warstwa wody, jaka powstałaby po całkowitym stopieniu pokrywy śnieżnej. Zapas wody, podzielony przez 100 jest równy obciążeniu śniegiem gruntu w kN/m^2 . Zapas wody w śniegu jest nazywany także wodnością śniegu.

Oceniając szacunkowo obciążenie śniegiem dachu należy brać pod uwagę ewentualne przenoszenie śniegu przez wiatr. Jednakże, zakładając taką możliwość należy ją udokumentować podając prędkość i kierunek wiatru. Jeżeli można wejść na dach to pomiary zalegającego tam śniegu dostarczą najważniejszej informacji niezbędnej do wyjaśnienia przyczyn awarii. Szczególnie interesujące są wszelkie względne odstępstwa w rozkładzie śniegu. Zdarza się, że na pewnych obszarach dachu zalega dzie-

sięciokrotnie większa warstwa śniegu niż przeciętna w innych obszarach. Normy obciążenia śniegiem zwykle nie przewidują tak wielkiego zróżnicowania obciążenia, co może być natychmiastowym wskazaniem odstępstwa wynikającego z błędu projektowego. Jednak dopiero ilościowe oszacowanie takiego zwiększonego obciążenia daje podstawy do oceny. Rzeczywiste rozkłady obciążenia śniegiem spowodowane przenoszeniem śniegu przez wiatr mogą różnić się od podstawowych schematów występujących w Eurokodzie. W szczególności, na dachach mogą powstawać zasy po stronie nawietrznej przeskód, a także po stronach bocznych. Zwykle nie mają one większego znaczenia przy projektowaniu konstrukcji, ale mogą wystąpić na istniejących dachach. Pewne wskazówki dotyczące oceny ilościowej tych zjawisk zawierają bardziej szczegółowe normy zagraniczne [7,8].

Dokładną wartość rzeczywistego obciążenia śniegiem dachu można uzyskać jedynie w wyniku pomiarów śniegomierzem wagowym, wykonanych samodzielnie lub przez pracownika państwowej służby hydrologiczno-meteorologicznej Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowego Instytutu Badawczego. Pomiary powinny zostać wykonane nie tylko na dachu, w reprezentatywnych miejscach, lecz także na gruncie, w miejscu osłoniętym przed działaniem wiatru i oddziaływaniem budynku na pokrywę śnieżną. Przykładem wzorowego wykonania pomiarów obciążenia śniegiem dachu są pomiary przeprowadzone przez meteorologów w dniu 29 stycznia 2006, na dachu Hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie, dzień po katastrofie [9].

Należy dodać, że w gromadzeniu się śniegu na dachach płaskich istotne znaczenie może mieć również drożność instalacji odwodnienia. W przypadku występowania obszarów, do których woda dopływa bez możliwości odpływu, mogą tworzyć się na dachu soczewki lodowe podczas cyklicznych (typowych dla polskiego klimatu) faz rozmrażania i zamrażania pokrywy śnieżnej. Takie punktowe obciążenie dachu może prowadzić do dalszych odkształceń i nasilenia zjawiska. W takich przypadkach szczególnie istotna będzie nie tylko ocena łącznego obciążenia, ale także gęstości śniegu i lodu na różnych głębokościach pokrywy śnieżnej.

2.2. Obciążenie śniegiem konstrukcji zaprojektowanych według starych norm

Wprowadzenie norm europejskich do polskiej praktyki projektowej, a także praktyki rzeczoznawców, spowodowało zwiększenie niektórych oddziaływań. Dotyczy to zwłaszcza obciążenia śniegiem; w niektórych regionach zostało ono zwiększone nawet o 70%. W związku z tym powstaje dylemat: czy konstrukcje zaprojektowane zgodnie ze starymi normami są bezpieczne, czy może należy je wzmocnić. Pomocną w rozwiązaniu problemu może być norma ISO „Ocena istniejących konstrukcji” [10,11], podane w niej podejście można bowiem uznać za rozsądne. Wymagania stawiane przez normę ISO są omówione w referacie [12]. W skrócie można napisać, że konstrukcja zaprojektowana według starych norm, o mniejszych wartościach obliczeniowych oddziaływań klimatycznych, może być uważana za bezpiecznie przenoszącą zwiększone oddziaływania, inne niż wyjątkowe, pod warunkiem, że zostanie wykazane, iż w przeszłości przeniosła obciążenia o wartościach przewyższających przyjęte do obliczeń projektowych i nie wykazuje żadnych oznak znaczących uszkodzeń, pogorszenia jej stanu lub degradacji.

Własne pomiary na gruncie albo informacje z najbliższej stacji meteorologicznej pozwolą ocenić czy sytuacja może się rozwijać niekorzystnie dla bezpieczeństwa konstrukcji. Najprostszą wartością alarmową może być wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu. Cennym, wiarygodnym źródłem informacji o rzeczywistym obciążeniu śniegiem dachu może być monitoring odkształceń konstrukcji w miejscach najbardziej wrażliwych na przeciążenie śniegiem. Pomiary obciążenia śniegiem dachu są trudniejsze do wykonania.

2.3. Odśnieżanie dachów

Jeżeli już we wczesnym okresie zimy obciążenie śniegiem będzie bliskie nowej wartości charakterystycznej (na większości terytorium Polski będzie to nieco mniej niż dotychczasowa wartość obliczeniowa), a konstrukcja dachu była zaprojektowana z zastosowaniem starej normy to powstaje pytanie o konieczność usunięcia śniegu z dachu [13]. Ewentualne odśnieżanie dachu powinna poprzedzić prognoza

przyrostu obciążenia, którą może wykonać Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej - Państwowy Instytut Badawczy. Nie zawsze osiągnięcie wartości charakterystycznej może oznaczać, że tej samej zimy będzie przekroczona wartość obliczeniowa.

Jest oczywiste, że usuwanie śniegu z dachu może stanowić zagrożenie zarówno dla osób wykonujących tę czynność jak i dla konstrukcji, a zwłaszcza pokrycia dachu. W najgorszym przypadku odśnieżanie dachu może prowadzić do wzrostu naprężeń w konstrukcji pod wpływem niesymetrycznego obciążenia, a także pod ciężarem ekipy odśnieżającej. Należy wziąć pod uwagę, że trudno usunąć śnieg ze środkowych partii rozległych dachów. Odśnieżanie dachu powinno być poprzedzone szczegółową ekspertyzą, obejmującą stan konstrukcji, sposób i drogi usuwania śniegu, skutki zmiany obciążenia dachu na skutek przemieszczenia mas śniegu i obciążenia od ekipy odśnieżającej. Podane zalecenia muszą być ściśle przestrzegane.

Zgodnie z normą europejską, *„jeżeli przewiduje się sztuczne usuwanie lub przemieszczanie śniegu na dachu, to dach należy zaprojektować z uwzględnieniem odpowiednich układów obciążeń”* [6]. Jest to możliwe w przypadku nowych konstrukcji, może być trudne lub niemożliwe w przypadku konstrukcji istniejących.

Nowa lub wzmocniona konstrukcja dachu powinna być tak zaprojektowana, aby odśnieżanie nie było konieczne. Należy zwrócić uwagę, że wartości charakterystycznego obciążenia śniegiem (jak i wielu innych obciążeń klimatycznych) ustalane są jako maksima 50. letnie. Oznacza to, że odpowiedzią na często pojawiające się pytanie „czy danego dnia obciążenie śniegiem gruntu było ponadnormatywne?” odpowiedź najczęściej brzmi „nie”. Okres 50 lat stanowi swego rodzaju barierę psychologiczną, to znaczy dopiero „zima pięćdziesięciolecia” staje się przesłanką do niepokoju i podjęcia działań. Jeżeli w bardziej typowych warunkach konstrukcja miałaby być zagrożona, musi to oznaczać, że konstrukcja jest osłabiona w stosunku do wymagań, a to z kolei poddaje w wątpliwość bezpieczeństwo samego procesu odśnieżania, który wiąże się z tymczasowym zwiększeniem obciążenia.

Osobne zagadnienie stanowią przypadki dachów odśnieżanych aktywnie przez nagrzewanie wnętrza konstrukcji. Sytuacja ta dotyczy zwłaszcza lekkich hal namiotowych, nieprojektowanych na pełne obciążenie obliczeniowe. Analizy [14] wskazują, że istotnym czynnikiem w takich sytuacjach staje się nie tylko wartość obciążenia, ale również intensywność opadu śniegu. Delikatna równowaga pomiędzy tempem przyrostu pokrywy śnieżnej, a wydatkiem ciepła płynącego od zainstalowanych nagrzewnic może być zjawiskiem trudnym do prawidłowego rozpoznania, szczególnie przy braku danych o intensywności opadu w miejscu zdarzenia.

3. ODDZIAŁYWANIE WIATRU

3.1. Awarie i katastrofy wywołane przez wiatr

Tak jak w razie awarii albo katastrofy dachu pod ciężarem śniegu, również w przypadku uszkodzenia albo zniszczenia budynku przez wiatr rzeczoznawca, a często jednocześnie biegły sądowy, musi ocenić straty oraz podać ich przyczynę. Przyczyny mogą być zwykle dwie: niedostateczna nośność konstrukcji albo jej elementu w stosunku do ciśnienia wywieranego przez wiatr albo nietypowe, rzadkie zjawisko, które mogło w czasie wiatru wystąpić. Niedostateczna nośność, którą się zwykle sprawdza, mogła być skutkiem wyjątkowo dużej prędkości wiatru, albo błędu popełnionego w projektowaniu, wykonaniu lub utrzymaniu budowli.

Każdego roku są notowane szkody wywierane przez wiatr, statystykę prowadzi Główny Urząd Nadzoru Budowlanego, który corocznie podaje liczbę katastrof budowlanych. Średnio jest to około 200 zniszczonych lub uszkodzonych budynków rocznie, z wyjątkiem szkód wyrządzanych przez trąby powietrzne. Te ostatnie, zwłaszcza trąba powietrzna z roku 2008, która spowodowała zniszczenie 1000 budynków [15], czynią wyjątkowe spustoszenia aczkolwiek na bardzo ograniczonym terenie. Szkody wyrządzane przez wiatr występują zwykle w dwóch porach roku i są skutkiem silnego wiatru podczas letnich burz frontowych albo jesienno-zimowych układów niżowych [16,17].

Należy wyraźnie stwierdzić, że poza wystąpieniem trąby powietrznej (rzeczywistej, a nie tak nazywanej przez niewprawnego obserwatora), w której prędkość powietrza znacznie przekracza prędkości

notowane w czasie burz i sztormów (np. [18]), we wszystkich innych przypadkach prędkość wiatru jest mniejsza od wartości obliczeniowej według nowej normy polskiej [16,19]. W strefie 1 wartość bazowa prędkości wiatru, średnia 10.minutowa, na wysokości 10 m w terenie otwartym (kategorii II) wynosi 22 m/s, wartość szczytowa w porywie jest równa $22 \cdot \sqrt{2} = 31,1$ m/s. Jeżeli przyjąć, że współczynnik bezpieczeństwa (współczynnik częściowy) dotyczy tylko prędkości wiatru, to otrzymuje się wartość obliczeniową prędkości wiatru w porywie $31,1 \cdot \sqrt{1,5} = 38,3$ m/s. Taka prędkość wiatru w porywie była przekraczana w Polsce tylko na Kasprowym Wierchu i na Śnieżce. W wyniku podobnych obliczeń z wykorzystaniem danych dotychczasowej Polskiej Normy [20] otrzymuje się w strefie 1 wartość obliczeniową prędkości wiatru 33,8 m/s. Najczęściej notowane maksymalne roczne prędkości wiatru w porywie wynoszą w Polsce ok. 25 m/s [17], zarówno w czasie jesienno-zimowych sztormów jak i w czasie letnich burz. Od 1961 do 1995 roku, w 35 stacjach meteorologicznych strefy 1 zanotowano największe prędkości (raz w ciągu 35 lat) od 25 m/s do 40 m/s wg [16] na podstawie [21]; skorygowano wartość w Warszawie z 38 m/s do 40 m/s w roku 1979), wartość średnia wynosi 31,9 m/s. Należy tu zwrócić uwagę, że były to prędkości notowane na różnych wysokościach nad terenem i w różnych warunkach terenowych. Ze względu na osłonięcie przez zabudowę lub zadrzewienia anemometry były instalowane zwykle na wysokości od 10 m do 20 m. Z powyższych obliczeń wynika ważny wniosek: uszkodzenia albo zniszczenia budynków w czasie silnego wiatru, z wyłączeniem rzeczywistej trąby powietrznej, występują przy prędkościach wiatru mniejszych niż normowe. Są skutkiem zbyt małej nośności konstrukcji lub jej elementów w stosunku do wymagań normowych. Bardzo często zniszczeniu ulegają konstrukcje stare.

W ocenie skutków silnego wiatru zadanie rzeczoznawcy sprowadza się najczęściej do oszacowania strat. Tylko tak można ocenić skutki trąby powietrznej. W przypadku wiatru będącego wynikiem typowych sytuacji niżowych lub burzowych oceny jego prędkości należy dokonywać we współpracy z meteorologiem [22].

Zjawiska, które mogą powodować awarie to przede wszystkim drgania kominów stalowych wywołane wzbudzeniem wirowym, cyklicznym odrywaniem się wirów powietrza od konstrukcji podczas wiatru. Stosunkowo mniej znane przed kilkoma dekadami obecnie są już dość dobrze rozpoznane, np. [23,24,25 i 26].

3.2. Obciążenie wiatrem konstrukcji zaprojektowanych według starych norm

Zniszczenia spowodowane przez dwie trąby powietrzne, w latach 2007 i 2008, wywołały apele o szybkie wprowadzenie europejskiej normy oddziaływania wiatru i zwiększenie obliczeniowych wartości tego oddziaływania [15]. Podane w załączniku krajowym nowe wartości charakterystyczne prędkości wiatru są wyższe o 10% w strefie 1 i 3 do wysokości 300 m n.p.m. (22 m/s zamiast 20 m/s) i o 8,3% w strefie 2, nadmorskiej (26 m/s zamiast 24 m/s) [19]. Ponieważ zwiększono także wartość współczynnika bezpieczeństwa to na wysokości 10 m w terenie otwartym iloczyn ciśnienia prędkości i współczynnika bezpieczeństwa wzrósł w strefie 1 o 39,6%. W strefie 2 wzrost ten wyniósł 35,4%. Jednakże w Eurokodzie [19] są mniejsze niektóre wartości współczynnika ciśnienia dla dachów [4], zatem to zwiększenie wartości obliczeniowej obciążenia wiatrem jest mniejsze niż wyliczone powyżej. Dopiero w przyszłości okaże się czy to zwiększenie wartości obliczeniowej spowoduje zmniejszenie szkód wyrządzanych przez silny wiatr. Wydaje się, że skuteczniejsze będzie staranne wykonanie konstrukcji, zwłaszcza pokrycia dachowego i szersze zastosowanie znanych sposobów ograniczania szkód powodowanych przez wiatr [27].

Oddziaływanie wiatru jest podstawowym obciążeniem zmiennym wież i masztów, interesująca jest zatem opinia osób o bogatym doświadczeniu w projektowaniu tego rodzaju konstrukcji dotycząca zmiany norm obciążenia wiatrem [28]. Autorzy stwierdzają, że zmiany norm związane z wyznaczaniem obciążenia wiatrem i obliczaniem wież i masztów telekomunikacyjnych, w szczególności wprowadzenie Eurokodów nie spowodowały ogólnego zaniżenia obliczeniowej nośności rozpatrywanych konstrukcji. Należy tu jednak zauważyć, że opinia ta dotyczy kilku norm związanych z projektowaniem wież i masztów, nie tylko oddziaływania wiatru.

3.3. Oddziaływanie wiatru w ocenie rzeczoznawców zagranicznych

Wkrótce po wybudowaniu komina stalowego, o wysokości 100 m, nastąpiła awaria spowodowana drganiami wywołanymi wzbudzeniem wirowym podczas wiatru [23,24]. Do oceny przyczyn tej awarii, a także podania sposobu usunięcia zagrożenia komina w przyszłości, firma zagraniczna zamawiająca komin, działająca w Polsce, oprócz ekspertów polskich powołała rzeczoznawcę niemieckiego. Po przybyciu oświadczył on, że może wykonywać obliczenia tylko według niemieckiej normy obciążenia wiatrem. Ponieważ najbliższa Polsce jest strefa wiatrowa w Brandenburgii, o wartości charakterystycznej, średniej 10.minutowej prędkości wiatru równej 25 m/s, to tę wartość przyjmuje do obliczeń. Komin był w polskiej strefie 1 o prędkości charakterystycznej 20 m/s. Przy założeniu takich samych wartości pozostałych współczynników samo zwiększenie prędkości wiatru powoduje zwiększenie obciążenia o 56%. Nic dziwnego, że według tego eksperta cały komin należało wzmocnić, albo wymienić. Zrezygnowano z jego opinii i powołano nowego rzeczoznawcę, tym razem szwedzkiego. Ten uznał, że należy przyjąć do obliczeń taką prędkość wiatru, jaką podano w normie szwedzkiej dla południowej Szwecji, a więc 24 m/s. Na pytanie, dlaczego chce przyjąć tę wartość odpowiedział, że jesteśmy sąsiadami. Nie przyjmował do wiadomości, że dzieli nas Bałtyk. Ostatecznie zgodził się na 20 m/s, ale pod warunkiem, że będzie odpowiednio niższy współczynnik wykorzystania nośności, co ostatecznie przyjęto.

Ponieważ komin uległ awarii w wyniku drgań wywołanych wzbudzeniem wirowym w międzyczasie zaprojektowano, zbudowano i zamontowano masowy, strojony tłumik drgań [24]. Był on bardzo skuteczny, co stwierdzono w wyniku pomiarów i codziennych obserwacji. Dla eksperta szwedzkiego było to jednak niewystarczające. Uznał, że tłumik może być unieruchomiony przez śnieg, który może się osadzić na pomoście, nad którym został zainstalowany tłumik drgań. Nie przyjął do wiadomości argumentu, że w Polsce bezproblemowo działa 14 takich tłumików zainstalowanych na masztach radiowych i telewizyjnych. Ostatecznie wokół komina wzniesiono wieżę kratową, aby go przytrzymać na wysokości 90 m. Pozostawiono także tłumik drgań [24].

Pozostaje pytanie, co kierowało takim stanowiskiem obu ekspertów: dbałość o własną reputację na wypadek kolejnej awarii, czy zaufanie tylko do norm swojego kraju.

4. ODDZIAŁYWANIE TEMPERATURY POWIETRZA

W roku 1986 została ustanowiona pierwsza, oddzielna norma polska obciążenia temperaturą [29]. Dotyczyła ona tylko oddziaływań termicznych temperatury powietrza i promieniowania słonecznego.

Rozpatrzono trzy przypadki obciążenia temperaturą, jako różnice między:

- średnią temperaturą konstrukcji lub jej części w porze letniej i zimowej, a jej temperaturą scalenia,
- temperaturą powierzchni zewnętrznej a temperaturą powierzchni wewnętrznej przegrody,
- średnimi wartościami temperatury poszczególnych części konstrukcji.

W normie podano wzory na wartości średnie temperatury przegrody oraz na różnice między temperaturą powierzchni zewnętrznej a temperaturą powierzchni wewnętrznej.

Wartości charakterystyczne średniej dobowej temperatury powietrza zewnętrznego oszacowano wykorzystując wyniki pomiarów z 30 stacji meteorologicznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej z lat 1950–1983 [30]. Do aproksymacji rozkładów empirycznych zastosowano trójparametryczny rozkład Weibulla. Jednym z jego parametrów jest nieprzekraczalna wartość graniczna zmiennej losowej. Uznano, że zastosowanie tego rozkładu jest uzasadnione naturą rozpatrywanych zjawisk: maksymalna temperatura powietrza oraz natężenie promieniowania słonecznego są wielkościami ograniczonymi od góry, a wynika to ze stałej słonecznej promieniowania. Ze względu na małe zróżnicowanie w skali kraju wartości prognozowanych średniej dobowej temperatury powietrza o okresie powrotu 50 lat, przyjęto wartości średnie z terenu całej Polski: ujemną -24°C i dodatnią 27°C . Wartości amplitudy dobowej określono korzystając z danych pomiarowych z upalnych lat 1959, 1963, 1971 i 1979 oraz mroźnych zim 1955/56, 1962/63, 1970/71 i 1978/79 ze stacji meteorologicznej Warszawa Okęcie. Przyjęto dla całego kraju jedną wartość amplitudy temperatury powietrza zewnętrznego $a = 8^{\circ}\text{C}$. W związku z tym, zgodnie z normą [29] najniż-

sza temperatura wynosi -32°C a najwyższa 35°C . Jako wartość temperatury scalenia przyjęto $t_0 = 8^{\circ}\text{C}$, bliską średniej rocznej temperatury powietrza, w Polsce wynoszącej ok. $7,5^{\circ}\text{C}$.

Zasoby danych pomiarowych natężenia promieniowania słonecznego były w 1984 roku bardzo skromne. W roku 1961 rozpoczęto publikowanie danych z 8 stacji aktynometrycznych IMGW, w roku 1984 działało ich 21 [30]. Wykorzystano wartości sum godzinowych promieniowania całkowitego, bezpośredniego i rozproszonego, publikowane od 1971 do 1977 r. z 10 stacji. W normie podano natężenie promieniowania słonecznego dla 8 głównych orientacji (ekspozycji na strony świata) powierzchni pionowych, a ponadto na powierzchnię poziomą i na powierzchnię ustawioną prostopadłe do kierunku promieni słonecznych w południe.

Właściwości cieplne przegród podano wykorzystując przede wszystkim dane nieistniejącej już normy [31], natomiast wykresy współczynników redukcji amplitudy dobowej temperatury przegrody i inne dane (oprócz klimatycznych) wzięto z raportu Technicznego ISO [32], opracowanego przez pracowników Centralnego Instytutu Naukowo-Badawczego Konstrukcji Budowlanych (CNIISK) w Moskwie. Ze względu na małą zmienność temperatury powietrza i promieniowania słonecznego w normie podano wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_f = 1,1$. Szczegółowe omówienie normy znajduje się w referacie [3].

W październiku 2005 roku opublikowano polską wersję normy europejskiej oddziaływań termicznych na konstrukcje [33]. Różni się ona znacznie od dotychczasowej normy polskiej.

Zgodnie z tytułem dotyczy oddziaływań termicznych, są to nie tylko oddziaływania termiczne pochodzenia klimatycznego, lecz także technologicznego, w kominach przemysłowych, rurociągach, silosach, zbiornikach i chłodniach kominowych. Znaczną część normy poświęcono oddziaływaniom termicznym na mosty. Można nawet stwierdzić, że norma ta dotyczy przede wszystkim oddziaływań termicznych na mosty.

W załączniku krajowym podano mapy izoterm temperatury maksymalnej i minimalnej o okresie powrotu 50 lat, odniesione do poziomu morza, oraz wartości parametrów rozkładu Gumbela pozwalające na przeliczanie wartości charakterystycznych na okresy powrotu inne niż 50 lat. Mapy zostały sporządzone w wyniku aproksymacji rozkładem Gumbela wartości maksymalnych i minimalnych rocznych temperatury powietrza, zmierzonych przez 54 polskie stacje meteorologiczne w latach 1971–2000 [34]. Izoterma 40°C otacza większość terenu Wielkopolski po Słubice, a izoterma 36°C przebiega w okolicy Przemyśla. Tylko tam temperatura powietrza jest praktycznie taka jak w dotychczasowej normie polskiej [29]. Różnice między wartościami charakterystycznymi obu norm wynikają prawdopodobnie z innej metodyki ich wyznaczania oraz z zastosowania innych rozkładów prawdopodobieństwa (rozkład Gumbela jest nieograniczony).

Wartości temperatury ujemnej są wyższe niż -32°C w dotychczasowej normie [29]. Na przeważającym obszarze kraju zawierają się one w granicach między -28°C a -30°C . Temperatury niższe, w zakresie od -32°C do -34°C podano dla Warmii i Mazur oraz wzdłuż wschodniej granicy Polski i w górach, z wyjątkiem Karpat, co wynika ze sprowadzenia wartości temperatury do poziomu morza. Podane wzory umożliwiają przeliczenie tych wartości na lokalizacje górskie, w zależności od wysokości nad poziomem morza.

Zgodnie z Eurokodem współczynnik częściowy wynosi 1,5. Jeżeli dotyczyłby on tylko zmienności temperatury, to zarówno w przypadku maksymalnej jak i minimalnej temperatury powietrza oznaczałoby to, że wartości obliczeniowe znacznie przekraczające możliwe temperatury na terenie Polski, ujemne do -50°C , a dodatnie do 60°C . Jednakże współczynnik częściowy pokrywa także niedokładności modelu obliczeniowego, a w przypadku temperatury dodatniej także efekty promieniowania słonecznego, oszacowane w sposób przybliżony. Promieniowanie słoneczne nie było analizowane metodami rachunku prawdopodobieństwa lecz uwzględnia się dodatkowe wartości temperatury powietrza na zewnątrz budowli, w zależności od rodzaju powierzchni i ustawienia przegrody w stosunku do stron świata. Przykłady zastosowania nowej normy podano w poradniku [4].

5. OBCIĄŻENIE OBLODZENIEM ATMOSFERYCZNYM

W roku 1987 została ustanowiona pierwsza, oddzielna norma polska obciążenia oblodzeniem, obowiązująca od 1 stycznia 1988 r., obecnie wycofana [5]. Postanowienia dotyczące oblodzenia konstrukcji

były uprzednio jedynie w normie projektowania linii energetycznych [35]. Wyniki pomiarów oblodzenia w Polsce były wówczas, i są nadal, niezwykle skromne. Pierwszą pracą podsumowującą badania wykonane na 14 stacjach meteorologicznych w latach 1956 – 1961 była publikacja Sadowskiego [36]. Z pomiarów następnej serii, wykonanych po roku 1976 na 25 stacjach IMGW, korzystał Żmuda [37]. Są to jedyne dwie obszerniejsze publikacje na ten temat w Polsce. Materiał badawczy jest jednak zbyt skromny, aby mógł być wykorzystany do obliczeń statystycznych.

W tej sytuacji podział kraju na strefy obciążenia oblodzeniem i wartości charakterystyczne w normie [5] opracowano na podstawie postanowień normy z roku 1975 [35], rozszerzając i uogólniając podane tam informacje o obszarach intensywnego oblodzenia w Polsce (włączając małe enklawy w większe obszary strefowe). Inne informacje, jak zależność obciążenia oblodzeniem od wysokości nad terenem przyjęto na podstawie normy radzieckiej [8].

Dotychczas brak Eurokodu dotyczącego obciążenia oblodzeniem. Prowadzone są prace, których celem jest opracowanie normy europejskiej na podstawie normy ISO [38]. O trudności jakie mogą spotkać rzeczoznawcę przy ocenie obciążenia oblodzeniem może świadczyć fakt, że najobszerniejsza dostępna norma ISO [38] jako jedyna znana autorom zawiera motto przewodnie, które brzmi: *„Jest niesłychanie istotnym, aby projektować zakładając jakieś oblodzenie, niż żadne oblodzenie”*, oraz generalną wskazówkę, że ocena oddziaływania oblodzeniem ciągle jest bardziej sztuką i frontem prac naukowych niż praktyką inżynierską.

Obciążenie oblodzeniem nie jest zjawiskiem częstym, ale kiedy występuje skutki bywają bardzo dotkliwe. W ostatnich latach najpoważniejszymi incydentami tego typu były rozległe awarie energetycznych linii napowietrznych w kwietniu 2008 roku w okolicach Szczecina [39] i w styczniu 2010 roku na terenie Jury Krakowsko-Częstochowskiej [40]. Pod ogólnym terminem „oblodzenia” znajdują się właściwie trzy odrębne zjawiska meteorologiczne (podlegające dalszym podpodziałom) o różnym stopniu znaczenia dla praktyki inżynierskiej. Szron, odpowiedzialny za najbardziej malownicze formy oblodzenia ma najmniejsze znaczenie, ze względu na niewielką masę i bardzo delikatną strukturę. Szadź (występująca w wielu formach, niektórych łatwych do pomylenia ze szronem) oraz gołoledź (zamarzający deszcz) są w stanie działając osobno, ale również łącznie, spowodować akumulację kilkunastocentymetrowej warstwy mniej lub bardziej porowatego lodu. Szadź może powstawać poprzez zamarzanie kropel mgły, ale może tworzyć się również podczas opadów lepkiego śniegu, który w odpowiednich warunkach termicznych i wiatrowych przywiera do konstrukcji.

Trudności związane z klasyfikacją i analizą skomplikowanych warunków atmosferycznych odpowiedzialnych za powstawanie oblodzenia wskazują na konieczność ścisłej współpracy rzeczoznawcy z meteorologiem. W przypadkach szczególnie dużej wagi do dyspozycji rzeczoznawcy pozostają zaawansowane metody obliczeniowej mechaniki przepływów dwufazowych, na podstawie których dowodzić można źródeł i przyczyn zjawisk oblodzenia. Dobry przegląd tych zagadnień, wraz ze wskazaniem dalszej, bardziej szczegółowej literatury, stanowią załączniki informacyjne do wspomnianej normy ISO [38].

Podstawowym pojęciem, które pojawia się w normie ISO [38] i które prawdopodobnie ostatecznie znajdzie się w tworzonej Eurokodzie jest klasa oblodzenia IC. Jest to odpowiednik stref oblodzenia z normy [5]. Klasy oblodzenia odnoszą się zawsze do ilości lodu zgromadzonego na normowym przyrządzie pomiarowym, którym jest obracający się powoli, pionowo ustawiony walec o średnicy 30 mm. Ze względu na występowanie różnych form oblodzenia, wprowadzono podklasy ICG1 do ICG6 (ang.: Ice Class Glaze) opisujące intensywność obciążenia gołoledzią, oraz ICR1 do ICR10 (ang.: Ice Class Rime) opisujące intensywność obciążenia szadzią i przymarzającym śniegiem. W zakresie ICG1-ICG5 liczba występująca na końcu klasy oznacza charakterystyczną grubość oblodzenia w centymetrach. Klasa ICG6 zarezerwowana jest dla obszarów o wyjątkowym natężeniu oblodzenia. Klasy ICR1 do ICR9 opisane są przez charakterystyczną masę oblodzenia podaną w kilogramach na metr długości normowego przyrządu pomiarowego. Skala klasy ICR ma charakter wykładniczy, to jest sięga od 0,5kg/m dla klasy ICR1, przez 5 kg/m dla klasy ICR5, do 50 kg/m dla klasy ICR9. Najwyższa klasa ICR10 podobnie jak w przypadku gołoledzi, zarezerwowana jest dla sytuacji wyjątkowych.

Metody wyznaczania grubości lodu na konstrukcji i wartości obciążenia podane w normie ISO [38] są dość proste; a co może być istotne w praktyce rzeczoznawcy, również proste do odwrócenia. To jest

z pomiarów oblodzenia na rzeczywistej konstrukcji, przy poprawnej identyfikacji formy oblodzenia, możliwe jest w zasadzie łatwe odtworzenie klasy oblodzenia IC występującej w rejonie konstrukcji. Porównanie tak uzyskanych, szacunkowych wartości pomiędzy poszczególnymi miejscami obiektu budowlanego, oraz z typowymi wartościami dostępnymi w normie, może być dobrą podstawą do dalszej analizy i oceny warunków oblodzenia konstrukcji.

6. UWAGI KOŃCOWE

Oddziaływania środowiskowe, klimatyczne, należą do tych, które najczęściej wywołują awarie albo katastrofy budowli, wliczane do zdarzeń losowych. W ciągu ostatnich kilku dekad zostały one dość dobrze rozpoznane i opisane w kategoriach rachunku prawdopodobieństwa. Najslabiej rozpoznanym zjawiskiem losowym jest atmosferyczne oblodzenie konstrukcji.

Rzeczoznawca budowlany, oceniający bezpieczeństwo istniejącej konstrukcji, zagrożonej wystąpieniem losowych zjawisk meteorologicznych, ma obecnie do dyspozycji liczne źródła informacji, które może wykorzystać w swojej ocenie. Może mu w tym zadaniu pomóc współpraca z meteorologiem oraz ze specjalistą z dziedziny oddziaływań klimatycznych, zalecana przez Eurokody. Szeroki zakres danych, obejmujących wartości przemieszczeń, naprężeń, a nawet bezpośrednio obciążeń, może być również uzyskany z systemów monitoringu konstrukcji [41], obecnie coraz częściej instalowanych na wielu obiektach budowlanych.

Literatura

- [1] Żurański J.A.: *Obciążenie śniegiem konstrukcji w ocenie rzeczoznawcy budowlanego*. IX Konferencja Naukowo – Techniczna Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego, Cedzyna, 24-26 kwietnia 2006 r. Materiały konferencyjne, Wyd. ITB, Warszawa 2006.
- [2] PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [3] Żurański, J.A.: *Normy oddziaływań środowiskowych: śniegiem, wiatrem, temperaturą i oblodzeniem*. XXII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 7 – 10 marca 2007, Materiały konferencyjne, PZITB Bielsko – Biała 2007.
- [4] Żurański J.A., Gaczek M.: *Oddziaływania klimatyczne na konstrukcje budowlane według Eurokodu 1. Komentarze z przykładami obliczeń*.- Instytut Techniki Budowlanej, Projektowanie według Eurokodów, Warszawa 2011.
- [5] PN-87/B-02013 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie oblodzeniem.
- [6] PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
- [7] ASCE 7-95, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- [8] SNiP II-6-74 Nagruzki i vozdejstvia. Normy projektirovanija, Moskva 1976.
- [9] Żurański J.A.: *Obciążenie dachów śniegiem – wnioski z katastrofy hali MTK w Chorzowie*. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2009.
- [10] ISO 13822:2001 Bases for design of structures – Assessment of existing structures.
- [11] Chmielewski T.: *Ocena istniejących konstrukcji w ujęciu projektu normy ISO/CD/13822*. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2001.
- [12] Żurański J.A.: *Nowe normy obciążenia śniegiem a bezpieczeństwo konstrukcji istniejących*. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Nr 90, Studia i Materiały Nr 19, 2008.
- [13] Żurański J.A., Gaczek M.: *Czy i kiedy odśnieżać dach*. Inżynier Budownictwa, nr 10/2012.
- [14] Kimbar G.: *Dynamics of snow melting on tents during possibly threatening precipitation*, Czasopismo Techniczne, Budownictwo Zeszyt 2-B (12) 2015, s. 433-440.
- [15] Główny Urząd Nadzoru Budowlanego. *Katastrofy budowlane w 2008 roku*. Warszawa 2009.
- [16] Żurański J.A., Gaczek M.: *Oddziaływanie huraganowego wiatru na budowle*. X Konferencja Naukowo – Techniczna Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego, Warszawa - Miedzeszyn, 22-24 kwietnia 2008 r. Materiały konferencyjne, Wyd. ITB, Warszawa 2008, s.241-262.

- [17] Żurański J.A., Gaczek M., Fiszer S.: *Charakter i występowanie wiatrów katastrofalnych w Polsce*. 55. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Kielce-Krynica 2009, s. 697-704.
- [18] Chmielewski T., Nowak H., Walkowiak K.: *Trąba powietrzna na Opolszczyźnie - skutki, oszacowanie jej prędkości, klasyfikacja uszkodzeń budynków i ich odbudowa*.- Inżynieria i Budownictwo, nr 2010, 10.
- [19] PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne- Oddziaływania wiatru.
- [20] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [21] Lorenc H.: *Struktura i zasoby energetyczne wiatru w Polsce*.- Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Materiały Badawcze, Seria: Meteorologia – 25, Warszawa 1996.
- [22] Żurański J.A., Maciążek W.E.: *Oddziaływanie wiatru na konstrukcje w ocenie obiektów budowlanych*. IX Konferencja Naukowo – Techniczna Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego. Cedzyna koło Kielc, 24-26 kwietnia 2006 r. Materiały konferencyjne, Wyd. ITB, Warszawa 2006.
- [23] Kawecki, J., Żurański, J.A.: *Wirowe wzbudzenie drgań komina stalowego – nowe doświadczenia*. L Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2004, tom II.
- [24] Kawecki, J., Żurański, J.A.: *Analiza przyczyn kolejnych uszkodzeń komina stalowego*. XXII Konferencja Naukowo – Techniczna Awary Budowlane, Szczecin – Międzyzdroje 17 – 20.05.2005.
- [25] Wichtowski B., Żuranski J.A.: *Pewne przypadki rezonansu wiatrowego kominów stalowych*.- Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2011.
- [26] Włodarczyk W.: *Wzbudzanie wirowe drgań w projektowaniu kominów stalowych według PN-EN 1991-1-4 i PN-EN 1993-3-2*. Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2012.
- [27] Żurański J.A., Gaczek M., Fiszer S.: *Sposoby ograniczania szkód wyrządzanych przez wiatr*. XXIV Konferencja Naukowo - Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin - Międzyzdroje, 2011.
- [28] Skwarek M., Hulimka J.: *Zmiana normy a zwiększenie obliczeniowej wartości obciążenia wiatrem*. Inżynier Budownictwa nr 2/2014.
- [29] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
- [30] Żurański J.A., Sobolewski J.A.: *Podstawy klimatyczne i probabilistyczne projektu normy „Obciążenie temperaturą”*. XXXI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1985.
- [31] PN-82/B-02020 Ochrona cieplna budynków. Wymagania i obliczenia
- [32] ISO/TR 9492:1987 Bases for design of structures – Temperature climatic actions.
- [33] PN-EN 1991-1-5:2005 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne- Oddziaływania termiczne.
- [34] Zobel H., Sobala D.: *Naturalne oddziaływania termiczne na obiekty mostowe w polskich warunkach klimatycznych*.- Inżynieria i Budownictwo nr 9/2004.
- [35] PN-75/E-05100 Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Projektowanie i budowa.
- [36] Sadowski M.: *Oblodzenie przewodów w Polsce*. Prace Państwowego Instytutu Hydrologiczno – Meteorologicznego, Zeszyt 87, Warszawa 1965.
- [37] Żmuda K.: *Probabilistyczne metody wymiarowania linii napowietrznych na obciążenia zmienne*. Politechnika Śląska, Zeszyty Naukowe Nr 891, Elektryka, Z. 101, Gliwice 1986.
- [38] ISO 12464:2001 Atmospheric icing on structures.
- [39] Paczkowska T., Paczkowski W.: *Aspekty budowlane katastrofy energetycznej w rejonie szczecińskim*, XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Awary Budowlane, Szczecin 2009.
- [40] Dymek D., Jastrzębska E., Kurbiel W.: *Awary linii elektroenergetycznych wywołane oblodzeniem*, XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna Awary Budowlane, Szczecin 2013.
- [41] Wilde K.: *Możliwości zastosowania systemów monitoringu technicznego w infrastrukturze elektroenergetycznej*, Acta Energetica (2009): 107-114.

ASSESSMENT OF CLIMATIC ACTIONS ON STRUCTURES



Roman GAJOWNIK¹, Roman JARMONTOWICZ², Jan SIECZKOWSKI³

ZASADY POSTĘPOWANIA W DIAGNOSTYCE KONSTRUKCJI MUROWYCH

STRESZCZENIE

W referacie wskazano przyczyny i rodzaje uszkodzeń konstrukcji murowych. Omówiono specyfikę diagnostyki tych konstrukcji wynikającą z dużej różnorodności stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych muru. Zasady diagnostyki konstrukcji murowych omówiono w podziale na badania wynikające z zarysowania konstrukcji oraz stanu jej bezpieczeństwa. Omówiono również potrzebę badań uzupełniających związanych z oceną trwałości muru i jego estetyką.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcje murowe, diagnostyka, metody badań, rysy

1. WSTĘP

Obiekty budowlane, w tym również o konstrukcji murowej, podlegają – na każdym etapie ich „życia” – ocenie sprawności technicznej oraz ocenie właściwości użytkowych. Oceny te wchodzą w zakres diagnostyki obiektu budowlanego. Zasady projektowania, budowy i użytkowania obiektów budowlanych określa ustawa *Prawo budowlane* [1]. Obiekty budowlane podczas ich użytkowania powinny być (art. 62) poddawane przez właściciela lub zarządcę kontroli okresowej.

Konieczność przeprowadzenia diagnostyki obiektu w trakcie jego użytkowania występuje również w przypadku pojawienia się nieprzewidzianych oddziaływań wynikających z:

- innych zachowań podłoża niż przyjęto w projekcie pierwotnym (nierównomierne osiadanie podłoża, działalność górnicza, głębokie wykopy w pobliżu obiektu itp.),
- wystąpieniem zjawisk świadczących o uszkodzeniach konstrukcji, np. rysy, nadmierne przemieszczenia lub odkształcenia wymagające oceny stanu bezpieczeństwa konstrukcji,
- zmiany sposobu użytkowania obiektu budowlanego, co zwykle jest związane ze zmianą wielkości i rodzaju obciążeń,
- rozbudowy lub nadbudowy, co zwykle jest związane ze zmianą działających obciążeń, a niekiedy ze zmianą przestrzennej pracy konstrukcji,
- uszkodzeń spowodowanych działaniem obciążeń wyjątkowych (pożary, wybuchy, powódzie itp.),

¹ dr inż. Roman Gajownik, r.gajownik@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

² dr inż. Roman Jarmontowicz, r.jarmontowicz@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

³ mgr inż. Jan Sieczkowski, j.sieczkowski@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

- korozyjnego oddziaływania środowiska,
- zanieczyszczeniami materiałów muru,
- uwzględnieniem zawilgocenia muru.

Coraz częściej diagnostyka konstrukcji murowych przeprowadzana jest już na etapie projektowania obiektów budowlanych, w szczególności dla oceny ich właściwości użytkowych podczas eksploatacji [2].

Elementy procesu oceny stanu technicznego konstrukcji

Zasadniczymi elementami procesu oceny stanu technicznego obiektu budowlanego są:

- określenie celu i przedmiotu oceny,
- rozpoznanie konstrukcji i jej stanu technicznego oraz stanu technicznego materiałów w konstrukcji,
- ocena stanu technicznego konstrukcji,
- określenie trwałości konstrukcji.

Zasady prowadzenia prac związanych z diagnostyką budowlanych obiektów stanowią przedmiot bogatej literatury, np. [3].

Prace przygotowawcze

Zakres prac przygotowawczych zależy przede wszystkim od stanu technicznego konstrukcji obiektu i posiadanych informacji dotyczących zarówno materiałów zastosowanych do jego wykonania, jak i rodzaju, i wielkości obciążeń, planowanego sposobu użytkowania itp.

Prace przygotowawcze rozpoczyna się od skompletowania dokumentacji technicznej zarówno architektonicznej, konstrukcyjnej jak i instalacyjnej. W przypadku braku takiej dokumentacji należy wykonać dokumentację inwentaryzacyjną.

W pracach inwentaryzacyjnych niekiedy zachodzi potrzeba wykonania odkrywek. Dotyczy to przede wszystkim fundamentów i części podziemnych obiektów oraz ścian otynkowanych [4].

Podstawy normowe diagnostyki konstrukcji murowych

Mur jako materiał konstrukcyjny składa się z elementów murowych oraz zaprawy murarskiej. Odmierna odkształcalność elementów murowych i zaprawy wywołuje pod wpływem oddziaływań zewnętrznych, różnorodne stany naprężeń w murze, prowadzące do powstawania charakterystycznych zarysowań muru, a w konsekwencji jego zniszczenia [4 i 5].

Obserwacje murów wznoszonych w nowych technologiach, wskazują na potrzebę zwrócenia również większej uwagi na warunki ekspozycji (makro i mikro) konstrukcji murowej i wynikającą stąd konieczność stosowania odpowiednich zapraw murarskich, o cechach dostosowanych do przyjętego rodzaju elementów murowych.

Biorąc powyższe pod uwagę należy stwierdzić, że podstawą dokonania właściwej oceny stanu technicznego konstrukcji murowej poprzez rozpoznanie przyczyn powstałych zagrożeń oraz podanie sposobu ich uniknięcia w przyszłości, jest znajomość wymagań normowych z tym związanych, dotyczących w szczególności wymaganych właściwości użytkowych zastosowanych wyrobów i materiałów oraz zasad projektowania i wykonywania konstrukcji murowych. Do analizy stanu technicznego starszych konstrukcji, niezbędna jest znajomość norm PN-B, z tamtego okresu.

2. RODZAJE USZKODZEŃ KONSTRUKCJI MUROWYCH

Wszystkie obiekty budowlane, w tym i o konstrukcji murowej, ulegają wraz z upływem czasu procesom destrukcyjnym. Procesy te mogą być, poza zdarzeniami wyjątkowymi (np. powodzie, huragany), spowodowane takimi czynnikami jak wpływ środowiska zewnętrznego i wewnętrznego, sposób użytkowania, zmiany właściwości zastosowanych materiałów, a także zmiany warunków gruntowo-wodnych, awarie instalacji itp. Większość procesów destrukcyjnych, szczególnie w materiałach, zachodzi bardzo

powoli. Wpływ niektórych czynników może być krótkotrwały i intensywny, a innych może się ustabilizować i nie oddziaływać szkodliwie na konstrukcję murową [6].

Jednym z istotnych elementów diagnostyki obiektu budowlanego jest ocena stanu zarysowania ścian, co może pozwolić na ustalenie przestrzennej pracy konstrukcji obiektu. Informacje na temat inwentaryzacji rys i pęknięć murów można znaleźć w publikacjach [3,4,5 i 7].

Szczególne oddziaływania destrukcyjne na konstrukcje murowe wywiera zawilgocenie muru połączone z mrozem. Mury mogą ulegać zawilgoceniu najczęściej wskutek niedostatecznej izolacji przeciwwilgociowej i wodochronnej (poziomej lub pionowej), izolacji cieplnej ścian zewnętrznych lub wadliwej konstrukcji ściany, a także wskutek nieszczelności instalacji wodociągowych lub kanalizacyjnych ewentualnie innych wad budynków.

Podczas powodzi mury ulegają poważnemu nasyceniu wodą. Stan taki może utrzymywać się przez dłuższy czas. Ponadto po powodzi mogą zmieniać się warunki posadowienia budynków.

W przypadku pożaru występuje krótkotrwałe działanie bardzo wysokich temperatur, które powodują intensywną destrukcję, przede wszystkim zapraw oraz niektórych kamieni naturalnych, np. dolomitów, granitów, piaskowców. Pod wpływem ognia w murach powstają dodatkowe naprężenia powodujące powstawanie rys i pęknięć, głównie na powierzchni muru i w strefie przypowierzchniowej. W konsekwencji materiały kruszeją i złuszcza się. Oprócz ubytku materiału następuje spadek ich wytrzymałości, dochodzący nawet do 40% [8]. Dodatkowym czynnikiem destrukcyjnym w czasie pożaru jest duża ilość wody stosowanej w czasie gaszenia.

Groźne w skutkach są wybuchy wewnątrz budynków. Współcześnie budynki są projektowane w ten sposób, aby wybuch w jednym pomieszczeniu nie powodował zawalenia się części lub całego budynku. Zniszczeniu może ulec tylko to pomieszczenie, w którym nastąpił wybuch. W pozostałych częściach budynku mogą jedynie wystąpić uszkodzenia, które mogą być łatwo naprawione. Budynki projektowane wcześniej takiej gwarancji nie dają.

Podobny charakter mają uszkodzenia spowodowane przez uderzenia środkami transportu drogowego.

3. METODY BADAŃ STOSOWANE W DIAGNOSTYCE

3.1. Ustalenia ogólne

Metodyka postępowania przy ocenie stanu granicznego użytkowności oraz wymaganego bezpieczeństwa konstrukcji budynków murowanych jest podobna do stosowanej dla budynków wykonanych w innych technologiach i zależy głównie od przyczyn i celu w jakim się ją wykonuje.

Kiedy wizja lokalna nie wykazuje żadnych oznak świadczących o zagrożeniu bezpieczeństwa konstrukcji lub o niedogodności użytkowania (niepokojące rysy i ugięcia elementów), a budynek użytkowany jest zgodnie z przeznaczeniem, nie ma potrzeby sprawdzania stanu bezpieczeństwa konstrukcji. W przeciwnym razie, konieczna jest ocena stanu technicznego budynku i podjęcie decyzji o dostosowaniu budynku do wymagań bezpieczeństwa konstrukcji, zgodnie z wymaganiami aktualnych norm projektowania.

W przypadku oceny stanu granicznego użytkowności, badania diagnostyczne konstrukcji murowych obejmują zazwyczaj badanie stanu zarysowania ścian oraz rejestrację zakresu i wielkości innych uszkodzeń z ustaleniem przyczyn ich powstania. Natomiast w przypadku oceny bezpieczeństwa konstrukcji, poza badaniami jak dla stanu granicznego użytkowności, konieczna jest ocena właściwości materiałów użytych do wykonania muru w celu ustalenia parametrów wytrzymałościowych muru i dokonania obliczeniowej oceny bezpieczeństwa budynku.

3.2. Diagnostyka stanu granicznego użytkowności

Inwentaryzacja rys w poszczególnych elementach budynku oraz ich morfologia stanowi podstawę do oceny zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji.

W przypadku ścian otynkowanych, w pierwszej kolejności ustala się czy rysy przebiegają tylko w tynku, czy także w murze. Oceniając stan techniczny ścian otynkowanych należy również stwierdzić

czy tynk przylega do powierzchni muru. Badania takie polegają na ostukiwaniu ściany młoteczkiem lub innym przyrządem.

Przy ocenie zarysowań należy dokładnie określić nie tylko przebieg rys, ale również ich długość, kierunek i maksymalną szerokość rozwarcia. Należy także ustalić czy rysy są ustabilizowane oraz czy mają tendencję do powiększania się. W tym celu na rysach najlepiej nakleić paski szklane lub gipsowe w kierunku prostopadłym do kierunku rysy.

Ocena wpływu zarysowania na właściwości użytkowe budynków, stan ich utrzymania oraz stan bezpieczeństwa był przedmiotem wielu badań i analiz [9,10].

Na terenach górniczych, w ocenie stanu bezpieczeństwa użytkowalności konstrukcji, poza oceną stanu zarysowania ścian, należy brać również pod uwagę stan deformacji konstrukcji określany wychyleniem budynku (parametr T_b) [9].

Dla stanu granicznego użytkowalności budynków posadowionych poza terenami górniczymi, dopuszczalne obliczeniowe wychylenie budynków nie może przekraczać 3‰.

W większości przypadków rysy i spękania w konstrukcjach murowych systematyzowane są z uwagi na przyczynę ich powstawania (warunki gruntowo-wodne, zjawiska fizykochemiczne w materiale muru, oddziaływania zewnętrzne).

Dla oceny „ważności” zarysowań konstrukcji murowych, autorzy proponują przyjąć podział rys na trzy grupy, z punktu widzenia stanu bezpieczeństwa i stanu użytkowania konstrukcji, podobnie jak to uczynił B. Lewicki dla rys występujących w konstrukcji budynków wielkopłytowych [11]:

- rysy powierzchniowe, pojawiające się na elementach murowych i w zaprawie oraz na styku obu materiałów,
- rysy lokalne, o długości w obszarze jednej kondygnacji, sięgające przez całą grubość muru,
- rysy strukturalne, przechodzące z jednej kondygnacji na drugą, bądź powtarzające się na sąsiednich kondygnacjach, sięgające przez całą grubość ściany.

3.3. Diagnostyka stanu bezpieczeństwa konstrukcji

3.3.1. Badania wytrzymałościowe

Do parametrów wytrzymałościowych muru podlegających ocenie w badaniach diagnostycznych przede wszystkim zalicza się wytrzymałość muru na ściskanie, zginanie i ścinanie.

Wytrzymałość muru na ściskanie może być oceniana na podstawie badań:

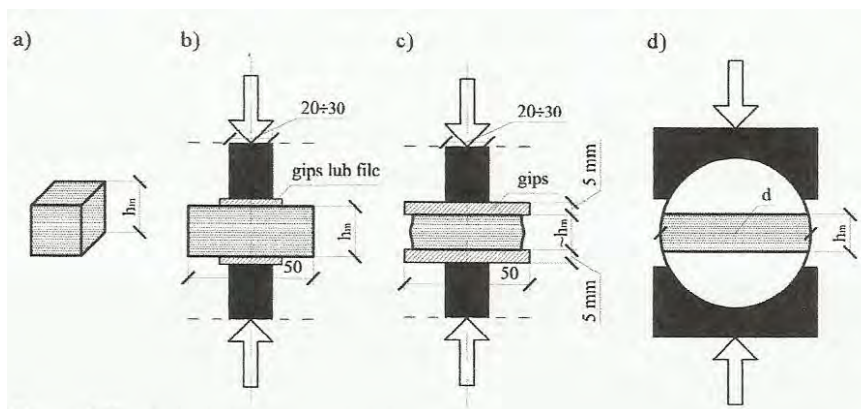
- wytrzymałości na ściskanie elementów murowych i zaprawy lub całych fragmentów muru,
- sklerometrycznych lub ultradźwiękowych,
- innych.

Pierwsza z wymienionych metod badań jest metodą ingerującą w strukturę muru (wycięcie próbek), co należy uznać za zjawisko niekorzystne i wymagające naprawy dodatkowego uszkodzenia muru. Wytrzymałość muru właściwiej jest oceniać na podstawie badań wytrzymałości elementów murowych i zaprawy, stosując wzory służące do obliczania wytrzymałości charakterystycznej muru, podane w normach PN-EN 1996-1-1 [12] lub PN-B-03002 [13].

Badania elementów murowych należy wykonać zgodnie z PN-EN 772-1 [14]. Próbkę do tych badań należy pobrać z miejsc reprezentatywnych, a jednocześnie nie powodujących nadmiernej ingerencji w strukturę badanego muru. Otrzymany wynik badania może być bezpośrednio użyty do obliczania wytrzymałości muru na ściskanie.

Znacznie trudniej jest ustalić wytrzymałość na ściskanie zaprawy. W przypadku zapraw murarskich nie można skorzystać z normy PN-EN 1015-11 [15], ponieważ próbki do badań nie mogą mieć wymiarów zgodnych z wymaganiami normowymi. W praktyce są stosowane badania na próbkach pokazanych na rysunku 1 [16].

Metody sklerometryczne są stosowane w badaniach murów istniejących rzadko, zazwyczaj do określania wytrzymałości na ściskanie elementów murowych, a nie zaprawy. Do oceny cech wytrzymałościowych zapraw i murów mogą być stosowane metody akustyczne, w tym ultradźwiękowe.



Rys. 1. Próbkki do badań wytrzymałości zapraw pobrane z muru

3.3.2. Badania oddziaływań dynamicznych

Oddziaływania dynamiczne, które mogą wywoływać uszkodzenia konstrukcji murowych można podzielić ze względu na [17]:

- charakter oddziaływania na budynek na:
 - jednorazowe lub niewielokrotnie zmienne,
 - powtarzalne z odstępami czasu,
 - wielokrotnie powtarzalne,
- lokalizację źródła:
 - wewnątrz budynku (działanie maszyn powodujących wibracje, obciążenie tłumem w czasie zabawy tanecznej, wybuch gazu w pomieszczeniu),
 - poza budynkiem (ruch pojazdów, przelatujące nisko samoloty, oddziaływania sejsmiczne itp.).

W przypadku oddziaływań dynamicznych, konstrukcje murowe charakteryzują się znaczną masą, która powoduje powstawanie dużych sił bezwładności. Konstrukcje murowe mają dużą wytrzymałość na ściskanie, ale bardzo małą na zginanie i ścinanie. Połączenia poszczególnych elementów budynku, jeżeli nie wprowadzono specjalnych rozwiązań, są słabe. Zagadnienia oddziaływań sejsmicznych na konstrukcje murowe oraz zasady projektowania tych konstrukcji na terenach zagrożonych oddziaływaniami sejsmicznymi podano w [18].

W analizie oddziaływań dynamicznych na konstrukcje murowe należy ustalić przede wszystkim charakterystykę tych oddziaływań. Badania oddziaływań dynamicznych są prowadzone – o ile jest to możliwe – w miejscu powstawania oraz w obiekcie budowlanym. Celem tych badań jest ustalenie częstotliwości, amplitudy, prędkości i przyspieszeń oraz rodzaju fal i kierunku ich rozchodzenia się. Dane te są niezbędne do opracowania „odpowiedzi” budynku i jego elementów składowych na te oddziaływania. Jednym z głównych zadań jest ustalenie sił bezwładności powstających wskutek oddziaływań dynamicznych, które w głównej mierze powodują powstawanie uszkodzeń.

4. BADANIA UZUPEŁNIAJĄCE

W zależności od celu w jakim przeprowadzana jest diagnostyka konstrukcji niekiedy występuje potrzeba przeprowadzenia badań uzupełniających obejmujących głównie badania strukturalne elementów murowych i zaprawy murarskiej w celu poznania ich cech fizycznych i składu chemicznego. Badania te przeprowadza się zazwyczaj w przypadku wystąpienia procesów destrukcyjnych w murze bądź też zmian w estetyce muru.

Do takich badań zalicza się np. badania zawilgocenia, badania chemiczne, lub związane z korozją biologiczną oraz inne.

4.1. Badanie zawilgocenia

Zawilgocenie konstrukcji w istniejących obiektach budowlanych może być spowodowane:

- opadami atmosferycznymi (deszcz i śnieg),
- pęknięciami przewodów wodociągowych lub kanalizacyjnych,
- powodziami,
- wadliwym wykonawstwem obiektu budowlanego (np. brak izolacji poziomej lub pionowej, niedostateczna izolacyjność przegrody, wadliwe rozwiązania ścian itp.),
- nieszczelnością rynien i rur spustowych,
- zmianą sposobu użytkowania obiektu budowlanego,
- brakiem odpowiedniej wentylacji pomieszczeń,
- zmianą poziomu wód gruntowych.

W przypadku zawilgocenia murów należy przede wszystkim ustalić przyczynę takiego stanu, a następnie stopień zawilgocenia.

Najprostszą metodą określania wilgotności materiałów budowlanych jest metoda suszarkowo-wagowa. Jest to metoda najstarsza i najbardziej dokładna, pod warunkiem, że pobieranie próbki nie narusza wilgotności badanego muru. Obecnie dostępna jest duża liczba mierników zawilgocenia murów, które pozwalają na szybkie odczytywanie wilgotności muru bez potrzeby stosowania badań laboratoryjnych. Przegląd różnych metod badania wilgotności muru podano w pracy [19].

Przyczyną zawilgocenia ściany może być nie tylko zbyt mała jej izolacyjność cieplna, ale także nadmierna wilgotność powietrza w danym pomieszczeniu i wtedy należy sprawdzić drożność przewodów wentylacyjnych.

4.2. Badania chemiczne

Badania chemiczne w diagnostyce konstrukcji murowych są przeważnie wykonywane łącznie z innymi badaniami i analizami, w szczególności gdy charakter uszkodzeń może wskazywać na występowanie procesów korozyjnych.

W środowiskach konstrukcji murowych mogą znajdować się substancje szkodliwe, działające na materiały budowlane, jak np.: CO , CO_2 , SO_2 , SO_3 , CS , Cl_2 , HCl , H_2S , HF . W środowisku wodnym najbardziej szkodliwe są kwasy, zasady i sole, np.: H_2SO_4 , H_2CO_3 , HNO_3 , Na_2SO_4 , MgSO_4 , NH_4SO_4 . Działanie tych substancji może powodować występowanie plam, nalotów, wykwitów, spulchnienie materiału, łuszczenie się, pękanie elementów murowych, odpryski, kruszenie lub wewnętrzny rozpad.

Do badań towarzyszących badaniom chemicznym należy zaliczyć przede wszystkim badania: wilgotności, absorpcji wody, porowatości, odczynu wyciągu wodnego.

Badanie odczynu wyciągu wodnego w wielu przypadkach może wskazywać na stan danego materiału (elementów murowych i zaprawy). Jeżeli odczyn wyciągu wodnego betonu lub zaprawy ma wartość $\text{pH} > 10$, to świadczy o rozpadzie tych materiałów. W przypadku ceramicznych elementów murowych wartość pH powinna się zawierać w granicach $6,5 \div 8$, czyli powinna być zbliżona do odczynu obojętnego ($\text{pH} = 7$).

Zawartość jonów w materiałach muru może świadczyć o rodzaju korozji tego materiału i pośrednio może pomóc w ustaleniu przyczyn występowania korozji.

Sole (rozpuszczalne w wodzie) zawarte w murach mogą w określonych przypadkach oddziaływać negatywnie na konstrukcję murową. Odnosi się to przede wszystkim do przypadków, w których następuje migracja wilgoci w przegrodzie budowlanej.

Sole szkodliwie działające na konstrukcje murowe mogą pochodzić z różnych źródeł. Mogą to być zanieczyszczenia występujące w materiałach muru, np. w ceramicznych elementach murowych, lub z zewnątrz, np. z zanieczyszczonych wód gruntowych, z nieszczelnych przewodów instalacyjnych, wraz z opadami atmosferycznymi itp. W przypadku ceramicznych elementów murowych producent powinien deklarować zawartość soli rozpuszczalnych, dotyczy to tylko elementów murowych ceramicznych przeznaczonych do stosowania w murach niezabezpieczonych lub zabezpieczonych częściowo. Badania zawartości szkodliwie działających soli wykonuje się wg normy [20].

W przypadkach rozpatrywania uszkodzeń murów spowodowanych działaniem soli rozpuszczalnych w wodzie zawsze należy ustalić przyczynę takich uszkodzeń oraz je usunąć lub zabezpieczyć mur przed negatywnymi skutkami działania tych soli.

Zakres badań chemicznych w każdym przypadku powinien być ustalany indywidualnie, na podstawie szczegółowych oględzin badanego muru i ewentualnie innych badań, jeżeli takie były wcześniej wykonane.

4.3. Badania związane z korozją biologiczną

Korozja biologiczna to szkodliwe działanie na konstrukcje murowe grzybów, roślin, zwierząt, owadów i bakterii.

Do odżywiania się grzyby potrzebują substancji organicznych. Temperatura powietrza odpowiednia do ich rozwoju zawiera się w granicach od -5°C do $+40^{\circ}\text{C}$, a wilgotność środowiska od 18% do 70%. Grzyby w czasie własnej przemiany materii wytwarzają kwasy, które mogą zmienić pH środowiska oraz mogą doprowadzić do destrukcji materiałów. Rozwój skażenia grzybami występuje w powietrzu stojącym. Grzyby mogą rozwijać się bez dostępu światła, jednak do wytworzenia owocników zawierających zarodniki niewielka ilość światła jest potrzebna. Promieniowanie ultrafioletowe działa na grzybnie niszcząco.

Bardzo ważna dla rozwoju grzybów jest wilgotność podłoża, szczególnie w początkowym okresie wzrostu.

Przy oględzinach konstrukcji murowych należy ustalić miejsca, w których mur lub inne elementy budynku zostały zaatakowane przez grzyby. Jeżeli na powierzchni muru występują zacieki, naloty lub plamy w kolorze szarym, brunatnym, czarnym lub zielonkawym, to można przypuszczać, że miejsca te są zaatakowane przez grzyby. Zagrzybienie występuje najczęściej w miejscach zacieków lub przecieków, na przemarzających przegrodach zewnętrznych, w szczególności zastawionych meblami, w miejscach kondensacji pary wodnej (np. w narożach, na nadprożach, przy listwach przypodłogowych).

Obszerna informacja na temat skażenia środowiska grzybami oraz oddziaływaniem grzybów na zdrowie człowieka znajduje się w publikacji [21].

Szkodliwe oddziaływanie roślin na konstrukcje murowe może przejawiać się w różny sposób. Rośliny szczególnie intensywnie niszczą mury wykonane z wapieni oraz z innych elementów murowych zawierających wapń. Na powierzchniach takich murów rozwija się mikroflora, która wytwarza produkty biochemiczne powodujące procesy destrukcyjne w murze. Szkodliwe może być również działanie traw, drzew, pnączy lub mchów. Korzenie przenikają w drobne szczeliny powodując rozsądzanie i kruszenie nawet najmocniejszych murów.

Znaczne szkody powodują także ptaki, właściwie ich odchody zawierające substancje szkodliwe, w szczególności kwas fosforowy działający destrukcyjnie na elementy murowe i elementy wystroju architektonicznego z kamienia naturalnego.

Owady atakują przede wszystkim elementy drewniane, zmniejszając ich cechy wytrzymałościowe. Zniszczenie elementów drewnianych może wpływać na zmianę obciążeń przekazywanych na konstrukcje murowe lub zmianę schematu pracy statycznej muru. Należy zatem sprawdzać czy nadmierne odkształcenia konstrukcji drewnianej nie oddziałują ujemnie na pracę konstrukcji murowej.

5. PODSUMOWANIE

Potrzeba wykonania diagnozy konstrukcji murowych i oceny na tej podstawie właściwości użytkowych oraz stanu bezpieczeństwa konstrukcji występuje dość często, co wynika z wymogów prawa budowlanego obligującego użytkowników do okresowych przeglądów obiektów budowlanych jak również z potrzeby remontu, nadbudowy, rozbudowy, zmiany przeznaczenia oraz zaistnienia stanu awaryjnego konstrukcji w wyniku zaistnienia wyjątkowych oddziaływań.

Istotnym elementem diagnostyki obiektów budowlanych jest ocena stanu zarysowania przegród budowlanych, który jest zazwyczaj podstawą do podjęcia decyzji o potrzebie badań wytrzymałościowych dla oceny stanu bezpieczeństwa konstrukcji i podania na tej podstawie środków zaradczych eliminujących to zagrożenie.

Wykonywanie badań dodatkowych wiąże się zazwyczaj z potrzebą oceny trwałości materiałów zastosowanych w murze z uwagi na zmiany zachodzące w estetyce muru w czasie jego użytkowania.

Bardzo duża różnorodność rozwiązań konstrukcji murowych nie pozwala na znormalizowanie zasad ich diagnostyki, stąd też każdy przypadek należy rozpatrywać indywidualnie.

Literatura

- [1] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2003 r., nr 207, poz. 2016 z późn. zmian.).
- [2] Słowik L., Chomacki L., Parkasiewicz B.: *Oddziaływanie na budynki poziomych odkształceń podłoża o charakterze ściskania*. Materiały Budowlane, nr 11/2015.
- [3] Stawiski B.: *Konstrukcje murowe. Naprawy i wzmocnienia*. Polcen, Warszawa 2014.
- [4] Małyszko L., Orłowicz R.: *Konstrukcje murowe. Zarysowania i naprawy*. Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, Olsztyn 2000.
- [5] Ciesielski R.: *O pomiarze, opisie i interpretacji rys w konstrukcjach murowych – wskazówki i instrukcje*. Przegląd Budowlany, nr 11/1987.
- [6] Jarmontowicz R., Sieczkowski J.: *Trwałość murów z ceramiki i silikatów*. Materiały Budowlane, nr 4/2006.
- [7] Borusiewicz W.: *Konserwacja zabytków budownictwa murowanego*. Arkady, Warszawa 1985.
- [8] Gajownik R., Jarmontowicz R., Sieczkowski J.: *Diagnostyka i metody oceny bezpieczeństwa konstrukcji murowych*. XXII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2007.
- [9] Kawulok M.: *Ocena właściwości użytkowych budynków z uwagi na oddziaływania górnicze*. ITB, Warszawa 2000.
- [10] Soil – Structure interaction. The real behaviour of structures. The Institution of Structural Engineers, London 1989.
- [11] Lewicki B.: *Metodyka oceny stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytowych. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe*. ITB, Warszawa 2002.
- [12] PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- [13] PN-B-03002 Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczanie.
- [14] PN-EN 772-1 Metody badań elementów murowych. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.
- [15] PN-EN 1015-11 Metody badań zapraw do murów. Część 11: Określenie wytrzymałości na ściskanie i zginanie stwardniałej zaprawy.
- [16] Matysek P.: *Metody określania wytrzymałości murów w konstrukcjach istniejących*. XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2015.
- [17] Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E.: *Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach (diagnostyka dynamiczna)*. ITB, Warszawa 1993.
- [18] Pierzchlewicz J., Jarmontowicz R.: *Budynki murowane. Materiały i konstrukcje*. Arkady, Warszawa 1993.
- [19] Adamowski J., Matkowski Z.: *Osuszanie i remonty budynków zalanych wodami powodziowymi*. XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2011.
- [20] PN-EN 772-5 Metody badań elementów murowych. Część 5: Określenie zawartości aktywnych soli rozpuszczalnych w elementach murowych ceramicznych.
- [21] Doleżał M.: *Skażenie środowiska mieszkaniowego grzybami domowymi i pleśniami oraz ich wpływ na zdrowie mieszkańców*. XIV Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 1999.

THE PRINCIPLES IN THE DIAGNOSTICS OF MASONRY STRUCTURES



Stanisław KARCZMARCZYK¹

PROBLEMY DIAGNOSTYKI OBIEKTÓW ZABYTKOWYCH

STRESZCZENIE

W referacie omówiono zasady oceny i diagnozy stanu zachowania zabytkowych obiektów budownictwa murowanego i drewnianego. Podstawą diagnostyki historycznych obiektów zabytkowych jest znajomość rozwiązań stosowanych przez budowniczych zarówno w zakresie rozwiązań materiałowych jak i sposobów wznoszenia tych budowli. Stąd też w referacie ujęto informacje o rozwiązaniach stosowanych przy wznoszeniu historycznych obiektów murowanych jak i budynków drewnianych. Podstawę diagnozy – poza znajomością technik wznoszenia historycznych budynków – stanowią wyniki badań określających cechy wytrzymałościowe i fizyczne materiałów tworzących strukturę badanego obiektu. Omówiono możliwości stosowania metod nieniszczących i mało niszczących. Do grupy cech wyróżniających sposób oceny historycznego obiektu należy również zaliczyć mechanizm zniszczenia historycznego układu nośnego. Szczególnie istotne są niesygnalizowane mechanizmy zniszczenia ścian warstwowych „opus emplectum” oraz mechanizmy zniszczenia obiektów z przekryciami w formie sklepień.

SŁOWA KLUCZOWE: mur historyczny, mur warstwowy, ściany zrębowe, ściany sumikowo-łątkowe

1. WPROWADZENIE

Zasady postępowania przy ocenie i przy opracowaniu metod technicznej ochrony nieruchomości obiektów zabytkowych obejmują trzy umownie wyodrębnione elementy:

- rozpoznanie struktury budowlanej analizowanego obiektu zabytkowego z uwzględnieniem charakterystycznych cech rozwiązań stosowanych w stylowym okresie wznoszenia obiektu,
- poszukiwanie i rozpoznanie przyczyn występujących uszkodzeń i zagrożeń danego obiektu historycznego łącznie z ustaleniem przewidywanych skutków tych zagrożeń,
- opracowanie programu prac zabezpieczających technicznie analizowany obiekt wraz z towarzyszącymi działaniami konserwatorskimi, co można w skrócie określić jako „terapię” zabytkowego obiektu.

Analizując zagadnienia badań i diagnozowania obiektów historycznych należy mieć świadomość, że nowoczesne metody analiz obliczeniowych są bardzo trudne do zastosowania przy ocenie warunków nośności i warunków użyteczności historycznych budowli, ponieważ zarówno cechy wytrzymałościowe historycznych materiałów, ich cechy sprężyste jak również skutki oddziaływań spowodowanych zmianami temperatury i wilgotności nie są na ogół precyzyjnie określone. Należy również uwzględnić

¹ dr inż. Stanisław Karczmarczyk – Politechnika Krakowska, Wydział Architektury

fakt, że cechy te mogą wykazywać duże zróżnicowanie nawet w obszarze jednorodnej stylowo i historycznie zabudowy [1].

Dodatkowe trudności przy diagnozowaniu warunków bezpieczeństwa i użyteczności obiektów zabytkowych wynikają z ograniczeń w zakresie pobierania próbek do badań laboratoryjnych, a zatem do badań niszczących. Problem ten występuje w sposób najbardziej wyrazisty w przypadku zabytkowych obiektów budownictwa drewnianego. Ale nawet pobieranie próbek cegły, zaprawy i próbek kamiennych elementów murowych jest negowane bądź ograniczane przez nadzór konserwatorski. Stąd też preferowane są nieniszczące, albo mało niszczące metody badawcze. Przykłady takich badań i sposoby ich realizacji zostaną przedstawione na podstawie praktycznych doświadczeń autora.

2. PRZEGLĄD CHARAKTERYSTYCZNYCH ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCJI MUROWYCH STOSOWANYCH W POSZCZEGÓLNYCH OKRESACH HISTORYCZNYCH PODZIELONYCH UMOWNIE NA HISTORYCZNE OKRESY STYLOWE

Zestawienie charakterystycznych rozwiązań materiałowo – konstrukcyjnych stosowanych w poszczególnych okresach stylowych stanowi jeden z podstawowych warunków prawidłowej diagnozy zabytkowego obiektu, diagnozy uwzględniającej zarówno skutki użytkowania obiektu, jak i skutki długotrwałych oddziaływań czynników atmosferycznych i procesów starzenia materiałów. Prawidłowo opracowana diagnoza stanu zachowania obiektu historycznego winna również uwzględniać wszelkie zmiany budowlane jakie wprowadzono na przestrzeni jego użytkowania w następstwie zdarzeń losowych takich jak pożary, działania wojenne, powodzie czy też zmiany podejmowane przez użytkowników w celu poprawy cech użytkowych, bądź też dopasowania rozwiązań budowlanych i wyposażenia technicznego do aktualnie dominującego okresu stylowego. Można to krótko określić jako uleganie aktualnym standardom.

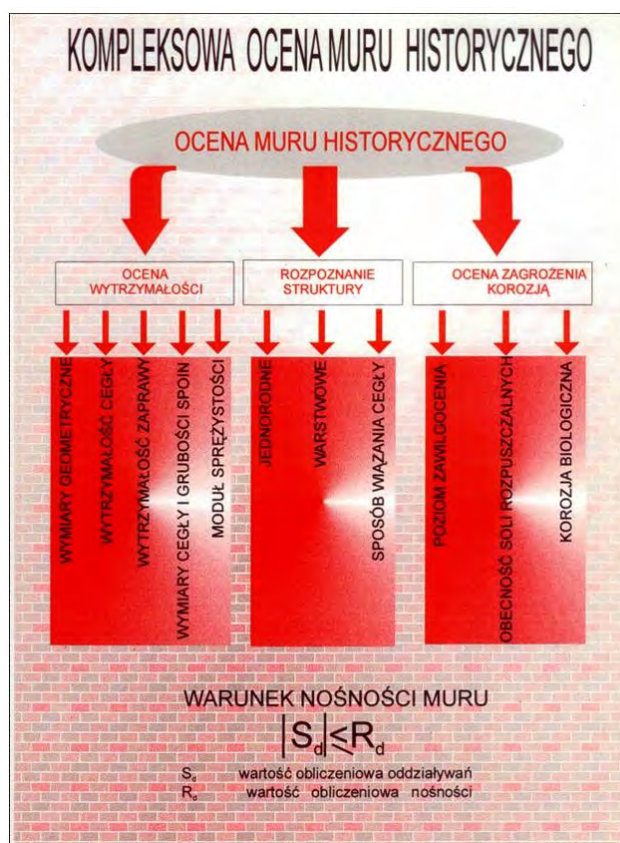
Największą różnorodność w zakresie rozwiązań materiałowo – konstrukcyjnych wykazują obiekty murowane. Uwzględniając okresy historyczne, w których wznoszono objęte ochroną konserwatorską zamki, kościoły, klasztory, pałace i budowle obronne należy uwzględnić klasyfikację okresów stylowych jaką stosują historycy sztuki i konserwatorzy wyróżniający budowle romańskie, gotyckie, renesansowe, barokowe oraz eklektyczne i secesję. Z technicznego punktu widzenia najbardziej wyraziste różnice w stosowanych rozwiązaniach budowlanych występują w kolejnych najstarszych okresach stylowych do baroku włącznie.

3. ZAKRES NIEZBĘDNYCH BADAŃ PRZY OCENIE HISTORYCZNEGO MURU

Uwzględniając przedstawioną systematykę rozwiązań stosowanych przy wznoszeniu konstrukcji murowych w poszczególnych okresach historycznych można stwierdzić, że niektóre rozwiązania można klasyfikować jako rozwiązania wadliwe z konstrukcyjnego punktu widzenia. Jedną z podstawowych wad murów historycznych jest brak skutecznego i trwałego przewiązania murów w kierunku poprzecznym. W następstwie takich wad trudnych do ustalenia na podstawie wizualnej oceny muru mogą występować sytuacje zagrożeń awarią, a nawet katastrofą budowlaną. Brak takiego rozpoznania spowodował katastrofę historycznej baszty systemu obronnego w Jenie. W trakcie prac podjętych w tym obiekcie bezpośrednio po połączeniu NRD i RFN na początku lat 90-tych miała miejsce katastrofa z ofiarami śmiertelnymi. Jej przyczyną był niesygnalizowany rozpad ściany warstwowej. Po tym wydarzeniu wprowadzono w Niemczech obowiązek sprawdzenia struktury historycznych murów o grubości przekraczającej 80 cm przy pomocy endoskopu pozwalającego na identyfikację przekroju poprzecznego muru w nawierconym otworze. Badanie struktury jest od tego wydarzenia obowiązkowym składnikiem dokumentacji historycznych murów obejmujących ekspertyzy i projekty remontów konserwatorskich zabytkowych obiektów na terenie Niemiec.

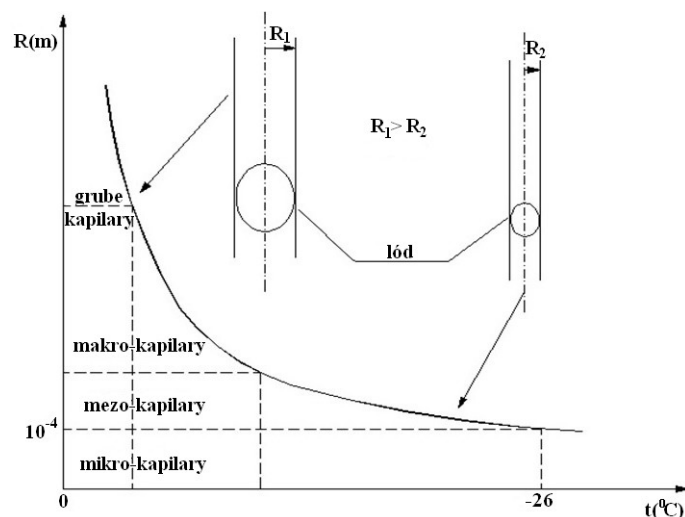
Autor opracowania zetknął się z podobnymi formami zagrożenia przy pracach zabezpieczających mury obwodowe zamku w Niedzicy oraz warstwowe ściany pałacu w Spytkowicach koło Zatora adaptowanego na cele Archiwum Państwowego w Krakowie, czy też Pałacu Hipolitów adaptowanego na cele Muzeum Kamienicy Mieszczańskiej, usytuowanego przy pl. Mariackim 3 w Krakowie.

Zakres wymaganego rozpoznania murów historycznych ilustruje schemat przedstawiony na rysunku 1. W stosunku do zakresu badań wymaganych w przypadku murów jednorodnych pojawia się konieczność oceny zróżnicowania cech wytrzymałościowych i sprężystych w przekroju poprzecznym muru i jakość przewiązania struktury muru w kierunku poprzecznym.



Rys. 1. Zakres badań wymaganych przy ocenie muru historycznego

Badania dotyczące oceny zagrożenia przez korozję wywołaną zawilgoceniem struktury murów oraz obecnością soli rozpuszczalnych w wodzie mogą sygnalizować niebezpieczeństwo nieodwracalnych uszkodzeń spowodowanych przez destrukcję struktury materiału w wyniku procesu rozmrażania, procesu krystalizacji soli rozpuszczalnych w wodzie jak również w następstwie rozwoju i oddziaływania mikroorganizmów [2]. Nawet w przypadku identycznych materiałów takich jak wypalana ceramika występują duże różnice podatności na uszkodzenia korozyjne między materiałami historycznymi i materiałami produkowanymi maszynowo od połowy XIX wieku. Wynika to z istotnych różnic w uformowaniu kapilar i porów tych materiałów. Różnice podatności na uszkodzenia korozyjne wynikają z tzw. szwajcarskiego modelu zamarzania wody w materiałach porowatych, a więc w elementach ceramicznych, kamiennych oraz w zaprawie. Zależność temperatury zamarzania w kapilarach i w porach materiału nasyconego wilgocią ilustruje wykres na rysunku 2.



Rys. 2. Zależność między średnicą kapilar i temperaturą zamarzania wody. Ilustracja krytycznej powierzchni materiału porowatego

Jednym z istotnych czynników wymagających oceny jest ustalenie mechanizmów napływu wilgoci w elementach budowli wykazujących typowe oznaki zagrożenia przez wilgoć i przez sole rozpuszczalne w wodzie. Oznaki te manifestują się zwykle w formie przebarwień powierzchniowych i nalotów krystalizującej się soli. W świetle doświadczeń zawodowych autora referatu jest to problem wymagający szczególnie starannej analizy, ponieważ realizacja zabezpieczeń zabytkowych budynków i budowli przed napływem wilgoci generuje bardzo wysokie nakłady finansowe, a ponadto realizacja tego typu zabezpieczeń wiąże się z dyskusyjnymi działaniami technicznymi. Udokumentowanie wysokich zawartości wilgoci w strukturze zabytkowego muru winno uwzględniać rozkład wilgoci i mechanizmy jej napływu. Podstawę takich ocen winna stanowić systematyka źródeł i mechanizmów napływu wilgoci zilustrowane na rysunku 3.



Rys. 3. Mechanizmy napływu wilgoci

4. PRZEGLĄD HISTORYCZNYCH KONSTRUKCJI DREWNIANYCH I WYMAGANY PROGRAM BADAŃ

Ochrona i utrzymanie zabytkowych konstrukcji drewnianych stwarza grupę problemów wynikających zarówno z relatywnie niskiej trwałości drewna jako materiału konstrukcyjnego, jak również problemów wynikających z zagrożeń pożarowych konstrukcji drewnianych.

Pomijając regionalne różnice w kształtowaniu budynków drewnianych można wyróżnić cztery typy konstrukcji drewnianych, w których drewno stanowi ustrój nośny budynku.

W uproszczonej systematyce można wyróżnić:

- drewniane konstrukcje zrębowe, w których belki ułożone są jedna nad drugą, tworzą ścianę traktowaną jako przegroda budowlana oraz ścianę traktowaną jako ustrój nośny dla stropów i dla dachu budynku. Przestrzenna sztywność budynku jest zapewniona przez ciesielskie połączenie belek zrębu w narożach. Styki między belkami są uszczelniane przez ich wypełnienie mchem, słomą lub wiórami z drewna. Zabieg wypełnienia styków między belkami zrębu określa się jako mszenie. W tego typu konstrukcjach pojawiają się często zagrożenia spowodowane rozluźnieniem węzłów ciesielskich w narożach. Jedną z często stosowanych form zabezpieczenia są tzw. lisice lub półlisice w formie pionowych słupków spinające belki zrębu z jednej strony lub obejmujące zrąb obustronnie. Stabilizację zrębu mogą również zapewnić pionowo rozmieszczone deski szalunku,
- występują również rozwiązania zapewniające lepsze przewiązanie belek zrębu, dokładniejsze uszczelnienie styków między sąsiadującymi belkami poprzez dopasowanie dolnej krawędzi belek zrębu do wypukłego przekroju niższej belki. Taki sposób łączenia kolejnych warstw belek wieńcowych zwiększa przestrzenną sztywność budynku. Dodatkowe usztywnienie lisicami, bądź półlisicami, bądź też pionowo rozmieszczonymi deskami szalunku jest możliwe również w tym wariantcie łączenia belek,
- do grupy najbardziej starannych i trwałych połączeń kolejnych belek zrębu należy zaliczyć połączenia na drewniane kołki. Jest to sposób łączenia, który między innymi ogranicza możliwość deformacji belek zrębu spowodowanych wpływem efektu pierwotnego sprężenia rdzeniowej części przekroju przez jego część bielastą. Zjawisko występuje szczególnie w przypadkach, gdy belki zrębu zostały uformowane przez niesymetryczne obcinanie przekroju belek zrębu. Skrajnym przypadkiem takich deformacji może być wznoszenie ścian zrębowych z tzw. płazów, a więc przekrojów uzyskiwanych przez rozcięcie pnia na jego długości,
- w historycznych konstrukcjach drewnianych występują również rozwiązania ścian nośnych określanych jako konstrukcje sumikowo-łątkowe. W tych konstrukcjach ściany są formowane z poziomo ułożonych belek (sumików) tworzących przegrodę budowlaną natomiast przestrzenną sztywność i przenoszenie obciążeń ze stropów i dachu zapewniają rozmieszczone pionowo słupy (łątki) drewniane.

Odrębną grupę konstrukcji drewnianych stanowią drewniane więźby dachów. Na przestrzeni ostatnich kilkunastu lat zmieniły się zasady ochrony konserwatorskiej tych konstrukcji. Głównym celem ochrony konserwatorskiej był kształt bryły dachu i jego pokrycie jako elementy decydujące o zewnętrznym wyglądzie zabytkowego obiektu. W wyniku zrealizowanych programów badawczych pracownicy byłego KOBiDZ opracowali instrukcję zawierającą zalecenia obejmujące zasady ochrony i potrzebę dokumentowania oryginalnych układów konstrukcyjnych więźby, historycznych połączeń ciesielskich, znaków ciesielskich i traseologii, czyli sposobu oryginalnej obróbki drewnianych elementów.

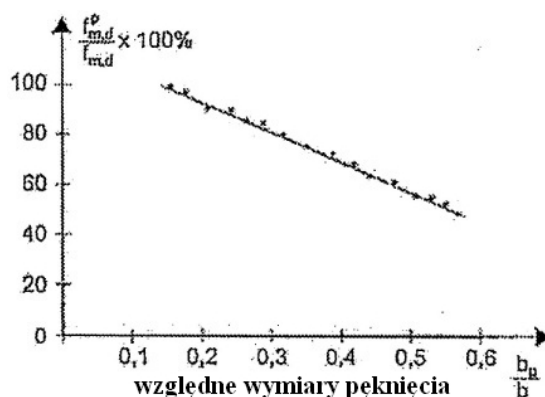
Na tle przedstawionej systematyki rozwiązań konstrukcji drewnianych pojawia się problem wymaganych badań i oceny stanu zachowania w zakresie ich cech wytrzymałościowych, zgodności z wymaganiami normowymi oraz w zakresie trwałości.

Pierwszym etapem programu badań jest ocena wizualna drewnianych elementów, która winna obejmować:

- stan zachowania zewnętrznej powierzchni drewnianych elementów pod kątem obecności naturalnych spękań skurczowych,
- obecność i intensywność otworów wylotowych świadczących o porażeniu drewna przez owady,
- oznaki mikrobiologicznej korozji drewna spowodowanej przez grzyby i bakterie beztlenowe [3],
- identyfikacja gatunku drewna.

Wyniki wymienionych cech oceny wizualnej mogą stanowić podstawę do formalnej dyskwalifikacji historycznej konstrukcji drewnianej. I tak przykładowo obecność powierzchniowych naturalnych pęknięć podłużnych o długości powyżej 0,9 m powoduje, że w świetle przepisów drewniany element konstrukcyjny jest klasyfikowany jako drewno pozaklasowe, a więc jako materiał nie nadający się do pełnienia funkcji nośnej. Podstawę dyskwalifikacji elementu konstrukcyjnego może mieć również obecność więcej niż jednego otworu wylotowego na odcinku jednego metra elementu konstrukcyjnego. Przy

respektowaniu przykładowo wymienionych normowych kryteriów oceny drewna konstrukcyjnego konieczna byłaby dyskwalifikacja większości historycznych konstrukcji budynków zrębowych drewnianych stropów i drewnianych więźb dachów [4]. Podstawą takich ocen są publikowane wyniki badań określające prognozowany spadek nośności na zginanie jako funkcję względnej głębokości pęknięcia (rysunek 4).



Rys. 4. Spadek wytrzymałości drewnianego przekroju jako funkcja względnej głębokości naturalnego pęknięcia

Obecność podłużnych pęknięć skurczowych stanowiła często podstawę dyskwalifikacji historycznych drewnianych stropów belkowych, szczególnie stropów tynkowanych, ponieważ brak malowideł bądź profilowania belek powodował mniejsze zainteresowanie nadzoru konserwatorskiego ochroną ich zachowania. W jednym ze znanych autorowi przypadków praktycznych zalecono wymianę drewnianych belek stropu datowanego na XVII stulecie. Belki nie wykazywały żadnych uszkodzeń korozyjnych, a podstawą ich dyskwalifikacji przez projektanta były podłużne pęknięcia powierzchniowe. Przeprowadzono badania dla zakresu obciążeń porównywalnych z próbnymi obciążeniami stropu. Belkę stropu badano z naturalnymi spękaniami, a następnie pęknięcia wypełniono mieszkanką z żywicy epoksydowej z trocinami w celu przywrócenia giętej sztywności przekroju. Powtórne obciążenie belki nie potwierdziło wpływu pęknięć podłużnych na sztywność zginania. Różnica była zaniedbywalnie mała. Ale należy podkreślić, że belkę obciążono tylko w zakresie odpowiadającym obciążeniom eksploatacyjnym. Pomimo braku zauważalnego ubytku sztywności giętej w przekroju przypadkowym zarejestrowano przemieszczenia styczne na krawędzi pęknięcia. Można zatem wnioskować, że wpływ podłużnych pęknięć ujawniłby się w przypadku kontynuowania wzrostu obciążeń do stanu zniszczenia [5].

Uzyskane wyniki badania sygnalizują potrzebę szerszego rozpoznania wpływu naturalnych pęknięć podłużnych na przydatność użytkową historycznych stropów drewnianych [6].

Do grupy najtrudniejszych elementów oceny zabytkowych konstrukcji drewnianych należy określenie wytrzymałości drewna. Wynika to z faktu, że dla przeprowadzenia badań wytrzymałościowych w akredytowanym laboratorium konieczne jest pobranie odpowiedniej ilości próbek wycinanych z historycznej konstrukcji. W niektórych sytuacjach pobieranie normowych próbek do badań niszczących jest niemożliwe z uwagi na wymagania nadzoru konserwatorskiego. Jednym z przykładów takiej sytuacji są konstrukcje więźb dachów przekrywających baraki mieszkalne obozu zagłady Auschwitz II – Birkenau. W tym przypadku zachowanie oryginalnej struktury drewnianej więźby stanowi element ilustrujący skrajnie prymitywne warunki bytowania więźniów. W rozważanym przypadku nośność krokwi jako najsłabszego składnika więźby ustalono w sposób nieniszczący przez realizację badań na wymontowanych krokwiach (rysunek 5). Badania polegały na określeniu wielkości obciążeń dla złożonych wartości ugięć krokwi przy identycznym schemacie statycznym jak w więźbie baraku. Po określeniu nośności krokwie zostały ponownie wbudowane w pierwotne miejsca więźby bez jakichkolwiek zmian bądź uszkodzeń. Przeprowadzone badania można określić jako formę obciążeń próbnych elementów konstrukcji więźby z elementami badań nieniszczących [7].



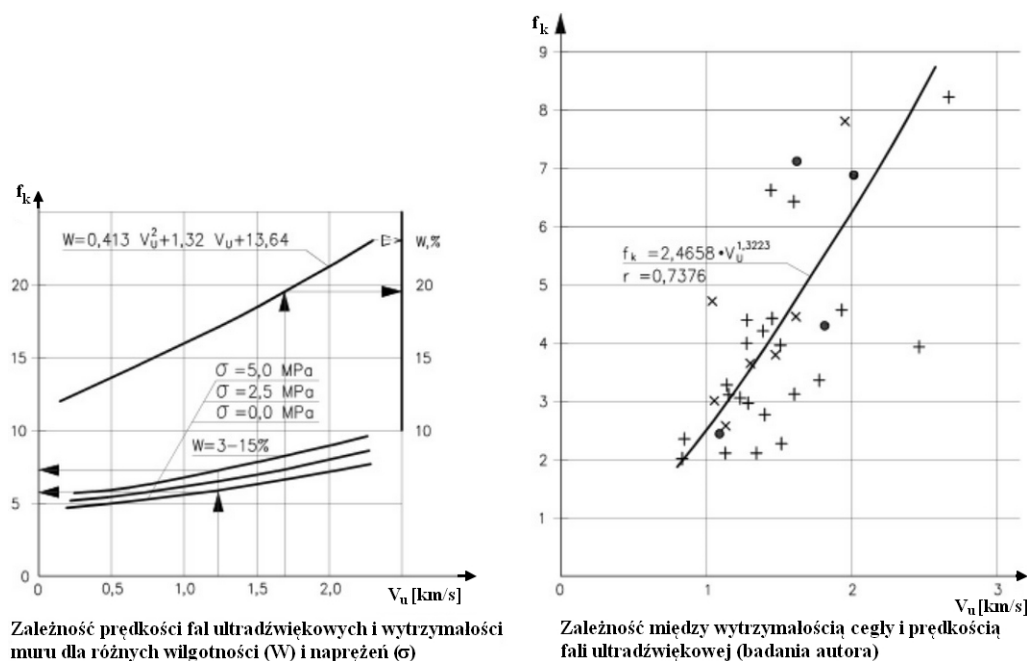
Rys. 5. Ilustracja nieniszczących badań reprezentatywnych krokwi pobranych z więźby w baraku nr 123

W programie badań elementów drewnianych więźb dachów ujęto również badania nieniszczące urządzeniem RESI pozwalającym na ocenę jednorodności cech wytrzymałościowych badanego przekroju elementu drewnianego i na oszacowanie skali twardości drewna. Badanie polega na penetracji przekroju przy pomocy wiertła o średnicy 3 mm. W trakcie penetracji jest mierzony i rejestrowany opór wiercenia. Brak jest korelacji między poziomem oporu wiercenia a klasą wytrzymałościową badanego drewna, ale na podstawie uzyskiwanych wykresów można oszacować cechy wytrzymałościowe i jednoznacznie określić skalę uszkodzeń spowodowanych przez korozję biologiczną, jeżeli tego typu uszkodzenia występują.

5. METODY BADAŃ WYTRZYMAŁOŚCI I ZAGROŻEŃ KOROZYJNYCH HISTORYCZNYCH KONSTRUKCJI MUROWYCH

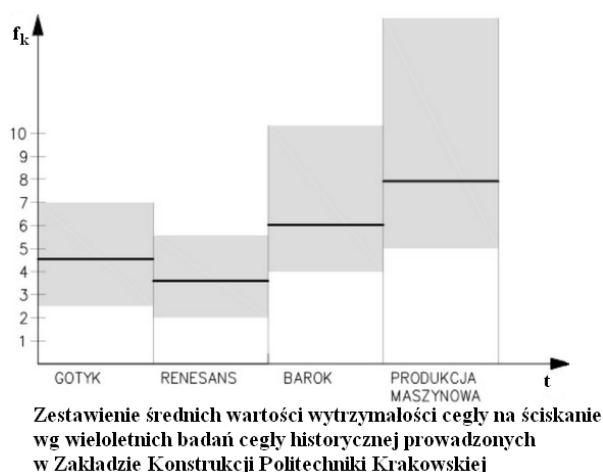
5.1. Badania wytrzymałości historycznych murów

Zgodnie z ujętym na rysunku 1 schematem określającym zakres wymaganego rozpoznania muru historycznego, do podstawowych elementów diagnozy należy zaliczyć określenie wytrzymałości elementów murowych oraz zaprawy. Jest to zakres wymagań porównywalny w tym zakresie do wymagań stawianych przy badaniach współczesnych murów. Bardzo ważnym dodatkowym elementem rozpoznania jest określenie budowy muru w kierunku poprzecznym. Pomimo podobnego formalnie zakresu rozpoznania uzyskanie informacji dotyczących wytrzymałości elementów murowych i zaprawy jest w przypadku murów historycznych ograniczone możliwościami pobierania próbek do laboratoryjnych badań niszczących. Nadzór konserwatorski nie dopuszcza możliwości wykuwania próbek cegły ze struktury muru ceramicznego do badań mających na celu ustalenie wytrzymałości tej cegły na ściskanie. W tej sytuacji należałoby udzielić odpowiedzi na podstawie badań nieniszczących lub mało niszczących. W grupie badań nieniszczących były podejmowane próby badania cegły metodą ultradźwiękową (rysunek 6), bądź badanie przy pomocy sklerometru. Obydwie metody nie dają zadowalających dla praktyki wyników. Niska przydatność praktyczna tych metod jest spowodowana dużymi rozrzutami wyników i niską wartością współczynnika ścisłości korelacji przy próbie doboru krzywej analitycznej opisującej rozkład wyników doświadczalnych.



Rys. 6. Ilustracja możliwości nieniszczących badań cegły przeprowadzonych przez autora i w publikacjach [8,9]

Podejmowano również próby oznaczenia wytrzymałości cegieł na próbkach sześciennych bądź prostopadłościennych wycinanych z odłamków historycznej cegły. W zależności od wymiarów tych próbek można określić normową wytrzymałość cegły na ściskanie stosując odpowiednie współczynniki korekcyjne uwzględniające wymiary badanej próbki. Na podstawie badań przeprowadzonych taką metodą w Laboratorium Zakładu Konstrukcji Budowlanych sporządzono zestawienie wyników badań przypisując je do okresów stylowych (rysunek 7). Nawiązano w ten sposób do wcześniejszych publikacji Andrzeja Tomaszewskiego uwzględniających wyniki badań cegły historycznej pozyskiwanej w latach powojennych z obiektów historycznych do odbudowy Warszawy.



Rys. 7. Wyniki badań historycznej cegły przeprowadzonych przez autora z podziałem na okresy stylowe

Z porównania tych wyników wynika wniosek, że nie można prognozować wytrzymałości cegły palonej w oparciu o udokumentowany okres jej wytworzenia. Wysoką wytrzymałość cegły gotyckiej pobieranej z historycznych obiektów uzyskaną w badaniach Andrzeja Tomaszewskiego należy zapewne przypisać wysokim umiejętnościom produkcji cegły przez Krzyżaków. W przypadku próbek cegły

pobieranych z obiektów w Małopolsce średnia wytrzymałość cegły gotyckiej jest zdecydowanie niższa. Wynika stąd wniosek, że przy diagnozowaniu wytrzymałości murów historycznych wzniesionych z palonej cegły ceramicznej nie można określić wytrzymałości historycznej cegły na podstawie datowania jej produkcji. Należy również uwzględnić fakt, że w przypadku masywnych murów gotyckich i murów wznoszonych w późniejszych okresach precyzyjne ustalenie wytrzymałości muru nie ma na ogół rozstrzygającego znaczenia dla decyzji związanych z oceną i utrzymaniem historycznego obiektu.

Odmienne przedstawia się ten problem w przypadku oszczędnie i prymitywnie wznoszonych obiektów na terenie obozu Auschwitz II – Birkenau. Ściany baraków wznoszono o grubości $\frac{1}{2}$ cegły z pilastrami stężającymi. Z uwagi na duże smukłości ścian, a szczególnie ścian szczytowych konieczne było dokładne rozpoznanie wytrzymałości murów. W tym celu pobrano próbki rdzeniowe cegły i próbki zaprawy. Miejsce lokalizacji odwiertów uzgadniano szczegółowo z nadzorem konserwatorskim Muzeum Auschwitz II – Birkenau. Zespół badawczy dysponował możliwością przygotowania identycznych rdzeni z muru wzniesionego w pierwszej połowie XX wieku. Odwierty wykonane w barakach obozu Birkenau zostały zaślepione dostarczonymi rdzeniami i scalone przez konserwatora z wątkiem muru w taki sposób, że obecnie trudno jest zidentyfikować miejsca odwiertów.

5.2. Ocena zagrożeń korozyjnych historycznych murów

Do grupy istotnych czynników decydujących o trwałości i cechach użytkowych historycznych murów należy zaliczyć zespół oddziaływań wynikających z nadmiernego zawilgocenia porowatych materiałów, wpływu soli rozpuszczalnych w wodzie i oddziaływań spowodowanych rozwojem grzybów oraz porostów roślinnych. Z uwagi na strukturę porów oraz ich objętość w historycznej cegle palonej i w historycznej zaprawie skala zagrożenia i skutki użytkowe zawilgocenia i zawartości soli rozpuszczalnych w wodzie występują ze znacznie większą intensywnością niż w podobnych materiałach produkowanych współcześnie.

Pomimo, że metoda ilościowego oznaczenia zawartości wilgoci i zawartości soli rozpuszczalnych jest relatywnie prosta, to w praktyce spotyka się często wadliwe diagnozy i wadliwe programy zabezpieczeń oparte na tych diagnozach. Do najczęściej spotykanych błędów można zaliczyć sposób badania poziomu zawilgocenia muru i w przypadku stwierdzenia podwyższonych wskaźników zawilgocenia zaleca się wykonywanie poziomych przegród izolacyjnych zabezpieczających mur przed podciąganiem kapilarnym. Przy ocenie sytuacji zagrożenia przez wilgoć należy określić zarówno skalę zagrożenia mierzoną wskaźnikami zawartości wilgoci, jak również rozkład wilgoci w przekroju muru. Należy przy tym uwzględnić nasiąkliwość graniczną materiałów, z których wykonany jest mur. W przypadku murów kamiennych najlepszą informację można uzyskać przy pobieraniu i badaniu zaprawy ze spoin. Pomimo ekspozycji muru na opady atmosferyczne badania ujawniły kierunek i mechanizm napływu wilgoci, z którego wyniknęła konieczność wykonania szczelnej izolacji poziomej pod nawierzchnią wewnętrznego dziedzińca przy Katedrze Wawelskiej.

6. PODSUMOWANIE, WNIOSKI

Zakres oraz metodyka badań zabytkowych obiektów i wynikająca z nich ocena poziomu bezpieczeństwa i trwałości historycznej konstrukcji wymaga odmiennego podejścia niż ma to miejsce przy diagnozowaniu współczesnych obiektów budowlanych. Różnice w sposobie prowadzenia badań i wynikających z nich ocen wynikają z następujących przesłanek:

- konstrukcje historyczne cechują się bardzo dużym zróżnicowaniem użytych materiałów i sposobem formowania ich układów nośnych,
- jednym z bardzo istotnych elementów diagnozy zabytkowego obiektu jest ocena zgodności jego układu nośnego i struktury budowlanej ze standardami stosowanymi w okresie jego realizacji,
- wśród rozwiązań materiałowych i technologicznych stosowanych w poszczególnych okresach stylowych występują rozwiązania, które można klasyfikować jako wady pierwotne historycznych struktur nośnych,

- z uwagi na ustawową ochronę historycznych materiałów i elementów struktury budowlanej możliwości oceny ich cech fizycznych i wytrzymałościowych są ograniczone do nieniszczących lub mało niszczących metod badania,
- przy opracowaniu ocen historycznych konstrukcji nośnych należy uwzględnić odmienne mechanizmy ich zniszczenia niż we współczesnych konstrukcjach nośnych,
- przy ocenie poziomu bezpieczeństwa i trwałości zabytkowych budowli należy uwzględnić większą podatność historycznych materiałów na procesy korozji spowodowane procesami chemicznymi i biologicznymi.

Literatura

- [1] Pieper K.: *Sicherung historischer Bauten*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München 1983.
- [2] Garrecht H., Kropp J., Hilsdorf H.: *Erhöhte Mauerwerksfeuchte als Folge bauschädlicher Salze. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke*. Ernst & Sohn, Jahrbuch 1987.
- [3] Grimm K.: *Mikrobiologische Untersuchungen. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke*. Ernst & Sohn, Jahrbuch 1987.
- [4] Witomski P.: *Zmiany wybranych własności fizycznych i chemicznych drewna sosny zwyczajnej pod wpływem rozkładu białego i brunatnego*. Praca badawcza w archiwum Muzeum Auschwitz II- Birkenau, 2015.
- [5] Karczmarczyk St., Jurczakiewicz St.: *Wpływ podłużnych pęknięć na sztywność belek zabytkowych stropów drewnianych*. Konferencja REW INŻ. Kraków 1998r.
- [6] Ehlbeck J., Görlacher R.: *Erste Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen an altem Konstruktionsholz. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke*. Ernst & Sohn, Jahrbuch 1987
- [7] Karczmarczyk St., Paruch R., Kańska St., Tracz T.: *Nieniszczące badania wytrzymałościowe i wzmacnianie oryginalnych elementów drewnianych na przykładach więźb dachowych baraków obozu Auschwitz II – Birkenau*. Tekst przygotowany do publikacji, 2016.
- [8] Wenzel F., Berger F.: *Einsatzmöglichkeiten zerstörungsfreier Untersuchungsmethoden an Mauerwerk, insbesondere an historischen Bauten. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke*. Jahrbuch 1987.
- [9] Wenzel Fritz Verpressen, *Vernadeln und Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten. Stand der Vorschung. Regeln für die Praxis*. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Jahrbuch 1987.

ISSUES IN HISTORIC BUILDING DIAGNOSTICS



Ján BUJŇÁK¹

STRUCTURAL BRIDGE FAILURE INVESTIGATIONS

ABSTRACT

The study of structural failure events is essential to improving the performance of buildings and infrastructure and the safety of users. The results of disaster analyses also help assess the suitability of standards, current practices, and knowledge in these areas. Bad design does not mean only errors of computation, but an incorrect theories or confidence in inaccurate data. The bridge structure failure during concrete pouring due to combination of the above reasons proves this statement. Even an appropriately designed and constructed falsework could not stand on a bad falsework as well as foundations. An example of a sufficiently temporary platform designed illustrates importance of proper operations.

KEY WORDS: temporary structure, structural failure, design process, construction process, safety

1. INTRODUCTION

Structural failures include those failures which occur during the construction of a structure prior to its exploitation, as well as those which happen after a construction has been completed and put into exploitation. In fact, collapses generally have helped to lead to better understanding of structural performance and contributed much to knowledge of building design and construction. The causes of major structural failures vary and usually are due to more than a single factor. Firstly, design errors can result from the use of incorrect design methods, overlooking critical factors, and lack of attention to design requirements or load combinations, which may occur during construction. Further, building inaccuracies include the misunderstanding of design drawings and specifications. Materials deficiencies, particularly involving earth materials, can also contribute to failures. Computers allow looking at more options as a solution to a given problem. At the same time, the increased computational capability presents further opportunities for errors, both in the development of design and carrying out the construction. There appears a lack of appreciation of secondary effects such as corrosion, atmospheric attack, and differential movement. There is a tendency to build more with less. This is not always accompanied by appropriate analysis of all the conditions present and the properties of the materials. It might be also noted that knowledge is still lacking in some specific areas, explicitly wind engineering. Pressures of time required from the decision to build to exploitation can impact the structural performance of constructions. The use of improved techniques requires greater team effort and organization. It is not always clear who is in charge of what under such

¹ Prof. Ing. Ján, Bujňák, PhD., jan.bujnak@fstav.uniza.sk – University of Žilina, Faculty of Civil Engineering

construction processes.

With respect to bridges, usually the differences between construction practise and design should be kept firmly in mind. Design process involves preparing a set of plans and specifications, known as the contract documents defining the structure in its completed configuration. Design engineering is widely practiced and reasonably well understood, and is the subject of a research and development as well as technical papers. So design had progressed to the stage where the chance of structural failure under service loadings became altogether remote.

Construction engineering, however involves governing and guiding the erection operations needed to produce the structural members to the proper shape, to get them safely and efficiently in place so that the completed structure under the dead load conditions and at normal temperature will meet the geometric and stress requirements stipulated in the design. Construction engineering is trained on only a limited basis, thus not well understood and hardly ever discussed. As a consequence, adequately staffed and experienced construction engineering offices are a rarity. Even though, the construction engineering aspects are likely to be no less important than design engineering aspects. Thus, the construction stage of the total life of a bridge may probably be much more hazardous than the service-use phase. Bridge is more likely to suffer failure during erection than after completion [1].

During the construction period the monitoring of the construction work should be performed. The general supervision activities include review of the quality assurance, reports, work procedures, and design of temporary structures, as well as proper inspections on the construction site during important construction activities. The quality of workmanship and materials is verified as well as by checking related documentation. When the work results in mistakes, the general supervision team evaluates proposals for rectification or whether the structural element in question can be used as built, without any modifications.

2. FAULTY BRIDGE BACKUP FALSEWORK ASSIGNMENT

Approximately half of all structural failures are due to bad design. The faulty projects can be caused by design errors such as mistake to account for load, specifying incorrect conception, or not considering important factors and stresses.



Fig. 1. Bridge structure during loading test of collapsed span

Two similar parallel continuous girder highway prestressed concrete bridges 176 meters long have two equal end spans of 27.9 meters length and three intermediary spans 39.9 meters (Fig. 1). The left superstructure comprising the third supplementary lane is 17.5 meters wide with three pretensioned beams from C45/55 concrete class with the structural depth 2.80 meters (Fig. 3). The right bridge with only two lanes has width reduced at 13.65 meters. The center-to-center distance between adjacent girders in the cross-section was 5.6 meters. Concrete deck slab 200 mm thick from C30/37 concrete class attached to the girders can provide composite action. Cast in place cross-girders after hardening should interconnect

adjacent spans and provide longitudinal continuous bridge behaviour. Entirely 28 multistraight prestressing tendons, LS 15.5/1800 MPa were situated in girder flanges. Supplementary four cables in deck slab were required for continuity reasons. The bridge was designed to be constructed using the formwork for concrete pouring supported by a falsework suitable for the tasks in five sequences of construction processes (Fig. 2).



Fig. 2. Bridge structure arrangement

During the afternoon of Friday of the 2nd November 2012, the bridge, part of the highway under construction suddenly collapsed, trapping the personnel on the construction project (Fig.4). Four of those working for construction company found dead in the downfall. Eleven workers employed by a subcontractor were injured.

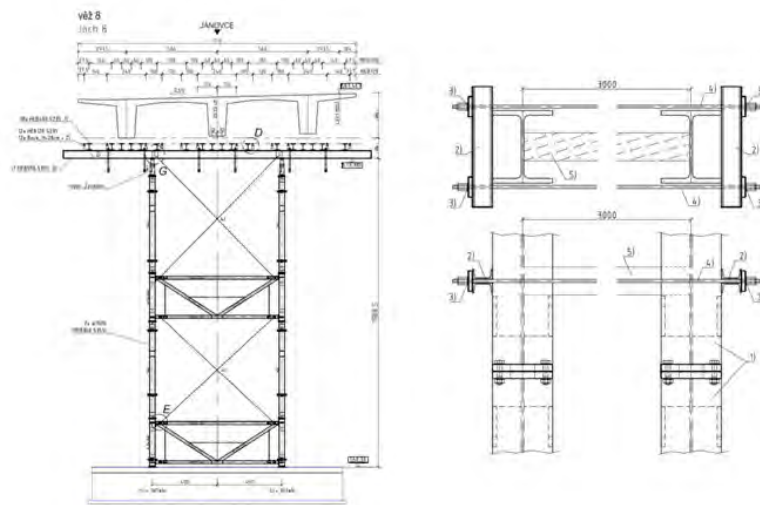


Fig. 3. Bridge cross-section and scaffold arrangement

Scaffold towers were built-up sections connected together by means of imperfect battens and double lacing. Their vertical compression members were about 19 meters long and had to carry large compressive loads. The purpose of this arrangement was to distribute the material far away from tower centroid axes for providing sufficient compressive load carrying capacity and also offering easy assemblage of supports at the building site. By furnishing intermediate backings to compression member, the unsupported length could be theoretically reduced [2].

However the buckling strength of built-up columns is always smaller than that of solid column having the same slenderness ratio and the same area due to shearing forces producing deformations in the lattice. Particularly in columns with battens, it is assumed that the shear should be carried by bending of the longitudinal elements as main segments and of batten plates. Unfortunately improper timber plates and round tension coupling rods were not sufficiently rigid battens, able to make all of the scaffold

components as a unit. The buckling and sudden bending of solid web rolled I 500 longitudinal main segments happened prior to developing the full material strength, because the lattice was unable to assure integral action built-up towers [3].

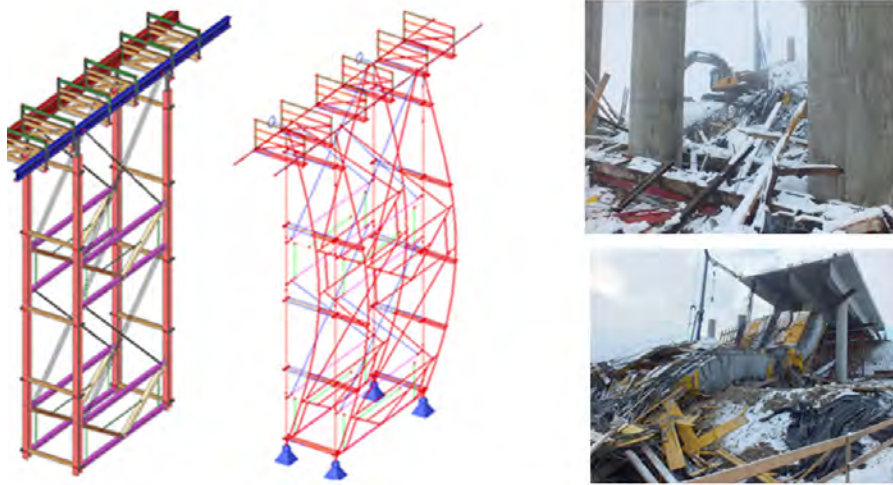


Fig. 4. Deflected shape of latticed tower as a whole

3. COLLAPSE OF BRIDGE UNDER REPAIR DUE TO SEVERAL ISSUES

The bridge in question carrying road was 81 metres long of concrete and steel. The superstructure consisted of a total of three spans with lengths 20.5+41.0+20.5 m. So a 41.0 meters long main span over the five tracks in the vicinity of a railway station and two symmetric side spans (Fig.5). The roadway had a width of 6.5 m between barriers and the total deck width was 11.0 meters. Thus, this composite superstructure defines the two-lane overcrossing with 2.0 meters wide pedestrian foot-path. The typical bridge cross-section consisted of the concrete slab and five built-up plate girder of I-section axially 2.0 m spaced (Fig.6). The steel plate composite girders were selected for the bridge having the variable slender web depth from 1.30 to 1.80 m with parabolic haunches over piers. Transverse stiffeners welded to inner sides of the web were placed for meeting slenderness requirements and allowing webs to develop shear capacity as well as bending resistance by preventing local buckling. Diaphragms and cross frames, as shown in Figure 6, were transverse components to transfer lateral loads and to provide lateral stability of a girder bridge, and to distribute vertical loads to the longitudinal main girders. Cross frames comprised angles sections acting as a truss, while diaphragms used channels sections as a flexural beam connector. End cross frames and diaphragms at piers and abutments were provided to transmit lateral loads load to the bearings, and intermediate one were designed to provide lateral support to girders.

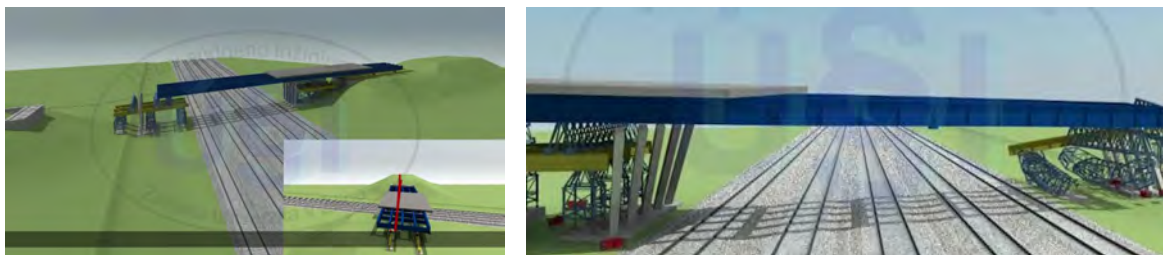


Fig. 5. Collapse of the bridge superstructure launching back in its final position

The findings and results of a bridge inspection revealed defects and deficiencies of bridge deck, re-

quiring urgent repairs. Retrofitting work, carefully described, recommended replacing the concrete slab by the cast in place new one. For this purpose, the bridge superstructure was push-out in the distance of 32 meters from permanent position using installed temporary supports (Fig.5). The concrete demolition works of damaged deck as well as casting operations were concentrated at a location behind one of the abutments, easily accessible from the ground, where also labour quality could be easier achieved without a special need for falsework or heavy erection equipment.

The partially completed structure was then jacked back into final place horizontally, pushing along the bridge alignment. Also the winches were mounted on beams to facilitate hauling partially retrofitted superstructure. This incremental launching technique consisted of eight typical phases with progressive step-by-step of 4.0 meters process using rollers and swivel chairs, as transportation and placing equipment. The transversal transferring truss girders were necessary to be placed on superior surface of the chairs to respect parabolic haunches. The travellers could run at the launching temporary framework, consisting of three built-up girders, 16 meters long. The truss transversal bracing provided their lateral structural stiffness. The unusual bridge falsework with components assembled into modular units stacked one above the other formed a series of posts and caps constituting the vertical load-carrying members (Fig.6). The systems had to provide a stable platform and furnish reliable support for the bridge superstructure launching. But the posts were simply placed only at the road concrete plates directly on soil without any solid base (Fig.7). The launching path behind the abutment was also sited straight at these concrete plates without any binding altogether. The transverse bracing was made from rolled I 500 sections. But, the structure was exposed during three months to weather conditions, with potential adversely consequences on the structural integrity of system.



Fig. 6. Falsework as a temporary framework with launching gantry

One full typical cycle of launching has used only two edge transverse trusses, supported by six roller chairs. In this configuration, the superstructure was replaced 4 meters to its next position. When launching step has been accomplished, the remaining disengaged transverse truss could be activated by vertical jacks. One of both trusses could be relieved and replaced in a new position. After jacks turning off, this replaced truss started to act as superstructure support. In the same way, the other transferring truss girder could be relocated (Fig.7).

Already retrofitted superstructure, prepared to the second step of pulling back in the definitive position, at 10.30 in the morning of the 8th August 2008, itself started moving off and suddenly fell side-ward onto railway tracks. At the time of the superstructure failure, the express train with a velocity of 133 km/h was approaching to the bridge wreckage. Even intensive braking could not reduce a heavy incident occurrence.

Analyses of design point out that all action combinations, rigidity and load carrying capacity of falsework components did not provide a stable platform upon which the bridge superstructure could be reliably launched. Vertical loads estimated the form of original structure without valuation of rather dif-

ferent new profile of concrete deck. No horizontal action had been taken into account, including actions required for transferring the launching force by friction [4, 5].



Fig. 7. Launching procedures and critical posts laying only on concrete plates

Next structural elements were supposed having no imperfections. Only very roughly load transfer was estimated between structural parts in construction phase including partially demolished bridge deck. Consequently several elements of supporting falsework were overstressed, without reserve in resistance. Moreover construction deficiencies beyond the allowable values might increase the stresses and deflections and reduce the strength of the overall falsework system.

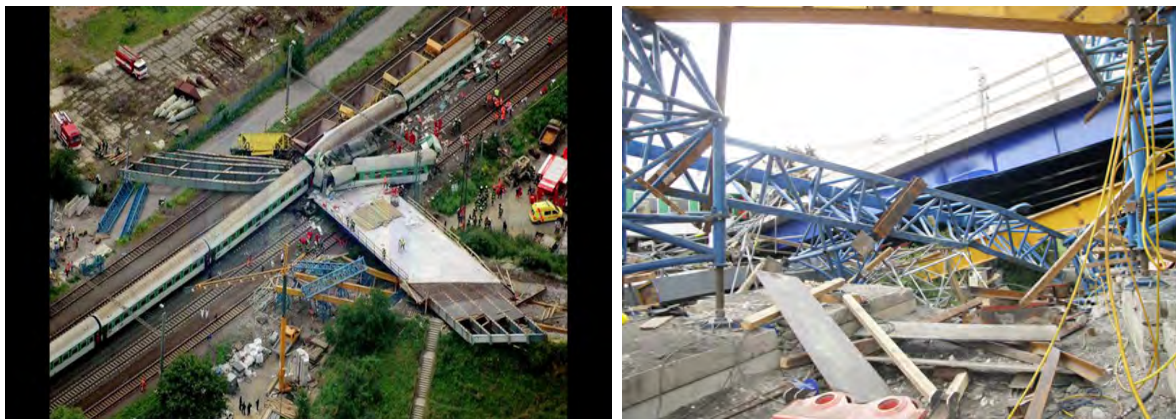


Fig. 8. Collapsed bridge superstructure and details of damaged structural parts of falsework

Tubular post members $\varnothing 127 \times 6$ are normally terminated by four-sided base plate 400×400 mm. In the absence of concrete foundation, a special rectangular concrete footing 1.0×1.0 m. should be disposed and fasten by ribbed bolts. This foundation design was absolutely omitted. Thus supporting posts were not able to carry negative traction forces due to missing anchor bolts (Fig.7).

Retrofitted superstructure was launched out behind the abutment and back in the former location under full railway traffic operation without any restriction. In these circumstances, according to law contractor together with railway administration should order limited train velocity or temporary shutdown of circulation. Moreover the construction activities have been accomplished nearby to traction lines with 3 kV electric voltage.

Of course, a standard velocity diminution at 50 km/h is sure not to be able excluding bridge failure. But, this measure could considerably cut tragic consequences. After 27 seconds of run, thus the train crashed the collapsed bridge at the velocity about 90 km/h. Railway investigation report found out,

that during 14 seconds, the train by rapid acting braking was able to decelerate the original velocity of 133 km/h at the above mentioned value of 90 km/h. So, when the standard velocity 50 km/h was imposed, the train could stop in 16.3 seconds once traveling route of 113 meters. Thus the engine would securely stop before bridge wreckage. The further administrative cause of accident may be identifying underestimated price for winning selection procedure and getting the work. As usual the job was assigned to the secondary enterprise without relevant human and technical equipment.

4. CONCLUDING REMARKS

Two case studies of structure failure due to accidental actions were presented in the paper. Their consequences are influenced by properties of the structure, location and further conditions. Generally, the causes of structural failures vary, and usually, but not always, are due to more than a single factor. Design errors can result from the use of inappropriate design methods, overlooking critical factors, and lack of attention to design requirements. Construction errors include the misinterpretation of design drawings and poor workmanship in placing, connecting and protecting materials and members. There is a tendency to build to higher and wider limits and to exploit high strengths. This is not always accompanied by appropriate analysis and understanding of all the conditions present and the properties of the materials. There should always be a design review, irrespective of the identity, qualifications and experience of the designer. Even the most competent designers can make mistakes. The consequences of those errors can be avoided only if another suitably qualified and experienced person checks their work. Professional education today exhibits a strong emphasis on theoretical and fundamental understanding of the sciences. This is at the expense of gaining practical knowledge. However, the main goal of the paper was to help construction engineers, workers, project managers, and regulatory bodies identify problems in construction design, project execution and management of field engineering changes. Hopefully, this information may help reduce future incidents, fatalities, and serious injuries.

References

- [1] Bujňák J.: *Steel bridges. Management, maintenance and retrofitting*. EDIS Žilina University Publisher, Žilina 2005
- [2] EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2006
- [3] Bujňák J., Nikolic R., Djokovic J.: *Steel Structures. Collection of solved problems with excerpts from theory*. EDIS Žilina University Publisher, Žilina 2011
- [4] EN 1990 Eurocode: Basis of structural design, 2002
- [5] EN 1991-1-6 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution, 2005



Michał WÓJTOWICZ¹

CZY CELOWE JEST BADANIE WIESZAKÓW ŚCIAN TRÓJWARSTWOWYCH DOCIEPLANYCH BUDYNKÓW?

STRESZCZENIE

Wprowadzone wymagania w zakresie oszczędności energii na ogrzewanie powodują konieczność dodatkowego docieplenia ścian budynków. W budynkach wielkopłytowych ze ścianami trójwarstwowymi dodatkowe obciążenia dociepleniem przenoszą łączniki ścian. Stan techniczny łączników (wieszaków) jest niezadowalający. Stąd niezbędne jest stosowanie dodatkowych łączników (kotew), bez konieczności wykonywania pełnej oceny bezpieczeństwa ścian.

SŁOWA KLUCZOWE: badania, budynki wielkopłytowe, docieplenia, ściany trójwarstwowe, trwałość, wzmocnienia

1. WSTĘP

Wymagania dotyczące oszczędności energii na cele ogrzewania mieszkań podlegają ciągłym zmianom, aby w możliwie krótkim czasie doprowadzić do ograniczenia zużycia energii. W Polsce ma to szczególne znaczenie, gdyż podstawowym paliwem do ogrzewania jest węgiel kamienny, stąd też ograniczenie zużycia energii wiąże się z ograniczeniem emisji CO₂. Jednym z elementów ograniczenia zużycia energii jest ocieplenie budynków (ścian, stropów nad piwnicą, stropów ostatniej kondygnacji). Podstawową grupą budynków wymagających dociepleń są budynki wielorodzinne, w tym budynki wykonane w technologii wielkopłytowej. Znaczna część budynków została już docieplona w ciągu ostatnich 20 lat. Ocieplenie było projektowane według wymagań z lat dziewięćdziesiątych i pierwszej dekady XXI wieku. Wymagania dotyczące izolacyjności termicznej ścian były wówczas znacznie niższe od obecnie obowiązujących. Z tego powodu w najbliższym okresie docieplane będą budynki, które dotychczas nie zostały ocieplone oraz budynki, w których warstwa dodatkowej termoizolacji jest zbyt mała. Powstał problem jak dodatkowo ocieplić już docieplone budynki. Uwzględniając wymogi ekologii (zanieczyszczenie środowiska) oraz wymogi techniczne, nie jest celowym usuwanie istniejących warstw izolacji termicznej i tynku, lecz mocowanie nowych warstw docieplenia na już istniejących, tzw. „docieplenie na dociepleniu”.

Nowe warstwy docieplające dodatkowo dociągają łączniki (wieszaki) betonowej warstwy fakturowej. Niezbędne jest więc dodatkowe wzmocnienie wieszaków (o ile nie wykonano takich wzmocnień) lub ocena, czy istniejące wzmocnienia mają wystarczającą nośność dla dodatkowego dociążenia ściany. Brak jest danych, w jakiej liczbie docieplonych budynków wykonano dodatkowe łączniki warstw ścian zewnętrznych. Problem jest istotny, ponieważ dodatkowe dociążenia ścian mogą powodować lokalne odpadanie betonowych warstw fakturowych.

¹ dr inż., Michał Wójtowicz, m.wojtowicz@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

Oddzielnym problemem jest ponowne docieplenie budynków, w których prace wykonano w technologii „lekkiej suchej”.

2. EKSPERCKA OCENA STANU WIESZAKÓW ŚCIAN

Dla przyjęcia prawidłowych założeń do obliczenia nośności wieszaków ścian niezbędne są następujące dane:

- liczba wieszaków w ścianie,
- grubość warstwy fakturowej ściany,
- jakość betonu warstwy fakturowej i warstwy nośnej,
- grubość izolacji termicznej wewnątrz ściany trójwarstwowej,
- umieszczenie wieszaków w stosunku do projektu (m.in. w pionie),
- kotwienie wieszaków (średnica pręta/prętów), prawidłowość kotwienia,
- występowanie korków betonowych,
- ułożenie prętów siatki zbrojącej warstwy fakturowej,
- określenie gatunku stali wieszaków, oraz ewentualnej ich korozji.

Dodatkowo należy ocenić rozmieszczenie i liczbę szpilek na obrzeżu prefabrykatu.

Jak widać z powyższego zestawienia prawidłowa ocena będąca podstawą do przyjęcia założenia do obliczeń statycznych jest duża, a pozyskanie danych nie jest łatwe.

Podstawowy problem to określenie lokalizacji wieszaków i szpilek. Zgodnie z założeniami projektowymi wieszaki (poza systemami OWT) i szpilki wykonane być powinny ze stali odpornych na korozję (stali nierdzewnych). Współczesne skanery do lokalizacji zbrojenia w betonie nie „widzą” stali nierdzewnych. Autor wykonując przed laty badania kilkuset wieszaków lokalizował je na podstawie usytuowania prętów kotwiących (o ile były umieszczane w betonie). Natomiast lokalizacja szpilek w sposób nieniszczący nie jest możliwa, gdyż nie zauważa się jakiegokolwiek sygnału na typowym skanerze.

Jeżeli uwzględni się, że poszukiwanie wieszaków metodami nieniszczącymi na powierzchniach już docieplonych są znacznie trudniejsze, to ocenić można skalę trudności przy ocenie nośności wieszaków. Uwzględnić trzeba również możliwość wykonania odkrywek i pobrania próbek do badań szczegółowych (gatunku stali, jej struktury, ewentualnie wytrzymałości).

3. STAN TECHNICZNY ŚCIAN NA PODSTAWIE BADAŃ

Szczegółowe badania stanu łączników ścian trójwarstwowych wykonano w ITB na przełomie XX i XXI wieku. Badania wykonano w ponad 50 budynkach wykonując ponad 500 odkrywek i szczegółowych badań materiałów w odkrywkach [1]. Wyniki tych badań oraz badań innych autorów [2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9] były następujące.

Głównym problemem w budownictwie wielkopłytyowym był brak stali nierdzewnej właściwej jakości do wykonania połączeń ścian (wieszaków i szpilek). Podstawową stalą stosowaną na wieszaki i szpilki powinna być stal H13N4G9. Dopuszczono również stal nierdzewną innych gatunków oraz stal zwykłą węglową z powłokami. Wykonane w 1998 r. badania w budynkach eksploatowanych przez 12- 14 lat ujawniły pęknięcia wieszaków ze stali H13N4G9. Pęknięcia wystąpiły w miejscach zagięć wieszaków, były prostopadłe do osi prętów i obejmowały cały przekrój wieszaków (rys. 1). Miejsca i charakter pęknięć wskazują na to, że powstały one w czasie eksploatacji; wykluczono zamontowanie wieszaków popełnianych. Podobne uszkodzenia (kruche pęknięcia będące efektem korozji międzykrystalicznej) wystąpiły w przypadku awarii tj. odpadnięcia warstw fakturowych ścian na Śląsku [1] i w Szczecinie [12] (rys. 2 i 3).

Zawyżona w stosunku do projektu grubość betonu warstwy fakturowej (średnio o 8 mm) przy zaniżonej grubości wełny mineralnej (średnio o 22 mm). Wynikiem tego jest zwiększenie naprężeń w wieszakach spowodowane zwiększonym w stosunku do projektowanego ciężarem płyt oraz naprężeń wynikających z ich odkształceń termicznych.

Nieprawidłowe położenie wieszaków w stosunku do wymagań projektów. Na podstawie badań stwierdzono, że wieszaki nie są zamontowane w miejscach wskazanych w projekcie, a różnice w ułożeniu dochodzą do kilkudziesięciu centymetrów. Występują również przypadki układania wieszaków ukośnie, a nie w pionie. Ta ostatnia wada ma zasadniczy wpływ na nośność wieszaków zarówno od ciężaru płyty fakturowej, jak i naprężeń termicznych.

Kotwienie wieszaków w warstwach fakturowych w ok. 60% jest nieprawidłowe. Zazwyczaj jest to brak prętów kotwiących, rzadziej ich zbyt mała średnica. Można stwierdzić, że większość wieszaków płyt jest niewłaściwie zakotwiona. Wieszaki są kotwione w tych przypadkach na zasadzie przyczepności stali do betonu przy niewystarczających długościach ich zakotwienia.

Gatunek stali wieszaków jest również zasadniczym problemem. Podczas badań nie jest możliwe, ze względów bezpieczeństwa, pobieranie dużej liczby próbek stali do badań. Dotychczas pobrano 21 próbek, określając gatunek stali. Tylko w kilku przypadkach stal odpowiadała stawianym wymaganiom. Stosowane stale nierdzewne nie spełniają wymagań zawartych w Instrukcji COBPBO.

Dotychczas nie stwierdzono znaczących dla bezpieczeństwa pracy płyt ubytków korozyjnych wieszaków. W trzech obiektach obserwowano korozję wieszaków ze stali zwykłej. W dwóch wypadkach stal pokrywała rdza nalotowa, w budynkach na Śląsku wystąpiła również korozja wżerowa. Ubytki stali po ok. 10-letniej eksploatacji wynosiły maks. 0,2 mm i były porównywalne, jak dla analogicznych prętów narażonych na działanie czynników atmosferycznych. Mały postęp korozji wieszaków ze stali zwykłej w ścianach budynków jest spowodowany niską wilgotnością izolacji cieplnej. Badane ściany jednak przemarzały, w wielu przypadkach zawilgocenie wełny mineralnej nie było wyższe niż 0,8%.

4. PRZYPADKI AWARII ŚCIAN WARSTWOWYCH

Wobec dużej ilości ścian zewnętrznych trójwarstwowych zamontowanych w budynkach mieszkalnych liczba awarii jest niewielka. Autorowi znane są trzy przypadki odpadnięcia warstwy elewacji (fakturowej) od warstwy nośnej. Stwierdzono natomiast wiele przypadków potencjalnych miejsc wystąpienia awarii.

Pierwszy przypadek miał miejsce w Rzeszowie. W trakcie transportu elementu ściennego (nie było jednoznacznie określone czy zdarzenie wystąpiło podczas transportu na naczepie samochodowej, czy podczas transportu przy montażu) nastąpiło rozwarstwienie ściany – tzw. odpadnięcie warstwy fakturowej od warstwy nośnej. Nastąpiło to na skutek kruchego pęknięcia prętów wieszaków. Nie jest wiadome czy wykonano badanie metalograficzne wieszaków. Charakter pęknięcia wskazuje na wykonanie wieszaków ze stali H13N4G9, lub podobnej, podatnej na kruche pękanie.

Drugi przypadek miał miejsce w Szczecinie w 2009 roku, a szczegółowo badał go dr inż. Szkwarek [10]. Nastąpiło odpadnięcie warstwy fakturowej ściany nośnej (bez okna) na parterze budynku. Na powierzchni budynku widoczna była ściana nośna osłonięta wełną mineralną, z której wystawały pręty wieszaków (rys. 2 i 3). Wieszaki tzw. „jednogarnbne” miały pęknięcia w miejscu przegięcia V, które znajdowało się w warstwie fakturowej. Charakter pęknięć świadczył, że wystąpiły kruche pęknięcia stali. Analiza chemiczna wykazała, że wieszaki wykonano ze stali gatunku H13N4G9. Powierzchnia wieszaków pokryta była nalotem rdzy. W płycie nie stwierdzono obecności szpilek.

Przypadek trzeci miał miejsce na Śląsku [9]. Od nośnej ściany szczytowej trójwarstwowej oderwała się w całości warstwa fakturowa i spadła na przyległy teren. Nastąpiło to nagle, w sposób wcześniej niesygnalizowany. Warstwa fakturowa miała grubość 3 do 9 cm (nominalna projektowana grubość to 6 cm), zbrojona była w sposób typowy siatką z prętów Ø 4,5 mm. W płycie zastosowano aż 12 dwuramiennych wieszaków (typowe projekty wymagały dla tego rodzaju płyt stosowanie 3 szt. wieszaków).



Rys. 1. Widok pękniętego wieszaka w warstwie fakturowej (fot. M. Wójtowicz)



Rys. 2. Widok ściany budynku w Szczecinie po odpadnięciu warstwy fakturowej (fot. J. Szkwarek)



Rys. 3. Pęknięty pręt wieszaka. Pęknięcie nastąpiło w betonie warstwy fakturowej (fot. J. Szkwarek)

Wszystkie wieszaki uległy zerwaniu, przy czym 23 ramiona uległy zerwaniu na skutek pęknięcia w warstwie wełny mineralnej na prostych odcinkach ramion wieszaków. Jedynie jedno ramię w górnym narożniku płyty zostało wyrwane z betonu warstwy fakturowej: było ono zakotwione bardzo płytko. Wszystkie przełomy zerwanych ramion wieszaków miały charakter przełomów kruchych [9].

Wykonane badania wykazały, że wieszaki wykonano ze stali gatunku zbliżonym do H13N4G9. Stwierdzono również niejednorodność struktury badanych próbek. W płycie nie stwierdzono obecności szpilek.

Potencjalne przypadki awarii ścian stwierdzono na Śląsku w budynkach mieszkalnych wykonanych w technologii W-70 i Fabud [1].

W czasie badań wykonano 33 odkrywki, w których odsłonięto 29 wieszaków. Wieszaki wykonane były z prętów $\phi 8$ mm, których powierzchnia była ciemno-szara, matowa, nierówna, pokryta brunatnym nalotem. Siedem wieszaków było pękniętych w miejscach zagięcia. Pęknięcia były prostopadłe do osi prętów i obejmowały cały przekrój wieszaków tak, że straciły one swą ciągłość (rys. 1). Przełom w miejscach pęknięć był matowy, ciemno-szary. Miejsca i charakter pęknięć wskazują na to, że powstały one w czasie eksploatacji, wyklucza się zamontowanie popękanych wieszaków. Z uwagi na bezpieczeństwo ścian wieszaki sprawdzano tylko w warstwie fakturowej i częściowo w warstwie ocieplenia.

Badania składu chemicznego wykazały, że wieszaki były wykonane ze stali H13N4G9. Stal miała zaniżoną, w stosunku do wymagań, wartość wydłużenia przy zerwaniu prawie do 50% i zwiększoną twardość materiału.

Badana cecha	Wymagania wg Instrukcji COBPBO	Wyniki badania wieszaka
Wytrzymałość na rozciąganie R_m [MPa]	min. 380	722
Granica plastyczności R_e [MPa]	min. 240	390
Wydłużenie przy zerwaniu A [%]	min. 30	15,2
Zginanie na trzpieniu o średnicy $2d$ o kąt 180°	bez pęknięć	bez pęknięć

Tab. 1. Właściwości mechaniczne wieszaka pobranego z badanej ściany [1]

Badania metalograficzne ujawniły niejednorodność w strukturze stali objawiające się obecnością wtrąceń na granicach ziaren.

W płytach, z uwagi na bezpieczeństwo badających, nie sprawdzono obecności szpilek.

W budynkach tego typu, a jest ich na terenie Śląska i Zagłębia bardzo dużo, występuje niebezpieczeństwo odpadania warstw fakturowych ścian.

5. CHARAKTERYSTYKA STALI STOSOWANYCH NA WIESZAKI

Specyfikacje techniczne (Instrukcja COBPBO, projekty) wymagały stosowania wieszaków ze stali odpornych na korozję lub ze stali zwykłych węglowych z dodatkami na korozję (system OWT). Czasowo dopuszczano stale zwykłe węglowe z powłokami cynkowymi lub aluminiowymi. Wyników badań stali na eksploatowanych budynkach jest niewiele, gdyż określenie parametrów technicznych wymaga pobrania próbek. Trudności w pobraniu próbek wiążą się z wycięciem wieszaka, a więc osłabieniem mocowania warstwy fakturowej oraz możliwość awarii.

Badania ITB (ograniczone ilościowo z powodów podanych wyżej) wykazały, że na wieszaki stosowano stale zwykłe gatunków StO, StOSX, StOSY (oznaczenia wg ówczesnych norm), stale odporne na korozję, stale chromowe (bez dodatków niklu) oraz stale gatunku H13N4G9.

Stale zwykłej jakości (węglowe) w warunkach eksploatacji budynków ulegają korozji powierzchniowej w warstwie izolacji, a obserwowany postęp korozji był nieznaczny. Niektóre stale chromowe (np. OH17T) były wymienione w projektach systemów OWT, W-70 i Wk-70. Brak jest danych o trwałości tych stali w budynkach. W badaniach ITB nie stwierdzono znaczących uszkodzeń korozyjnych czy pęknięć.

Osobnego omówienia wymaga stal gatunku H13N4G9. Była to stal tzw. „oszczędnościowa”. Zamiast wymaganych 8% niklu), który był w owym czasie materiałem strategicznym, trudno dostępnym w Polsce, stosowano tylko 4%, a zamiast pozostałych 4% stosowano dodatek manganu w ilości 9%. Stal ta po odpowiednich procesach technologicznych spełniała wymagania dla zapewnienia właściwej trwałości ścian budynków. Tymczasem (sprawdzono to w hucie) stal nie była – ze względów oszczędnościowych – poddawana odpuszczaniu i trawieniu. Mimo zachowania proporcji składu chemicznego bez odpuszczania i trawienia nie gwarantowała spełnienia wymagań w zakresie trwałości i wytrzymałości. O jej jakości może świadczyć fakt, że była dostarczana do fabryk domów z widoczną rdzą na powierzchni („zardzewiała” a nie błyszcząca jak było to wymagane w normie hutniczej).

Dodatkową nieprawidłowością była niejednorodna struktura wewnętrzna, sprzyjająca korozji międzykrystalicznej. W badaniach [9] wykazano, że w obszarach zagięć elementów wieszaków stal wykazała właściwości ferromagnetyczne, a na prostych odcinkach - właściwości paramagnetyczne, a zatem miała strukturę austenityczną. Ponadto stal charakteryzowała się mniejszym o 50% wydłużeniem przy zerwaniu, co wskazuje na jej kruchość.

6. OCENA STANU BEZPIECZEŃSTWA ŚCIAN ZEWNĘTRZNYCH

Analizując bezpieczeństwo ścian zewnętrznych należy oceniać dwa aspekty. Pierwsze to bezpieczeństwo samej ściany określone możliwością wystąpienia awarii konstrukcji budynku. Dotychczasowe

badania autora jak i innych rzeczoznawców wskazują, że bezpieczeństwo konstrukcji budynków nie jest zagrożone. Warstwy nośne ścian są na ogół poprawnie zamontowane w konstrukcji i nie istnieje realne niebezpieczeństwo awarii konstrukcji. Dotyczy to zarówno ścian nośnych, jak i osłonowych.

Drugi aspekt to bezpieczeństwo warstw fakturowych ścian. Dotychczasowe doświadczenie osób oceniających budynki jak i obserwowane awarie pozwalają ocenić bezpieczeństwo tych warstw jako niedostateczne. Powodem takiego stanu jest stan łączników stalowych warstw ścian. Dodatkowo ściany są obciążane dodatkowymi warstwami izolacji termicznej.

W praktyce w zdecydowanej większości budynków zastosowano na wieszaki następujące stale:

Stal H13N4G9. Stwierdzone przypadki pęknięć prętów stalowych będące efektem niewłaściwej struktury stali (brak przesycenia i trawienia) wskazują, że bezpieczeństwo warstw fakturowych jest zagrożone.

Stale chromowe ferrytyczne. Są to stale stropowe zaliczone do stali odpornych na korozję zawierające w swoim składzie chrom w ilości 13-17%. Brak jest danych dotyczących stanu wieszaków z tej stali jak i sposobu jej przygotowania w procesie hutniczym.

Stale węglowe. Stale te stosowane były powszechnie w systemach OWT, zgodnie z projektami typowymi, ale również spotykano je w budynkach innych systemów. Stale węglowe nie są odporne na korozję w warunkach atmosferycznych. Jednak wyniki badań wskazują, że postęp korozji w warstwach izolacji termicznej był nieznaczny (korozja powierzchniowa). Projektanci stosowali wieszaki o średnicy Ø12 mm (w innych systemach stosowano wieszaki o średnicy Ø8 mm) oraz około dwukrotnie większą liczbę wieszaków niż to wynikało z obliczeń. Część wieszaków była zabezpieczona powierzchniowo powłokami metalicznymi. Uwzględniając dzisiejsze doświadczenia, stosowanie stali zwykłych było lepsze niż stosowanie niewłaściwej jakości stali odpornych na korozję.

Oceniając bezpieczeństwo warstw elewacyjnych ścian należy postawić kilka pytań, na które obecnie nie jesteśmy w stanie odpowiedzieć:

1. Ile i w których budynkach zastosowano „niebezpieczne” wieszaki ze stali H13N4G9.
2. W jakiej (szacunkowo) liczbie płyt stosowano szpilki i jakiej były one jakości. Można przypuszczać, że w większości płyt brak jest szpilek.
3. Jaka część płyt uległa awarii z powodu pęknięć wieszaków ze stali H13N4G9 - użytkownicy o tym mogą nie wiedzieć (płyta mogła się oprzeć na płycie znajdującej się niżej, możliwe jest, że płyty utrzymywane są przez szpilki). Charakterystyczne jest, że obserwowane odpadnięcia płyt nastąpiły na parterze budynku.
4. W jakiej liczbie budynków, przed dociepleniem, wykonano wzmocnienia połączeń ścian.

Brak odpowiedzi na te pytania wpływa na decyzję projektanta dociepleń, który musi ocenić stan łączników i podjąć decyzję o dodatkowym wzmocnieniu. Dla właściwej oceny przedmiotowego budynku (ocieplonego czy nie) powinien wykonać ekspertyzę stanu łączników. Ekspertyza będzie kosztowna (poszukiwanie wieszaków na wysokości, analiza metalurgiczna stali, analiza betonu, poszukiwanie szpilek, obliczenia itp.). Dodatkowym czynnikiem jest bezpieczeństwo badającego ponieważ w ścianach mogą występować pęknięte wieszaki, a warstwa fakturowa odspoiła się, ale jeszcze nie odpadła. Samo wykonanie odkrywek i pobranie próbek wiąże się ze zmniejszeniem nośności łączników. Oprócz stanu wieszaków rzeczoznawca musi uwzględnić jakość wykonania płyt ściennych, występowanie korków betonowych przy wieszakach itp. Wykonanie ekspertyzy stanu ścian jest zatem dość trudne, wymagające wsparcia laboratoriów specjalistycznych.

Mając dzisiejsze doświadczenie należy postawić pytanie: czy wykonywanie ekspertyz stanu wieszaków przed dociepleniem jest zasadne. Zdaniem autora nie jest zasadne i konieczne. Uwzględniając dotychczasowe doświadczenia, dobrze udokumentowane w literaturze, przed dociepleniem konieczne jest wzmocnienie łączników ścian. Oczywiście jest niezbędna ocena warstw ściennych uwzględniająca jakość betonu i możliwość kotwienia dodatkowych łączników ścian.

7. PODSUMOWANIE

Stosowane rozwiązania materiałowe łączników ścian nie gwarantują zapewnienia trwałości połączeń przez następne kilkadziesiąt lat eksploatacji budynku.

Łączniki ścian zewnętrznych wymagają dodatkowego wzmocnienia (o ile nie wykonano go wcześniej podczas pierwszego docieplenia).

Dodatkowe kotwy należy projektować z uwzględnieniem ciężaru warstw fakturowych (grubości o 2 cm większej w stosunku do grubości minimalnej całego systemu), od ciężaru docieplenia i obciążeń klimatycznych.

Zakres ekspertyzy ścian można ograniczać do oceny możliwości stosowania (montażu) dodatkowych kotew.

Wykonanie pełnej oceny stanu wieszaków ścian ocenianych budynków nie jest technicznie uzasadnione, chyba że inwestor ma przeświadczenie o dobrej jakości łączników i braku konieczności dodatkowego wzmocniania.

Literatura

- [1] Wójtowicz M.: *Możliwość awarii warstwowych ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych – problem realny czy sensacja medialna*. Jubileuszowa konferencja naukowo-techniczna Awarie Budowlane: Zapobieganie. Diagnostyka. Naprawy. Rekonstrukcje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu technologicznego w Szczecinie, Szczecin 2011
- [2] Wójtowicz M.: *Badanie wielkiej płyty. Cz. 1*. Builder, 2011
- [3] Wójtowicz M.: *Problemy bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych budynków mieszkalnych w konstrukcji wielkopłytowej z uwagi na postępujące procesy korozyjne*. V (doroczna) konferencja naukowo-techniczna PSK Współczesne technologie przeciwkorozyjne. Polskie Stowarzyszenie Korozyjne, Gdańsk, 2011
- [4] Runkiewicz L., Szudrowicz B., Prejzner H., Geryło R.: *Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytowych*. VI Śląskie Forum Inwestycji, Budownictwa, Nieruchomości. Konferencja. Przedsięwzięcie programów 'Dostosowanie wielkopłytowego budownictwa mieszkaniowego do współczesnych wymagań i potrzeb'. Śląska Izba Budownictwa, Katowice, 2014
- [5] Dębowski J.: *Analiza bezpieczeństwa zakotwienia warstwy fakturowej prefabrykatu wielkopłytowego do dociepleń*. Przegląd Budowlany, 2015
- [6] Ligęza W.: *O bezpieczeństwie trójwarstwowych elementów ściennych w budownictwie wielkopłytowym*. Przegląd Budowlany, 2014
- [7] Wierzbiński S., Sieczkowski J.: *Konstrukcje budynków wielkopłytowych z punktu widzenia zabezpieczenia przed awarią oraz możliwości ich modernizacji*, XXVI Konferencja naukowo-techniczna Awarie Budowlane: Zapobieganie. Diagnostyka. Naprawy. Rekonstrukcje. Wydawnictwo Uczelniane zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie, Szczecin 2013
- [8] Wójtowicz M.: *Wielka płyta – problem techniczny czy społeczny? Budownictwo na obszarach zurbanizowanych: Nauka, praktyka, perspektywy*. Śląska Izba Budownictwa, Katowice 2014
- [9] Pająk Z.: *Analiza przyczyn oderwania się fakturowej warstwy betonowej ściany wielkopłytowej*. Inżynieria i budownictwo, 2010
- [10] *Opinia techniczna.*: dr inż. Józef Szkwarek, Szczecin 2009

IS IT USEFUL TO TEST ANCHORS USED TO THREE LAYERED WALLS WITH EXTERNAL THERMAL INSULATION?

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

Agnieszka FLESZAR, Karolina KOROPACKA, Anna KUKULSKA-GRABOWSKA, Anna PANEK

AKTUALNE ZASADY WPROWADZANIA WYROBÓW BUDOWLANYCH DO OBROTU W ASPEKCIE DZIAŁALNOŚCI RZECZOZNAWCY

STRESZCZENIE

W artykule opisano możliwości wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych na rynek krajowy i europejski. Omówiono zasady udzielania dokumentów Europejskich Ocen Technicznych, krajowych Aprobat Technicznych, Rekomendacji Technicznych i Zielonych Rekomendacji Technicznych. Przedstawiono przykładowe różnice między dokumentem odniesienia: krajowym (AT) i europejskim (ETA).

SŁOWA KLUCZOWE: Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011, Europejska Ocena Techniczna, krajowa Aprobata Techniczna, Rekomendacja Techniczna, Zielona Rekomendacja Techniczna

1. WSTĘP

Zgodnie z definicją zawartą w Rozporządzeniu Parlamentu Europejskiego i Rady Nr 305/2011, które zostało opublikowane w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej 4 kwietnia 2011 r., ustanawiającym zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylającym dyrektywę Rady 89/106/EWG: „wyrób budowlany” oznacza *każdy wyrób lub zestaw wyrobów wyprodukowany i wprowadzony do obrotu w celu trwałego wbudowania w obiektach budowlanych lub ich częściach, którego cechy wpływają na właściwości użytkowe obiektów budowlanych w stosunku do podstawowych wymagań dotyczących obiektów budowlanych* [1].

Zasady wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych określają przepisy rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG (Dz. U. L 88 z dnia 04.04.2011, str. 5) oraz ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o wyrobach budowlanych (Dz. U. Nr 92, poz. 881, z późniejszymi zmianami).

¹ dr inż. Agnieszka Fleszar - Instytut Techniki Budowlanej

² Karolina Koropacka - Instytut Techniki Budowlanej

³ mgr inż. Anna Kukulska-Grabowska - Instytut Techniki Budowlanej

⁴ mgr inż. Anna Panek, a.panek@itb.pl - Instytut Techniki Budowlanej

W myśl zasady wyrażonej w art. 4 ustawy o wyrobach budowlanych, wyrób budowlany może być wprowadzony do obrotu jeżeli nadaje się do stosowania przy wykonywaniu robót budowlanych, w zakresie odpowiadającym jego właściwościom użytkowym i przeznaczeniu, to jest posiada właściwości użytkowe umożliwiające prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym obiektom budowlanym, w których ma być zastosowany w sposób trwały, spełnienie wymagań podstawowych [2].

Zgodnie z art. 5 ust. 1 i 2 ww. ustawy wyrób budowlany:

- *objęty normą zharmonizowaną lub zgodny z wydaną dla niego Europejską Oceną Techniczną, może być wprowadzony do obrotu wyłącznie zgodnie z rozporządzeniem Nr 305/2011 (tzw. ścieżka europejska). Wzór oznakowania CE określa załącznik II do rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (WE) Nr 765/2008 z dnia 9 lipca 2008 r. ustanawiającego wymagania w zakresie akredytacji i nadzoru rynku odnoszące się do warunków wprowadzania produktów do obrotu i uchylające rozporządzenie EWG nr 339/93 (Dz. U. L 218 z dnia 13.08.2008, str. 30),*
- *nieobjęty normą zharmonizowaną, dla której zakończył się okres koegzystencji, o którym mowa w art. 17 ust. 5 rozporządzenia Nr 305/2011, i dla którego nie została wydana Europejska Ocena Techniczna, może być wprowadzony do obrotu, jeżeli został oznakowany znakiem budowlanym (ścieżka krajowa), którego wzór określa załącznik nr 1 do ustawy o wyrobach budowlanych.*

Ścieżka europejska jest szczegółowo opisana w Rozporządzeniu (UE) Nr 305/2011, które w całości obowiązuje od dnia 1 lipca 2013 roku [1]. Najważniejsze informacje dotyczące Europejskich Ocen Technicznych podano w p. 2 referatu.

Ścieżka krajowa, w formie obowiązującej obecnie (marzec 2016 r.) jest opisana w ustawie o wyrobach budowlanych z dnia 16 kwietnia 2004 r., z późniejszymi zmianami [2]. Należy mieć jednak na uwadze, że w Dzienniku Ustaw RP z dnia 13 sierpnia 2015 r., poz. 1165, została opublikowana ustawa z dnia 25 czerwca 2015 r. o zmianie ustawy o wyrobach budowlanych, ustawy – Prawo budowlane oraz ustawy o zmianie ustawy o wyrobach budowlanych oraz ustawy o systemie oceny zgodności, ustanawiająca nowe warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych na rynku krajowym [2]. Zgodnie z postanowieniami tej ustawy, z dniem 1 stycznia 2017 r. w całości wchodzi w życie nowe przepisy. Najważniejsze zmiany w obszarze znakowania znakiem budowlanym B zostały opisane w p. 4 referatu. Z punktu widzenia producenta wyrobu budowlanego istotne jest to, że krajowa Aprobata Techniczna (Krajowa Ocena Techniczna – po 1 stycznia 2017 r.) wciąż pozostanie obowiązującą specyfikacją techniczną i wymagane będzie zastosowanie wskazanego w niej systemu oceny zgodności (systemu oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych wyrobu budowlanego – po 1 stycznia 2017 r.), często z udziałem akredytowanej jednostki certyfikującej – w zależności od wskazanego systemu.

W p. 5 niniejszego referatu zostały opisane możliwości uzyskania dobrowolnych specyfikacji technicznych w przypadku wyrobów, które nie podlegają ustawie o wyrobach budowlanych. Do dobrowolnych dokumentów aplikacyjnych (dobrowolnych specyfikacji technicznych) należą między innymi Rekomendacje Techniczne i Zielone Rekomendacje Techniczne.

W pracy Rzeczoznawcy Budowlanego istotna może być informacja, że stosowanie wyrobu w budownictwie jest i będzie możliwe dopiero w momencie, gdy zostanie on wprowadzony do obrotu zgodnie z aktualnie obowiązującymi przepisami (ścieżka krajowa - ustawa o wyrobach budowlanych z dnia 16 kwietnia 2004 r., ścieżka europejska - Rozporządzenie 305/2011) i będzie spełniał wymagania krajowych przepisów w miejscu zastosowania.

2. ŚCIEŻKA EUROPEJSKA

Wprowadzenie do obrotu wyrobu budowlanego z oznakowaniem CE w systemie europejskim jest możliwe, jeżeli została dla niego ustanowiona norma zharmonizowana lub gdy wyrób jest zgodny z wydaną dla niego Europejską Oceną Techniczną. Przed wydaniem deklaracji właściwości użytkowych i oznakowaniem wyrobu budowlanego znakiem CE należy przeprowadzić ocenę i weryfikację stałości właściwości użytkowych w odniesieniu do jego zasadniczych charakterystyk. Ocena jest przeprowadzana zgodnie z jednym z systemów określonych w załączniku V rozporządzenia Nr 305/2011, przez producenta, z udziałem, jeżeli zastosowany system oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych tego wymaga,

jednostki notyfikowanej (notyfikowanej jednostki certyfikującej albo notyfikowanego laboratorium). W każdym systemie oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych jest wymagane utworzenie i prowadzenie przez producenta zakładowej kontroli produkcji. Producent wyrobu sporządza, jako podstawę do deklaracji właściwości użytkowych, dokumentację techniczną opisującą wszystkie istotne elementy związane z wymagającym systemem oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych. Po przeprowadzeniu oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych producent sporządza deklarację właściwości użytkowych zgodnie z art. 4 i 6 rozporządzenia Nr 305/2011 – która wyraża właściwości użytkowe wyrobu budowlanego, w odniesieniu do jego zasadniczych charakterystyk, zgodnie z odpowiednimi zharmonizowanymi specyfikacjami technicznymi (tj. normami zharmonizowanymi lub europejskimi dokumentami oceny) dla deklarowanego zamierzonego zastosowania lub zastosowań tego wyrobu. Producent umieszcza na wyrobie oznakowanie CE wraz z informacją towarzyszącą temu oznakowaniu, w sposób określony w art. 9 rozporządzenia Nr 305/2011. Poprzez umieszczenie lub zlecenie umieszczenia oznakowania CE, producent bierze na siebie odpowiedzialność za zgodność wyrobu budowlanego z deklarowanymi właściwościami użytkowymi oraz za jego zgodność ze wszystkimi mającymi zastosowanie wymaganiami określonymi w rozporządzeniu Nr 305/2011 i innym stosownym ustawodawstwem harmonizacyjnym Unii odnoszącym się do umieszczania tego oznakowania – a wyrób może być wprowadzony do obrotu na wspólny rynek europejski.

2.1. Normy europejskie zharmonizowane z CPR

Lista norm europejskich zharmonizowanych z CPR (hEN) publikowana jest w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej. Aktualnie obowiązuje lista z dnia 13 listopada 2015 r.

Zgodnie ze stanowiskiem Komisji Europejskiej, po 1 lipca 2013 r. normy zharmonizowane z dyrektywą 89/106/EWG zostały uznane za normy zharmonizowane z rozporządzeniem nr 305/2011 [3]. Treść tych hEN jest wystarczająca do spełniania zadań określonych w rozporządzeniu, tzn.:

- określenia metod i kryteriów oceny właściwości użytkowych wyrobów budowlanych i ich zasadniczych charakterystyk, w odniesieniu do zamierzonego zastosowania;
- określenia (w stosownych przypadkach i nie zagrażając dokładności, wiarygodności i stałości wyników) mniej uciążliwej od badań metody oceny właściwości użytkowych wyrobów budowlanych w odniesieniu do ich zasadniczych charakterystyk;
- określenia mającej zastosowanie zakładowej kontroli produkcji, uwzględniającej szczególne warunki procesu produkcyjnego danego wyrobu;
- wskazania szczegółów technicznych niezbędnych do wdrożenia systemu oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych.

2.2. Europejskie Dokumenty Oceny (EAD)

Lista odniesień do Europejskich Dokumentów Oceny publikowana jest w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej. Aktualnie obowiązuje lista z 12 lutego 2016 r.

Europejskie Dokumenty Oceny pełnią rolę specyfikacji technicznych, zharmonizowanych z CPR, zgodnie z rozdz. IV, art. 19 Rozporządzenia. Jako Europejskie Dokumenty Oceny mogą być wykorzystywane Wytyczne EOTA do Europejskich Aprobatach Technicznych (ETAG). W przypadku wyrobu, który nie jest objęty żadnym z zatwierdzonych ETAG, musi zostać opracowany i zatwierdzony Europejski Dokument Oceny, odnoszący się do danego wyrobu, który będzie podstawą udzielenia ETA.

Do 30 czerwca 2013 r. ustanowiono 35 dokumentów Wytycznych do Europejskich Aprobatach Technicznych (ETAG), opracowanych na podstawie mandatów Komisji Europejskiej dla EOTA, których teksty są dostępne na stronach internetowych Instytutu Techniki Budowlanej: www.itb.pl (w zakładce Dokumenty Unii Europejskiej), a także na stronach Europejskiej Organizacji ds. Oceny Technicznej: www.eota.eu (w zakładce Publications - ETAGs).

Europejskie Dokumenty Oceny są opracowywane i przyjmowane zgodnie z procedurą określoną w Załączniku II do rozporządzenia Nr 305/2011. Zakres informacji, jaki zawierają obejmuje co najmniej [1,4]:

- ogólny opis wyrobu budowlanego,

- wykaz zasadniczych charakterystyk istotnych z uwagi na zamierzone zastosowanie wyrobu przewidziane przez producenta i uzgodnione z Jednostką Oceny Technicznej,
- metody i kryteria oceny właściwości użytkowych wyrobu w odniesieniu do tych zasadniczych charakterystyk,
- zasady zakładowej kontroli produkcji, z uwzględnieniem warunków procesu produkcyjnego danego wyrobu budowlanego.

Przystąpienie do procedury opracowania Europejskiego Dokumentu Oceny jest uwarunkowane złożeniem wniosku o wydanie Europejskiej Oceny Technicznej w jednej z Jednostek Oceny Technicznej, w której został złożony wniosek, zrzeszonych w EOTA. Jednostka Oceny Technicznej pełni rolę jednostki wiodącej i odpowiedzialnej za prace nad tworzeniem dokumentu. Dokument ten, po opublikowaniu w Dzienniku Urzędowym Unii Europejskiej, staje się dostępny dla wszystkich innych Jednostek Oceny Technicznej, a także dla innych producentów, i może być wykorzystywany do wydawania kolejnych Europejskich Ocen Technicznych.

2.3. Europejskie Oceny Techniczne (ETA)

Zgodnie z Rozporządzeniem Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) nr 305/2011, po 1 lipca 2013 r. Europejskie Oceny Techniczne zastąpiły Europejskie Aprobaty Techniczne.

Europejska Ocena Techniczna jest udokumentowaną oceną właściwości użytkowych wyrobu budowlanego w odniesieniu do jego zasadniczych charakterystyk, uzgodnionych przez producenta i instytucję (Jednostkę Oceny Technicznej) wyznaczoną przez Państwo członkowskie UE do przeprowadzania oceny i wydawania Europejskich Ocen Technicznych dla jednej lub wielu grup wyrobów, wymienionych w załączniku IV, tabela 1, rozporządzenia (UE) Nr 305/2011, dla deklarowanego, zamierzonego zastosowania wyrobu. Jest to dokument dobrowolny i bezterminowy, który może być wydany dla wyrobu [1]:

- nieobjętego zharmonizowaną normą europejską (hEN),
- nie w pełni objętego zharmonizowaną normą europejską, tzn. w przypadku gdy właściwości użytkowe wyrobu w odniesieniu do jego zasadniczych charakterystyk nie mogą być w pełni ocenione według hEN (metoda oceny w stosunku do co najmniej jednej zasadniczej charakterystyki nie jest właściwa lub nie istnieje).

Europejska Ocena Techniczna może być również wydana w przypadku istnienia mandatu na opracowanie hEN, przed rozpoczęciem okresu koegzystencji.

Dokumentami określającymi zasady udzielania Europejskich Ocen Technicznych są Europejskie Dokumenty Oceny (p. 2.2. niniejszego referatu).

Należy podkreślić, że Europejskie Oceny Techniczne są dokumentami dobrowolnymi. Oznakowanie CE jest obowiązkowe tylko w przypadku wyrobu objętego wydaną dla niego Europejską Oceną Techniczną. Nawet dla wyrobu objętego zatwierdzonym Europejskim Dokumentem Oceny (EAD), dla którego jeden producent uzyskał Europejską Ocenę Techniczną, inny producent nie ma takiego obowiązku [4].

Po wejściu w życie rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011, Decyzją nr 1/JOT/WB/13 z dnia 27.09.2013 r. Instytut Techniki Budowlanej został wyznaczony przez Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej jako Jednostka Oceny Technicznej upoważniona do wydawania Europejskich Ocen Technicznych. Kompetencje Instytutu w tym zakresie zostały potwierdzone w obszarze wszystkich grup wyrobów budowlanych objętych Załącznikiem IV do ww. rozporządzenia, z wyjątkiem grup: 12 (urządzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego: wyposażenie dróg) i 23 (wyroby do budowy dróg). Instytut Techniki Budowlanej funkcjonuje jako Jednostka Oceny Technicznej upoważniona do wydawania Europejskich Ocen Technicznych od 27 września 2013 r. Należy jednak wspomnieć, że ITB działa na forum EOTA od kiedy uzyskał status członka obserwatora, czyli od 1998 r. Dzięki temu przedstawiciele ITB mogli brać udział w pracach i posiedzeniach wszystkich organów statutowych tej organizacji, a także posiadali dostęp do aktualnych dokumentów EOTA i ich projektów, na podstawie których udzielane były Europejskie Aprobaty Techniczne [5].

W wyniku notyfikacji dokonanej przez władze polskie na podstawie dyrektywy Rady 89/106/EWG w sprawie zbliżenia przepisów prawnych i administracyjnych państw członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych (CPD), po przystąpieniu Polski do Unii Europejskiej w 2004 r., Instytut został powo-

łany na członka rzeczywistego EOTA i uzyskał prawo udzielania Europejskich Aprobat Technicznych. Od 2004 r. do połowy 2013 r., tzn. do zmiany przepisów europejskich, związanej z wejściem w życie rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 ustanawiającego zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylającego dyrektywę Rady 89/106/ EWG (CPR), Instytut Techniki Budowlanej jako jedyna w Polsce europejska jednostka aprobująca, udzielił ponad 320 Europejskich Aprobat Technicznych dla różnych grup wyrobów budowlanych. Od wejścia w życie rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 do końca 2015 r., w Instytucie zostało udzielonych ponad 100 Europejskich Ocen Technicznych.

3. ŚCIEŻKA KRAJOWA

Pierwszym etapem postępowania w systemie krajowym jest określenie właściwej specyfikacji technicznej wyrobu budowlanego, m.in. w zależności od zamierzonego przeznaczenia wyrobu, którą może być Polska Norma wyrobu, niemająca statusu normy wycofanej, lub Aprobata Techniczna (jeżeli dla wyrobu budowlanego nie została ustanowiona Polska Norma wyrobu). Producent wyrobu lub jego upoważniony przedstawiciel, mający siedzibę na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej, którego ustanowienie jest obligatoryjne, jeżeli siedziba producenta jest zlokalizowana poza granicami Polski, dokonuje właściwej oceny zgodności wyrobu ze specyfikacją techniczną, z udziałem, jeśli zastosowany system oceny zgodności tego wymaga, jednostki akredytowanej (akredytowanej jednostki certyfikującej wyroby albo akredytowanego laboratorium). W każdym systemie oceny zgodności wymagane jest utworzenie i prowadzenie przez producenta zakładowej kontroli produkcji. Po wykazaniu w wyniku dokonanej oceny zgodności, że wyrób spełnia wymagania określone w specyfikacji technicznej, producent wyrobu (lub jego upoważniony przedstawiciel) wystawia krajową deklarację zgodności i następnie umieszcza na wyrobie znak budowlany B, dołączając do wyrobu wymaganą informację – a wyrób może zostać wprowadzony do obrotu.

Sposób deklarowania zgodności wyrobów budowlanych na podstawie oceny zgodności z Polską Normą wyrobu, niemającą statusu normy wycofanej, lub Aprobata Techniczną, wymagane systemy oceny zgodności dla poszczególnych grup wyrobów budowlanych, sposób znakowania wyrobów budowlanych znakiem budowlanym, zawartość i wzór krajowej deklaracji zgodności oraz zakres informacji dołączanej do wyrobu budowlanego znakowanego znakiem budowlanym zostały określone rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 11 sierpnia 2004 r. w sprawie sposobów deklarowania zgodności wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym (Dz. U. Nr 198, poz. 2041, z późniejszymi zmianami).

Ponadto należy zauważyć, że wyroby budowlane wprowadzone do obrotu na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej, mogą być następnie przedmiotem swobodnego przepływu towaru do innych państw członkowskich w ramach rynku wewnętrznego Unii Europejskiej, jeżeli objęte są zakresem przedmiotowym rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (WE) Nr 764/2008 z dnia 9 lipca 2008 r. ustanawiającego procedury dotyczące stosowania niektórych krajowych przepisów technicznych do produktów wprowadzonych legalnie do obrotu w innym państwie członkowskim oraz uchylającego decyzję Nr 3052/95/WE (Dz. U. L 218 z 13.8.2008, s. 21).

Podstawą prawną do udzielania Aprobat Technicznych jest ustawa o wyrobach budowlanych z dnia 16 kwietnia 2004 r. (Dz. U. Nr 92/2004, poz. 881, z późniejszymi zmianami) oraz Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 8 listopada 2004 r. w sprawie aprobata technicznych oraz jednostek organizacyjnych upoważnionych do ich wydawania (Dz. U. Nr 249/2004, poz. 2497, z późniejszymi zmianami). Zgodnie z Art. 2 pkt 2 Ustawy o wyrobach budowlanych *Aprobata Techniczna jest pozytywną oceną techniczną przydatności wyrobu budowlanego do zamierzonego stosowania, uzależnioną od spełnienia wymagań podstawowych przez obiekty budowlane, w których wyrób budowlany jest stosowany.*

Aprobaty Techniczne są udzielane dla wyrobu budowlanego:

- nieobjętego Polską Normą wyrobu,
- nie w pełni objętego Polską Normą wyrobu, w przypadku gdy właściwości użytkowe, odnoszące się do wymagań podstawowych różnią się istotnie od właściwości określonych w Polskiej Normie wyrobu, objętego mandatem udzielonym przez Komisję Europejską na opracowanie norm zharmonizowanych lub wytycznych do Europejskich Aprobat Technicznych.

Wykazy ww. mandatów są dostępne na stronie internetowej Komisji Europejskiej i Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie, pod linkiem: <http://www.ue.itb.pl/wyroby-budowlane-objete-harmonizacja-europejska>.

Producent sporządza krajową deklarację zgodności dla wyrobu, objętego systemem krajowym, stosując procedury oceny zgodności według rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 11 sierpnia 2004 r. w sprawie sposobów deklarowania zgodności wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym (Dz. U. Nr 198/2004, poz. 2041, z późniejszymi zmianami).

Jeśli w przypadku danego wyrobu nie istnieje europejska norma zharmonizowana i nie wydano dla niego Europejskiej Oceny Technicznej, to wówczas wprowadzenie wyrobu na rynek odbywa się według systemu krajowego po dokonaniu oceny zgodności, wydaniu krajowej deklaracji zgodności i oznakowaniu wyrobu znakiem budowlanym B.

Krajowe Aprobaty Techniczne są wydawane w większości państw członkowskich Unii Europejskiej, w Instytucie Techniki Budowlanej od 1995 r. W latach 2004 ÷ 2015 r. w ITB udzielono ponad 5900 Aprobatach Technicznych. Stanowią one ocenę przydatności do stosowania w budownictwie nowych, innowacyjnych wyrobów budowlanych, w przypadku których dotychczasowy stan wiedzy i zakres doświadczeń nie pozwala na opracowanie normy wyrobu. Aprobaty Techniczne stanowią jednocześnie specyfikację techniczną wyrobu (lub zestawu wyrobów) i potwierdzenie przydatności do zamierzonego stosowania. Niezależnie od wymagań formalno-prawnych, nawet w tych państwach, gdzie posiadanie krajowej Aprobaty Technicznej nie jest obowiązkowe, Aprobata może mieć wysoką rangę jako dokument oceny technicznej dokonanej przez niezależną i bezstronną jednostkę aprobowaną. Dla odbiorców Aprobatach Technicznych, w tym rzeczoznawców, jest szczególnie istotne, aby dokument ten potwierdzał spełnienie wymagań krajowych przepisów dotyczących stosowania wyrobów w obiektach budowlanych.

W swojej pracy Rzeczoznawca Budowlany styka się zarówno z wyrobami budowlanymi wprowadzanymi do obrotu na podstawie ścieżki krajowej jak i europejskiej. Ścieżka krajowa stanowi ważne narzędzie wsparcia konkurencyjności i innowacyjności w budownictwie, ze szczególnym uwzględnieniem sektora małych i średnich przedsiębiorstw.

Z jednej strony system wprowadzony przez CPR zostawia miejsce dla krajowych dokumentów w obszarze nieobjętym normami zharmonizowanymi, z drugiej nie wszyscy producenci są zainteresowani wprowadzaniem wyrobów budowlanych na cały rynek europejski - coraz częściej interesują ich rynki nie więcej niż kilku krajów (głównie krajów sąsiadujących z krajem produkcji wyrobów).

Porównując dokumenty krajowych Aprobatach Technicznych i Europejskich Ocen Technicznych można zauważyć kilka istotnych, z punktu widzenia producenta, różnic. Europejska Ocena Techniczna zawiera właściwości użytkowe, odnoszące się do zasadniczych charakterystyk, które zostały zadeklarowane przez Producenta i potwierdzone przez odpowiednią Jednostkę Oceny Technicznej, natomiast krajowa Aprobata Techniczna potwierdza przydatność do stosowania w budownictwie i spełnienie wymagań przepisów techniczno-budowlanych w miejscu stosowania.

Aprobata Techniczna zawiera dokładne informacje dotyczące asortymentu wyrobów objętych Aprobata, w przypadku zestawu wyrobów są wyszczególnione wszystkie elementy składowe, wraz z określeniem materiałów, z jakich są wykonane. Szczegółowo jest opisane również przeznaczenie i warunki stosowania wyrobu, niejednokrotnie z podaniem sposobu przygotowania podłoża i wytycznymi do aplikacji, jeżeli mają zastosowanie. W Europejskiej Ocenie Technicznej odbiorca zauważy odniesienie do instrukcji opracowanej i udostępnianej przez producenta.

Istotną z punktu widzenia rzeczoznawcy jest z pewnością informacja, że wydanie dokumentu Aprobaty Technicznej zawsze jest związane z koniecznością spełnienia wszystkich wymagań określonych dla danej grupy wyrobów, podczas gdy w Europejskiej Ocenie Technicznej producentowi pozostawiono możliwość deklarowania bądź nie poszczególnych właściwości użytkowych wyrobu.

4. NAJWAŻNIEJSZE ZMIANY W SPOSOBIE WPROWADZANIA WYROBÓW BUDOWLANYCH NA RYNEK KRAJOWY

W czerwcu 2015 r. została opublikowana ustawa o zmianie ustawy o wyrobach budowlanych, ustawy – Prawo budowlane oraz ustawa o zmianie ustawy o wyrobach budowlanych oraz ustawy o systemie

oceny zgodności, ustanawiająca nowe warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych na rynku krajowym. Ustawa weszła w życie z dniem 1 stycznia 2016 r., z wyjątkiem art. 1 pkt. 5-7 ustawy, które zaczną obowiązywać od 1 stycznia 2017 r.

W myśl znowelizowanej ustawy o wyrobach budowlanych jedne z najważniejszych zmian dotyczą udzielania Aprobat Technicznych, które zostaną zastąpione Krajowymi Ocenami Technicznymi. Nie oznacza to jednak, że Aprobaty Techniczne wydane przed 1 stycznia 2017 r. przestaną funkcjonować. Zgodnie z przepisami przejściowymi określonymi w art. 5 pkt. 3 ww. ustawy Aprobaty Techniczne wydane przed dniem wejścia w życie art. 1 pkt. 5-7 ustawy, mogą być wykorzystywane jako Krajowe Oceny Techniczne do końca okresu ważności tych Aprobat. Możliwość udzielenia Krajowej Oceny Technicznej nie będzie już ograniczona zakresem przedmiotowym mandatów Komisji Europejskiej.

Krajowe Oceny Techniczne będą wydawane dla wyrobu budowlanego [1]:

- nieobjętego zakresem przedmiotowym Polskiej Normy wyrobu,
- nie w pełni objętego zakresem przedmiotowym Polskiej Normy wyrobu, jeżeli w odniesieniu do co najmniej jednej zasadniczej charakterystyki wyrobu budowlanego metoda oceny nie jest właściwa,
- nie w pełni objętego zakresem przedmiotowym Polskiej Normy wyrobu, jeżeli Polska Norma wyrobu nie przewiduje metody oceny w odniesieniu do co najmniej jednej zasadniczej charakterystyki wyrobu budowlanego.

Krajowe Oceny Techniczne będą wydawane przez:

- Jednostki Oceny Technicznej, upoważnione do wydawania Europejskich Ocen Technicznych, zgodnie z zakresem ich właściwości, lub
- wyznaczone przez ministra właściwego do spraw budownictwa, lokalnego planowania i zagospodarowania przestrzennego oraz mieszkalnictwa instytuty badawcze, określane „krajowymi jednostkami oceny technicznej”.

Krajowe Oceny Techniczne, tak jak Aprobaty Techniczne, będą udzielane na okres 5 lat.

Zgodnie ze zmianą ustawy o wyrobach budowlanych również krajowe deklaracje zgodności zostaną zastąpione krajowymi deklaracjami właściwości użytkowych, które będą dostarczane lub udostępniane z każdym wyrobem na rynku krajowym.

5. REKOMENDACJE TECHNICZNE

Rekomendacje Techniczne są dokumentami dobrowolnymi, wydawanymi dla:

- wyrobów lub zestawów wyrobów nie podlegających wymaganiom ustawy o wyrobach budowlanych, tzn. wyrobów budowlanych, które nie są objęte mandatami Komisji Europejskiej i dla których wydanie krajowej Aprobaty Technicznej nie jest możliwe,
- powtarzalnych rozwiązań technicznych.

Rekomendacje Techniczne stanowią dobrowolne specyfikacje techniczne, umożliwiające dokonywanie oceny zgodności i wydawanie przez Producenta świadectw technicznych (ewentualnie świadectw zgodności), potwierdzających właściwości techniczno-użytkowe wyrobów nimi objętych. Mogą określać warunki wykonania i odbioru rozwiązań technicznych wykonywanych z zastosowaniem tych wyrobów (zestawów wyrobów) oraz warunki zachowania trwałości (konserwacji i napraw), jak również ułatwiać producentom uzyskanie większej wiarygodności w przetargach i zamówieniach publicznych [6]. Powyższe informacje mogą być istotne z punktu widzenia Rzeczoznawcy Budowlanego. W latach 2004 ÷ 2015 w ITB udzielono ponad 300 Rekomendacji Technicznych.

Zielone Rekomendacje Techniczne są dokumentami dobrowolnymi, odnoszącymi się do jednej lub kilku właściwości wyróżniających wyrób lub rozwiązanie techniczne pod kątem spełnienia zrównoważonego budownictwa, wynikających z wymagania podstawowego nr 7 „Zrównoważone wykorzystywanie zasobów naturalnych”, jak i związanych z oszczędnością energii w trakcie realizacji i eksploatacji obiektów budowlanych.

6. PODSUMOWANIE

Najważniejszym wnioskiem wynikającym z analizy przepisów jest stwierdzenie, że w budownictwie mogą być stosowane tylko wyroby, które zostały wprowadzone do obrotu zgodnie z przepisami, obowiązującymi w kraju, w którym mają być zastosowane.

Zgodnie z opublikowaną w czerwcu 2015 r. ustawą o zmianie ustawy o wyrobach budowlanych, ustawy – Prawo budowlane oraz ustawy o zmianie ustawy o wyrobach budowlanych oraz ustawy o systemie oceny zgodności, ustanawiającą nowe warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych na rynku krajowym, od 1 stycznia 2017 r. zostaną wprowadzone zmiany w przepisach krajowych w tym zakresie.

Minister właściwy ds. budownictwa, lokalnego planowania i zagospodarowania przestrzennego oraz mieszkalnictwa określi w drodze rozporządzenia [1]:

- sposób deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych oraz krajowe systemy oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych,
- grupy wyrobów budowlanych objętych obowiązkiem sporządzania krajowej deklaracji właściwości użytkowych oraz właściwe dla tych grup krajowe systemy oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych,
- wzór i treść krajowej deklaracji właściwości użytkowych oraz sposób jej dostarczania i udostępniania odbiorcy,
- sposób znakowania wyrobów budowlanych znakiem budowlanym oraz zakres informacji towarzyszących temu znakowi.

Istotne jest, by rzeczoznawcy budowlani w całym obszarze swojej działalności w ocenach, opiniach i ekspertyzach, brali pod uwagę opisane w niniejszym artykule zasady i wymagania.

Literatura

- [1] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) nr 305/2011
- [2] Ustawa o wyrobach budowlanych z dnia 16 kwietnia 2004 r. (Dz. U. Nr 92/2004, poz. 881 z późniejszymi zmianami)
- [3] Wall S., *Dorobek europejskiej harmonizacji technicznej w obszarze wyrobów budowlanych*, Materiały Budowlane, 2015, 11, s. 21-23.
- [4] Panek A., Kukulska - Grabowska A., Fleszar A., *Wprowadzenie innowacyjnych wyrobów budowlanych do obrotu na rynku krajowym i europejskim- wczoraj i dziś*, Problematyka Normalizacji, Jakości i Kodyfikacji w aspekcie integracji z NATO i UE, Jakość – Problemy i Rozwiązania, 2014, 5, s. 327-337.
- [5] Panek A., Kukulska - Grabowska A., Hatowska K., *Rola ITB w procesie wprowadzania innowacyjnych wyrobów budowlanych na rynek krajowy i europejski*, Materiały Budowlane, 2015, 11, s. 18-20.
- [6] Gałkowski Z., Kukulska-Grabowska A., *Rekomendacje Techniczne ITB*, Przemysł i Środowisko, 2009, 3, s. 12-13

CURRENT RULES OF INTRODUCING INNOVATIVE CONSTRUCTION PRODUCTS TO THE MARKET IN TERMS OF EXPERT'S WORK



Dorota PUCHALSKA¹, Mieczysław KUCZMA²

SKURCZ I PEŁZANIE BETONU W UJĘCIACH NORM – ANALIZA PORÓWNAWCZA

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono i porównano sposoby uwzględniania zjawisk reologicznych w obliczeniach konstrukcji betonowych proponowane przez normy PN-B 03264:2002, PN-EN 199211 oraz wydaną w 2013 roku Pre-normę konstrukcji betonowych fib Model Code 2010. Przegląd zilustrowano przykładem liczbowym.

SŁOWA KLUCZOWE: reologia betonu, materiał lepkosprężysty, odkształcenia opóźnione

1. WSTĘP

W okresie ostatnich kilkudziesięciu lat opracowano wiele metod uwzględniania zjawisk reologicznych zachodzących w betonie w obliczeniach konstrukcji betonowych [1,2,3,4]. W pracy omówiono i porównano sposoby wyznaczania odkształceń od pełzania i skurczu jakie zalecają aktualne normy PN-B 03264:2002 i PNEN 199211 oraz wydana w 2013 roku Pre-norma konstrukcji betonowych fib Model Code 2010. Ważne jest, aby już na etapie projektowania poprawnie oszacować skutki zjawisk reologicznych.

Beton jest materiałem konstrukcyjnym, który w warunkach stałego obciążenia wykazuje narastające w czasie odkształcenia (ulega pełzaniu). Beton już od początku wiązania oraz wskutek wysychania zmniejsza objętość (doznaje skurczu). Z pewnym przybliżeniem te złożone procesy deformacyjne, będące wynikiem kompleksowych procesów fizyko-chemicznych, można opisać za pomocą modeli reologicznych, w szczególności modeli lepkosprężystych. Modele reologiczne można schematycznie traktować jako zbudowane ze sprężyn (E), które odzwierciedlają sprężyste cechy zachowania betonu oraz z tłumików (η), ujmujących cechy lepkie betonu. Podstawowe i złożone modele reologiczne wykazujące pełzanie i relaksację naprężeń oraz ich matematyczne opisy zostały szeroko omówione w [3].

2. PEŁZANIE I SKURCZ BETONU

Konstrukcje betonowe pod wpływem obciążeń doznają odkształceń. Odkształcenia te dzielimy na sprężyste oraz na „opóźnione”. Całkowite odkształcenie (w ramach geometrycznie liniowej teorii)

¹ mgr inż. Dorota Puchalska, dorota.a.puchalska@doctorate.put.poznan.pl, Politechnika Poznańska

² prof. dr hab. inż. Mieczysław Kuczma, mieczyslaw.kuczma@put.poznan.pl – Politechnika Poznańska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

jest sumą odkształceń sprężystych i „opóźnionych”, przy czym odkształcenia sprężyste są całkowicie odwracalne. Wielkość odkształceń opóźnionych jest trudna do przewidzenia, wpływa na nią bardzo dużo czynników. Odkształcenia opóźnione mogą być nawet **kilkukrotnie większe od odkształceń sprężystych**, dlatego istotnym jest poprawne ich szacowanie.

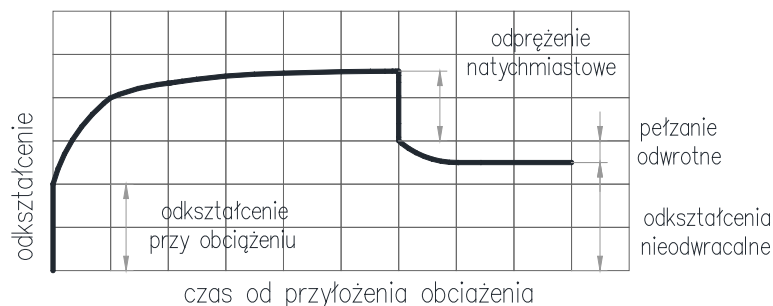
2.1 Pełzanie

Pełzanie jest zjawiskiem reologicznym, które polega na monotonicznym narastaniu odkształceń w czasie pod wpływem działania stałego obciążenia. Pełzanie betonu jest długoterminowym procesem, który stabilizuje się po kilku latach, a najprawdopodobniej nigdy nie ustaje [4]. Pełzanie jest procesem złożonym, a wpływ na jego wielkość mają m. in. [4]:

- wartość obciążenia (im większe, tym większe pełzanie);
- wiek betonu w chwili obciążenia (im beton „starszy” tym pełzanie jest mniejsze);
- wytrzymałość betonu (im większa, tym pełzanie jest mniejsze);
- wilgotność względna (im wyższa, tym pełzanie jest mniejsze – związane jest to z pełzaniem przy wysychaniu);
- rodzaj i ilość kruszywa w mieszance betonowej (im więcej kruszywa, im wyższy moduł sprężystości kruszywa, tym pełzanie jest mniejsze);
- szczelność betonu (im większa, tym pełzanie jest mniejsze).

Pełzanie jest ściśle związane ze skurczem, betony wykazujące zwiększony skurcz będą również wykazywać zwiększone pełzanie. Nie należy jednak wysuwać błędnego wniosku, jakoby zjawiska te miały wspólną przyczynę [4].

Na rys. 1 poniżej przedstawiono w [3,4] zależność w funkcji czasu odkształcenia wywołanego pełzaniem przy stałym obciążeniu, a następnie po odciążeniu. Wykres zaczyna się w momencie *to* przyłożenia obciążenia. Przy odciążeniu jest wyraźnie widoczne zmniejszenie odkształceń o wartość równą odkształceniom sprężystym.



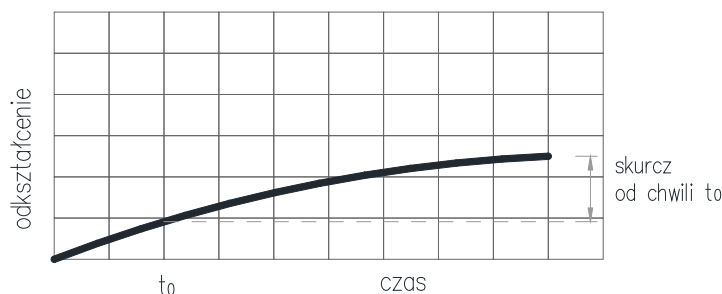
Rys. 1. Wykres pełzania przy stałym obciążeniu i pełzania odwrotnego po zdjęciu obciążenia [3, 4]

2.2 Skurcz

Skurcz jest zjawiskiem zmniejszenia objętości betonu wywołanym złożonymi procesami fizyko-chemicznymi. W zależności od przyczyny wywołującej te procesy wyróżniamy skurcz od wysychania (będący skutkiem wysychania twardniejącego zaczynu cementowego) oraz skurcz autogeniczny (powstały w wyniku zmian chemicznych oraz strukturalnych zachodzących w młodym betonie) [4]. Skurcz zależy od temperatury i wilgotności, natomiast nie jest związany z obciążeniem konstrukcji. Wielkość skurczu zależy m.in. od:

- ilości i rodzaju cementu (im niższy stosunek w/c tym skurcz jest mniejszy);
- zawartość kruszywa (im więcej kruszywa w stosunku do cementu, tym skurcz jest mniejszy);
- warunków termiczno-wilgotnościowych otoczenia.

Przeważającym co do wartości jest skurcz od wysychania, natomiast sumaryczny efekt w postaci odkształceń wywołanych skurczem jest nawet o rząd wartości mniejszy od odkształceń wywołanych pelzaniem. Rysunek 2 przedstawia narastanie odkształcenia wskutek skurczu w czasie [3,4].



Rys. 2. Wykres odkształceń wywołanych skurczem próbki nieobciążonej [3 ,4]

3. PN-B 03264:2002 [5]

Polska norma PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone” (w dalszej części tekstu nazywana w skrócie PN-2002) ma zastosowanie dla klas betonu od C12/16 (B15) do C50/60 (B60). Norma zakłada, że zależność pomiędzy odkształceniem a naprężeniem ma kształt paraboliczno-prostokątny (parabola madrycka) z ograniczeniem odkształceń betonu, przy czym na odkształcenia betonu składają się odkształcenia natychmiastowe, odkształcenia wywołane pelzaniem oraz wywołane skurczem:

$$\varepsilon_{cu}(t) = \varepsilon_{ci}(t) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (1)$$

gdzie: $\varepsilon_{cu}(t)$ - odkształcenia całkowite przekroju betonowego, $\varepsilon_{ci}(t)$ - odkształcenia natychmiastowe (sprężyste), $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ - odkształcenia wskutek pelzania, $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ - odkształcenia wywołane skurczem.

W praktyce uwzględnienie wpływu pelzania na etapie projektowania polega na wyznaczeniu współczynnika pelzania oraz wyznaczeniu efektywnego modułu sprężystości zarysowanego betonu :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(t, t_0)} \quad (2)$$

gdzie: $E_{c,eff}$ - efektywny moduł sprężystości betonu, E_{cm} - średnia wartość siecznego modułu sprężystości betonu, $\Phi(t, t_0)$ - współczynnik pelzania.

Uwzględnienie efektów skurczu w procesie projektowania polega na sprawdzeniu warunku minimalnego przekroju zbrojenia przypowierzchniowego ograniczającego rysy powstałe w wyniku skurczu. Dokładny opis zjawiska oraz metody wyznaczania naprężeń własnych skurczowych i niezbędnego zbrojenia przypowierzchniowego zamieszczono w pracy [1].

3.1. Pelzanie

Współczynnik pelzania $\Phi(t, t_0)$ wyznacza się wg załącznika A normy PN-2002:

$$\Phi(t, t_0) = \Phi(\infty, t_0) * \beta_c(t - t_0) \quad (3)$$

gdzie: $\Phi(\infty, t_0)$ - końcowy współczynnik pelzania, $\beta_c(t - t_0)$ - przyrost pelzania po przyłożeniu obciążenia, t_0 - wiek betonu w chwili obciążenia, t - wiek betonu w rozważanej chwili.

Końcowy współczynnik pełzania $\Phi(\infty, t_0)$ zależny od klasy betonu f_{cm} , wilgotności względnej RH , wieku betonu w chwili obciążenia t_0 oraz od geometrii przekroju, możemy wyznaczyć ze wzoru lub odczytać z tabeli podanej w [5].

Wartość funkcji określającej przyrost pełzania również możemy wyznaczyć ze wzoru lub odczytać z tabeli [5], a zależy ona od wilgotności względnej RH , wieku betonu w chwili obciążenia t_0 oraz od geometrii przekroju.

Po wyznaczeniu współczynnika pełzania $\Phi(\infty, t_0)$ możemy obliczyć odkształcenia od pełzania ze wzoru:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \Phi(t, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \quad (4)$$

gdzie: σ_c - naprężenia w betonie, E_{cm} - średni sieczny moduł sprężystości betonu.

Należy zaznaczyć, że PN-2002 przyjmuje, że efekty pełzania mają charakter liniowy dla naprężeń w betonie nie przekraczających wartości $\sigma_c \leq 0,45 f_{cm}(t_0)$. W przypadku, kiedy naprężenia w betonie przekraczają podaną wartość, należy wyznaczyć skorygowany współczynnik pełzania. PN-2002 pozwala na uwzględnienie rodzaju użytego cementu oraz temperatury otoczenia (poprzez t_0).

3.2 Skurcz

Odształcenia skurczowe wyznaczamy wg wzorów zawartych w załączniku B PN-2002 z podziałem na skurcz od wysychania i skurcz autogeniczny:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{csd}(t, t_s) + \varepsilon_{csa}(t) \quad (5)$$

gdzie: $\varepsilon_{csd}(t, t_s)$ - odkształcenie spowodowane wysychaniem betonu w wyniku migracji cząsteczek wody przez stwardniały beton, $\varepsilon_{csa}(t)$ - odkształcenie spowodowane skurczem autogenicznym.

$$\varepsilon_{csd}(t, t_s) = \varepsilon_{csd, \infty} * \beta_{ds}(t - t_s) \quad (6)$$

$$\varepsilon_{csa}(t) = \varepsilon_{csa, \infty} * \beta_{as}(t) \quad (7)$$

gdzie: $\varepsilon_{csd, \infty}$ - końcowe odkształcenie skurczowe od wysychania, $\beta_{ds}(t - t_s)$ - przyrost skurczu od wysychania, $\varepsilon_{csa, \infty}$ - końcowe odkształcenie skurczu autogenicznego, $\beta_{as}(t)$ - przyrost skurczu autogenicznego.

Powyższe wartości możemy wyznaczyć ze wzorów lub odczytać z tabeli [5], przy czym wartości współczynników zależą od rodzaju użytego cementu, sposobu pielęgnacji betonu w czasie twardnienia, geometrii przekroju oraz klasy wytrzymałości betonu.

4. PN-EN 1992:1 [6]

W porównaniu z PN-2002 normę PN-EN 1992 (w dalszej części tekstu oznaczona symbolem EC2) można stosować dla klas betonu od C12/15 do C90/105, co oznacza, że mamy dodatkowo 5 klas betonu wysokiej wytrzymałości (C55/67, C60/75, C70/85, C80/95 i C90/105). Różnice występują również w wartości granicznego odkształcenia przekroju betonowego – dla klas wytrzymałości do C50/60 norma dopuszcza odkształcenia $\varepsilon_{cu} \leq 0,0035$, natomiast dla klas BWW warunek ten jest zastrzeżony i w zależności od wybranej zależności naprężenia-odkształcenia graniczna wartość odkształceń mieści się w przedziale 0,0032-0,0026. Cały czas obowiązuje wzór (1) na sumę odkształceń przekroju.

W przeciwieństwie do PN-2002 norma EC-2 wskazuje sytuacje, kiedy należy uwzględniać wpływy pełzania i skurczu w obliczeniach konstrukcji (zawsze w przypadku SGU, w szczególnych przypadkach

SGN). Dodatkowo EC-2 dopuszcza przeprowadzenie obliczeń uproszczonych przy wyznaczaniu wpływów pełzania i skurczu. Obliczenia uproszczone polegają na odczytaniu współczynników z nomogramu przy założeniu, że wiek betonu w rozpatrywanej chwili wynosi 70 lat.

4.1 Pełzanie

Procedura wyznaczenia współczynnika pełzania metodą dokładną zawarta jest w załączniku B EC2. Wzory pozwalające obliczyć współczynnik pełzania są identyczne z wzorami wg PN-2002. EC-2 również umożliwia uwzględnienie wpływu temperatury oraz rodzaju użytego cementu.

Po wyznaczeniu współczynnika pełzania możemy wyznaczyć odkształcenia od pełzania $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (8)$$

gdzie: σ_c - naprężenia w betonie, $E_c = 1,05 E_{cm}$ - styczny moduł sprężystości betonu, $\varphi(\infty, t_0)$ - współczynnik pełzania.

Różnicą w stosunku do obliczeń wg PN-2002 jest odniesienie do stycznego modułu sprężystości. Umownie przyjmuje się, że odkształcenia od pełzania mają charakter liniowy, podobnie jak w PN2002 dla naprężeń o wartości nie przekraczającej $\sigma_c \leq 0,45 f_{cm}(t_0)$.

4.2 Skurcz

Odkształcenia wywołane skurczem wyznaczamy wg wzorów zawartych w załączniku A normy EC-2. Wartości poszczególnych współczynników, podobnie jak w PN-2002, zależą od sposobu pielęgnacji betonu, rodzaju cementu oraz klasy betonu. O ile zależności proponowane przez EC-2 do wyznaczenia odkształceń skurczowych od skurczu autogenicznego są identyczne z tymi w PN2002, o tyle wzory z których wyznaczymy odkształcenia skurczu od wysychania różnią się od tych w PN-2002 i w skrajnie niekorzystnych warunkach uzyskane wyniki skurczu od wysychania są znacznie większe. Poniżej wcześniej opisane zależności:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (9)$$

gdzie: $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ - całkowite odkształcenia skurczowe, ε_{cd} - odkształcenie skurczowe spowodowane wysychaniem, ε_{ca} - odkształcenie skurczu autogenicznego.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \varepsilon_{cd,0} * k_h * \beta_{ds}(t, t_s) \quad (10)$$

gdzie: t - wiek betonu w rozważanej chwili (w dniach), t_s - wiek betonu na początku skurczu (w dniach), $\varepsilon_{cd,0}$ - nominalne odkształcenie skurczowe od wysychania, k_h - współczynnik zależny od h_0 , $\beta_{ds}(t, t_s)$ - przyrost skurczu od wysychania w czasie.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty) * \beta_{as}(t) \quad (11)$$

gdzie: $\varepsilon_{ca}(\infty)$ - końcowe odkształcenie skurczu autogenicznego, $\beta_{as}(t)$ - przyrost skurczu autogenicznego w czasie.

5. PRE-NORMA KONSTRUKCJI BETONOWYCH [7]

Pre-norma Konstrukcji Betonowych fib Model Code 2010 wydana została w języku angielskim w 2013 roku, wydanie przetłumaczone na język polski ukazało się w 2014 roku. Pre-norma rewolucjonizuje sposób podejścia do zjawisk reologicznych w betonie.

Wzory znajdujące się w Pre-normie mają zastosowanie dla betonów klas od C12/15 do C120/140, w stosunku do PN-2002 mamy zatem dodatkowych 8 klas betonu BWB, a w stosunku do EC-2 3 klasy. Całkowite odkształcenia betonu w czasie t obliczamy ze wzoru:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (12)$$

gdzie: $\varepsilon_c(t)$ - odkształcenia całkowite przekroju betonowego, $\varepsilon_{ci}(t_0)$ - odkształcenia natychmiastowe (sprężyste), $\varepsilon_{cc}(t)$ - odkształcenia wywołane pełzaniem, $\varepsilon_{cs}(t)$ - odkształcenia wywołane skurczem, $\varepsilon_{cT}(t)$ - odkształcenia termiczne.

5.1 Pełzanie

Zasadniczą różnicą w stosunku do wcześniej omówionych norm jest podejście do wyznaczenia współczynnika pełzania $\varphi(t, t_0)$, który jak podaje Pre-norma jest sumą podstawowego współczynnika pełzania $\varphi_{bc}(t, t_0)$ i współczynnika pełzania $\varphi_{dc}(t, t_0)$ od wysychania:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (13)$$

Podstawowy współczynnik pełzania wyznaczamy ze wzoru:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) * \beta_{bc}(t, t_0) \quad (14)$$

gdzie: $\beta_{bc}(f_{cm})$ - współczynnik, $\beta_{bc}(t, t_0)$ - funkcja rozwoju pełzania w czasie. Zależy on od klasy betonu (nie bezpośrednio) oraz od czasu trwania obciążenia i wieku betonu.

Współczynnik pełzania od wysychania wyznaczamy ze wzoru:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) * \beta_{RH} * \beta_{dc}(t_0) * \beta_{dc}(t, t_0) \quad (15)$$

gdzie: $\beta_{dc}(f_{cm})$, β_{RH} , $\beta_{dc}(t_0)$ - współczynniki, $\beta_{dc}(t, t_0)$ - funkcja rozwoju pełzania od wysychania w czasie.

Współczynnik pełzania od wysychania zależy od klasy betonu (nie bezpośrednio), wilgotności otoczenia, geometrii przekroju, rodzaju użytego cementu oraz od czasu trwania obciążenia i wieku betonu. Pre-norma umownie zakłada, że pełzanie jest zjawiskiem liniowym dla naprężeń w betonie nie przekraczających wartości $\sigma_c \leq 0,40 f_{cm}(t_0)$. Pre-norma zwraca uwagę, że trudno rozstrzygnąć, czy pełzanie osiągnie swoją ostateczną wartość, podane wzory dają rozsądne wyniki dla obciążenia trwającego 50 lat. Odkształcenia wyznaczmy ze wzoru:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) * \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \quad (16)$$

gdzie: $\sigma_c(t_0)$ - naprężenia w betonie przyłożone w czasie t_0 , E_{ci} - moduł sprężystości betonu w wieku 28 dni, E_{cm} , $\varphi(t, t_0)$ - współczynnik pełzania.

5.2 Skurcz

Podobnie jak we wcześniej omawianych normach, również w Pre-normie całkowite odkształcenia skurczowe są sumą od skurczu autogenicznego i skurczu powstałego przy wysychaniu. Metodologia wyznaczania odkształceń wywołanych skurczem nieco różni się od wcześniej omawianych, Pre-norma proponuje wyznaczenie współczynników zastępczych oraz znanych już funkcji opisujących rozwój skurczu w czasie, wg wzorów:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs,0}(f_{cm}) * \beta_{bs}(t) \quad (17)$$

gdzie: $\varepsilon_{cbs,0}(f_{cm})$ - zastępczy współczynnik skurczu autogenicznego, $\beta_{bs}(t)$ - funkcja czasu.

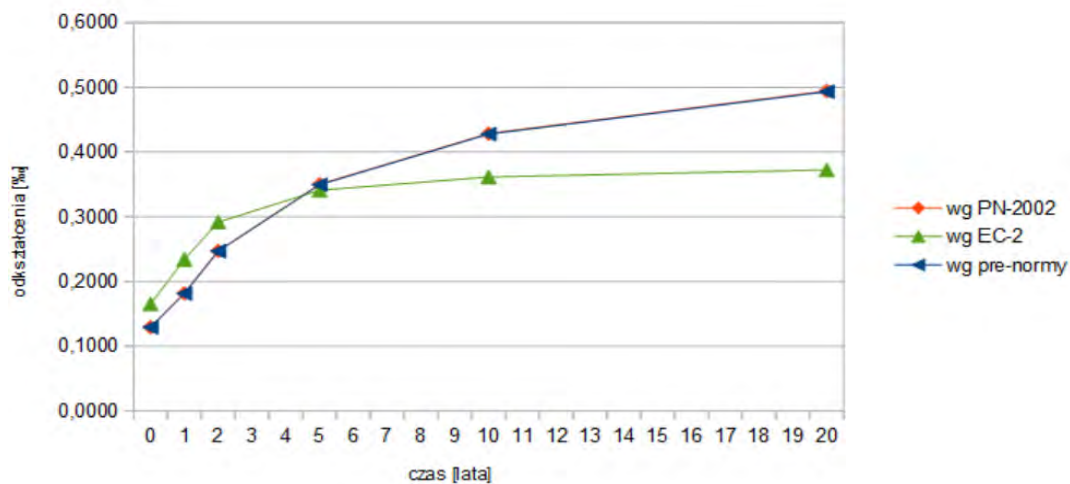
$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds,0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s) \quad (18)$$

gdzie: $\varepsilon_{cds,0}(f_{cm})$ - zastępczy współczynnik skurczu od wysychania, $\beta_{RH}(RH)$ - współczynnik, $\beta_{ds}(t-t_s)$ - funkcja opisująca rozwój skurczu od wysychania w czasie.

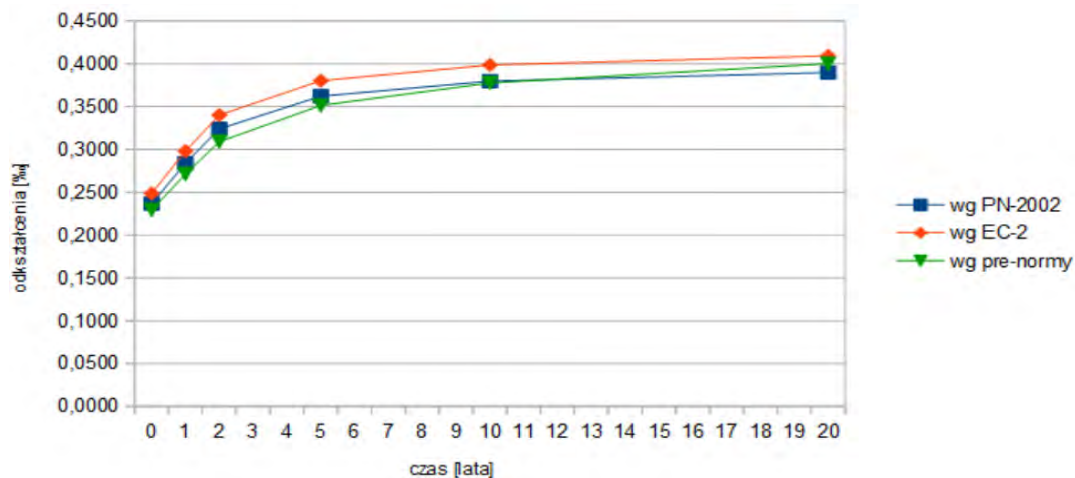
6. ANALIZA RÓŻNIC NA PODSTAWIE PRZYKŁADU

Dla belki o długości 6,0 m obciążonej ciężarem własnym i wykonanej z betonu klasy C25/30 o przekroju 400 x 800 mm, wyznaczyć odkształcenia reologiczne od pełzania i skurczu w przekroju środkowym. Obciążenie zostało przyłożone po 28 dniach (rozdeskowanie), okres pielęgnacji świeżego betonu – 7 dni, wilgotność $RH=50\%$. Wyniki obliczeń odkształceń opóźnionych przedstawiono na wykresach (rys. 3-5). Odkształcenie sprężyste przekroju dla powyższych założeń ma wartość:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = \frac{(5 \text{ MPa})}{(31000 \text{ MPa})} = 0,0001613 = 0,1613 \text{ ‰} \quad (19)$$



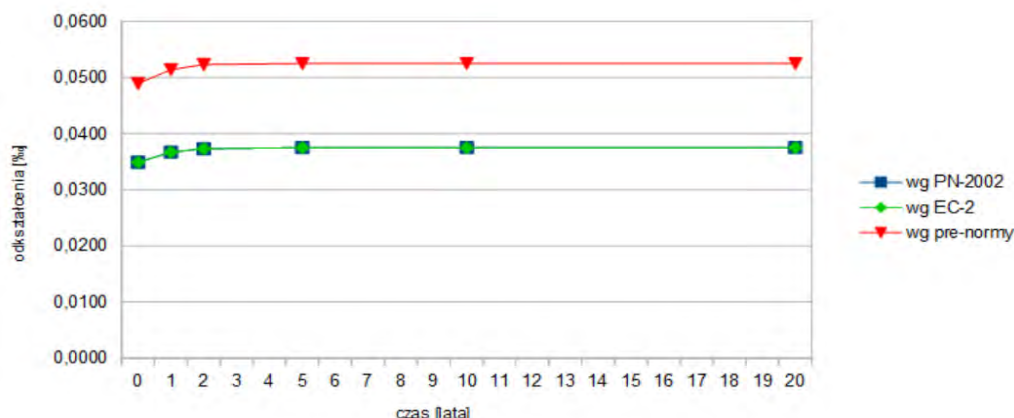
Rys. 3. Wykres pełzania – ilustracja zmienności odkształceń wg różnych norm



Rys. 4. Wykres skurczu od wysychania – ilustracja zmienności odkształceń wg różnych norm

Przebiegi wykresów na rys. 3 wskazują, że dla omawianego przypadku pełzanie wg PN-2002 i EC-2 stabilizuje się szybciej niż obliczone wg Pre-normy. Wykresy wg PN2002 i EC-2 są do siebie równoległe, bo wzory na współczynnik pełzania są identyczne. Należy zwrócić uwagę, że odkształcenia opóźnione od pełzania dla zadanego przykładu po 20 latach mają wartość $\sim 0,4000\%$ a odkształcenia sprężyste $0,1613\%$ (ponad dwukrotnie mniej) – co dowodzi, jak ważnym jest poprawne oszacowanie zjawiska pełzania i wyznaczenie jego skutków dla elementów konstrukcji.

Wykresy na rys. 4 dowodzą, że w omawianym przypadku skurcz od wysychania wyznaczony wg EC-2 ma początkowo gwałtowniejszy przebieg, lecz stabilizuje się znacznie szybciej niż skurcz od wysychania wyznaczony wg PN-2002 i Pre-normy.



Rys. 5. Wykres skurczu autogenicznego – ilustracja zmienności odkształceń wg różnych norm

Na podstawie wykresów na rys. 5 można wywnioskować, że dla omawianego przypadku zjawisko skurczu autogenicznego stabilizuje się stosunkowo szybko – po ok. 2-3 latach. Wartości wyznaczone wg Pre-normy są o około 30% większe od wartości skurczu autogenicznego wyznaczonych na podstawie PN-2002 i EC-2. Wartości odkształceń od skurczu autogenicznego są o rząd wielkości mniejsze od odkształceń spowodowanych skurczem od wysychania.

Niniejsza praca stanowi wstęp do dalszych analiz belek i ram betonowych poddanych działaniu obciążeń o dowolnym rozkładzie na konstrukcji i zmienności w czasie, ze szczególnym uwzględnieniem zjawisk reologicznych. Do rozwiązywania zadań początkowo-brzegowych dla układów statycznie niewyznaczalnych planowane jest zastosowanie metod komputerowych bazujących na metodzie elementów skończonych.

Literatura

- [1] Flaga K.: *Napężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*. Politechnika Krakowska, Kraków 2011.
- [2] Hołowaty J.: *Porównanie pełzania i skurczu betonu konstrukcyjnego w mostach – potrzeba wprowadzenia Eurokodów*. Mosty, 2014, 1, s. 43-47.
- [3] Mitzel A.: *Reologia betonu*. Arkady, Warszawa 1972.
- [4] Neville A.M.: *Właściwości betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2012.
- [5] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. PKN, Warszawa 2002.
- [6] PN-EN 1992 Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1. PKN, Warszawa 2010.
- [7] Pre-norma Konstrukcji Betonowych fib Model Code 2010 tom 1. Polska Grupa Narodowa fib, Kraków 2014.

SHRINKAGE AND CREEP OF CONCRETE ACCORDING TO STANDARDS – A COMPARATIVE ANALYSIS



Piotr TURKOWSKI¹, Bogdan WRÓBLEWSKI²

ZWIĘKSZENIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH I STAŁOWYCH ZA POMOCĄ PŁYT ZE SKALNEJ WEŁNY MINERALNEJ

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono metody oceny odporności ogniowej konstrukcji żelbetowych i stalowych izolowanych wełną mineralną skalną w oparciu o PN-EN 1992-1-2 i PN-EN 1993-1-2. Przedstawiono metody oparte zarówno o wyniki badań skuteczności ogniochronnej, jak i metody obliczeniowe. Wskazano istotne aspekty aplikacyjne płyt z wełny mineralnej skalnej oraz ograniczenia w ich stosowaniu.

Na przykładzie ekspertyz Zakładu Badań Ogniowych Instytutu Techniki Budowlanej opisano rozwiązania stropów z płyt kanałowych, trybun stadionu piłkarskiego i stalowej konstrukcji budynku biurowego.

SŁOWA KLUCZOWE: odporność ogniowa, konstrukcje stalowe, konstrukcje żelbetowe, wełna mineralna, zabezpieczenia ogniochronne

1. WPROWADZENIE

Płyty z wełny mineralnej stosowane są w budownictwie przede wszystkim z uwagi na wymagania w zakresie izolacyjności termicznej oraz akustycznej stropów i ścian. Stosowane grubości izolacji wynoszą kilkanaście centymetrów, co jednocześnie sprawia, że wełna mineralna zaczyna również stanowić bardzo dobrą izolację ogniochronną i pozwala na spełnienie przez zabezpieczone nią elementy i przegrody wymagań w klasie odporności ogniowej nawet REI 240.

Na rynku dostępne są zarówno wełny, których skuteczność ogniochronna została zbadana wg norm PN-EN 13381-3 [1] oraz PN-EN 13381-4 [2], jak i takie, których pierwotnym przeznaczeniem nie była funkcja ogniochronna i takich badań nie przechodziły. Warto zauważyć, że te pierwsze, z reguły bada się przy grubościach izolacji od 2 cm do 10 cm. Jest to bardzo ważne, gdyż klasyfikacje ogniowe i aprobaty techniczne, są ważne tylko w tym zakresie grubości. Większa grubość powinna zapewniać wyższą izolacyjność, jednak towarzyszą jej również negatywne zjawiska, związane z większym ciężarem własnym, a co za tym idzie – możliwością przedwczesnego odpadnięcia izolacji.

¹ dr inż. p.turkowski@itb.pl - Instytut Techniki Budowlanej

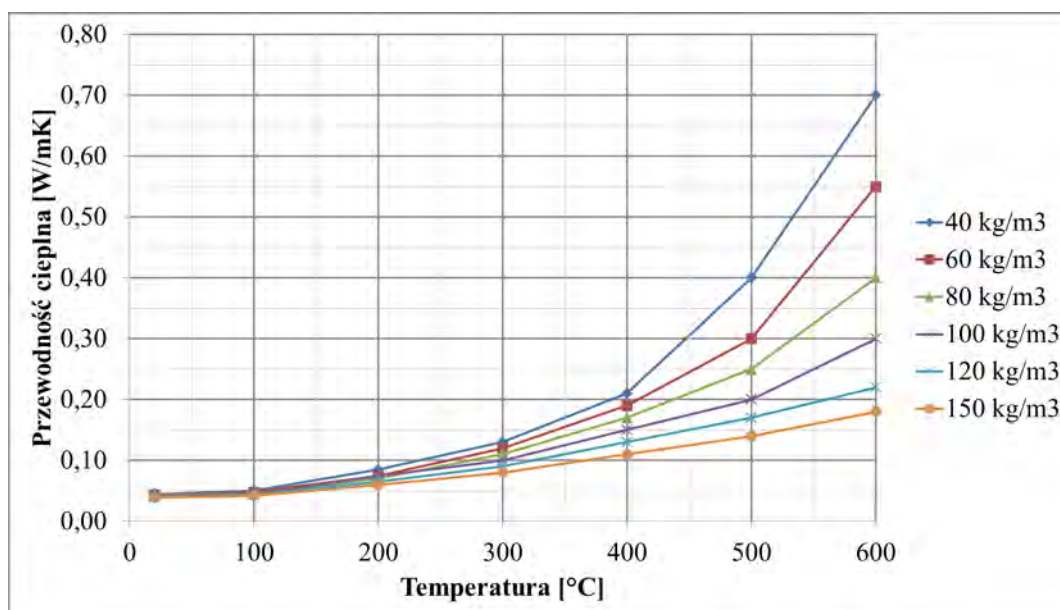
² dr inż. b.wroblewski@itb.pl - Instytut Techniki Budowlanej

2. WŁAŚCIWOŚCI WEŁNY MINERALNEJ SKALNEJ

Z punktu widzenia odporności ogniowej, najważniejsze parametry opisujące płyty z wełny mineralnej skalnej to:

- gęstość ρ [kg/m^3] – im wyższa, tym lepsze właściwości ogniochronne wełny; najlepsze wełny mają gęstość 150 kg/m^3 i więcej, z kolei wełny o gęstości poniżej 60 kg/m^3 mogą być nieskuteczne w klasach odporności ogniowej powyżej R 60,
- przewodność cieplna λ_p [W/mK] – im niższa wartość tym lepiej, przy czym ważna jest nie tylko wartość określona w temperaturze 20°C , ale w całym zakresie temperatur pożarowych – od 20°C do 1200°C ; przykładowe dane pokazano na rys. 1; warto zauważyć, że im niższa gęstość wełny, tym szybszy wzrost przewodności cieplnej wraz ze wzrostem temperatury,
- przyczepność do podłoża – cecha możliwa do oceny jedynie jakościowo, w badaniach laboratoryjnych wg kryteriów podanych w PN-EN 13381-3 [1], w odniesieniu do podłoża betonowego i PN-EN 13381-4 [2] – w odniesieniu do podłoża stalowego; w odniesieniu do konstrukcji zespolonych, stropów betonowych na blasze trapezowej, słupów stalowych wypełnionych betonem, czy konstrukcji drewnianych niezbędna jest odrębna ocena, wg kolejnych części norm z serii PN-EN 13381,
- ekwiwalentna grubość betonu ε – wartość ustalana w badaniach skuteczności ogniochronnej wg PN-EN 13381-3 [1], która opisuje zależność między grubością wełny i grubością betonu, którą ta wełna zastępuje; wartość zależy od rodzaju elementu (belka, słup, ściana, strop) oraz długości ekspozycji pożarowej; przykładowe wartości podano w tabeli 1,
- ciepło właściwe c_v , z uwagi na niską zawartość wilgoci, przyjmuje się stałą niezależnie od temperatury i równą od 800 J/kgK do 1200 J/kgK [3, 4].

Z uwagi na niski iloczyn gęstości płyt z wełny mineralnej i jej ciepła właściwego, w podejściach inżynierskich przy obliczaniu temperatury zabezpieczonych elementów stalowych pomija się wpływ tych dwóch parametrów. Szczegóły opisano w punkcie 3.



Rys. 1. Przewodność cieplna wełny mineralnej w zależności od temperatury i gęstości [źródło: opracowanie własne na podstawie danych producentów i badań archiwalnych Laboratorium Badań Ogniowych ITB]

Czas oddziaływania pożaru [min]	Ekwiwalentna grubość betonu ε [mm] dla izolacji z wełny mineralnej skalnej o gęstości 150 kg/m ³ , w zależności od jej grubości					
	mocowanej do ścian i stropów			mocowanej do belek i słupów		
	20 mm	50 mm	100 mm	20 mm	50 mm	100 mm
30	40	80	140	30	70	120
60	60	85	140	50	75	120
120	65	90	150	50	80	125
240	–	100	160	–	80	135

Tabela. 1. Ekwiwalentna grubość betonu wełny mineralnej skalnej [źródło: opracowanie własne na podstawie archiwalnych badań przeprowadzonych w Laboratorium Badań Ogniwych ITB]

3. ODPORNOŚĆ OGNIOWA KONSTRUKCJI STALOWYCH

Informacje o wymaganych grubościach izolacji, w celu zabezpieczenia elementów konstrukcji stalowych w danej klasie odporności ogniowej, zawarte są w aprobacie technicznej producenta danego systemu. W przypadkach nie objętych aprobatą lub w obliczeniach nośności ogniowej przy oddziaływaniu pożarów naturalnych wg PN-EN 1991-1-2 [5], stosować można reguły podane w PN-EN 1993-1-2 [6]. Eurokod ten podaje wzór (1) do obliczania temperatury elementu stalowego z izolacją ogniochronną, o równomiernym rozkładzie temperatury w przekroju. Podobny wzór znaleźć można w normie PN-EN 1994-1-2 [7] do projektowania zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (1)$$

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V \quad (2)$$

gdzie: A_p/V – wskaźnik ekspozycji przekroju elementów stalowych chronionych przez materiał izolacji ogniochronnej [1/m],

c_a – zależne od temperatury ciepło właściwe stali [J/kgK],

c_p – niezależne od temperatury ciepło właściwe materiału izolacji ogniochronnej [J/kgK],

d_p – grubość warstwy materiału izolacji [m],

Δt – przedział czasu [s], $\Delta t \leq 30$ s,

$\theta_{a,t}$ – temperatura stali w czasie trwania pożaru t [°C],

$\theta_{g,t}$ – temperatura otaczających gazów w czasie trwania pożaru t [°C],

$\Delta\theta_{g,t}$ – przyrost temperatury otaczających gazów w przedziale czasu Δt [K],

λ_p – przewodność cieplna zabezpieczenia ogniochronnego [W/mK],

ρ_a – gęstość masy stali (7850 kg/m³),

ρ_p – gęstość masy materiału izolacji ogniochronnej [kg/m³].

Przyjęcie $\phi = 0$ prowadzi do znacznego uproszczenia równania (1) i jest możliwe z uwagi na jego niską wartość wynikającą, ze stosunkowo niskich gęstości wełen i niskiego ciepła właściwego.

Dzięki tej metodzie możliwe jest obliczenie temperatury elementu stalowego zabezpieczonego ogniochronnie wełną mineralną lub innym materiałem, w zadanym czasie trwania pożaru. Dysponując temperaturą krytyczną elementu stalowego, wymaganą grubość izolacji wyznacza się iteracyjnie, do momentu kiedy obliczona temperatura stali elementu zabezpieczonego $\theta_{a,t}$ będzie niższa lub równa aniżeli temperatura krytyczna $\theta_{a,cr}$.

W tabeli 2 przedstawiono wartości temperatury krytycznej, które można przyjmować bez przeprowadzania dokładnych obliczeń.

Typ elementu	Temperatura krytyczna $\theta_{a,cr}$
Elementy rozciągane	540°C
Belki nagrzewane 4-stronnie, statycznie wyznaczalne, gdy zwichrzenie nie jest potencjalną formą zniszczenia,	540°C
Belki nagrzewane 3-stronnie, statycznie wyznaczalne, gdy zwichrzenie nie jest potencjalną formą zniszczenia	570°C
Belki nagrzewane 4-stronnie statycznie niewyznaczalne, gdy zwichrzenie nie jest potencjalną formą zniszczenia	570°C
Belki nagrzewane 3-stronnie, statycznie niewyznaczalne, gdy zwichrzenie nie jest potencjalną formą zniszczenia	595°C
Słupy, belki narażone na zwichrzenie i słupy mimośrodowo ściskane	500°C
Wszystkie elementy o przekroju klasy 4	350°C

Tabela. 2. Temperatura krytyczna elementów stalowych [8]

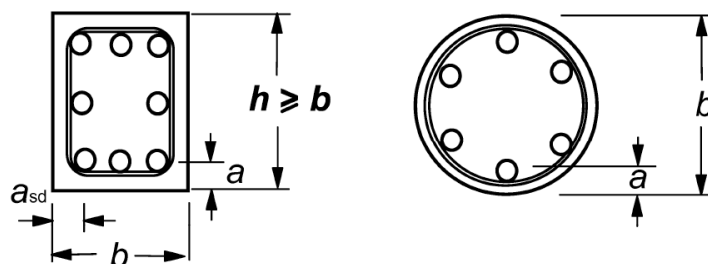
Opisana wyżej metoda posłużyła do oceny odporności ogniowej konstrukcji stalowej w ponad czterdziestoletnim budynku biurowym. W pierwszym etapie wykonano prace identyfikacyjne naniesionej izolacji ogniochronnej, następnie badania materiałowe w celu określenia przydatności izolacji do dalszej eksploatacji, a na końcu analizę obliczeniową temperatury stali zabezpieczonych elementów. W pracy [9] przedstawiono szczegółowy opis całego procesu oceny, przy czym ocenę odporności ogniowej wykonano w oparciu o PN-EN 1993-1-2 [6] i wyżej przedstawione informacje.

Więcej przykładów obliczeniowych oraz informacji w zakresie odporności ogniowej konstrukcji stalowych ustalanej na podstawie Eurokodu 3 znaleźć można w pracy [8].

4. ODPORNOŚĆ OGNIOWA KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

Konstrukcje betonowe, z uwagi na warunki pożarowe, projektuje się lub ocenia głównie wg PN-EN 1992-1-2 [10]. W normie tej podano kilka metod oceny, spośród których najpopularniejszą i najłatwiejszą jest metoda danych tabelarycznych, w której bazując na geometrii elementu i stopniu wyężenia, możliwe jest ustalenie jego klasy odporności ogniowej. Komentarze z przykładami do tej i pozostałych metod podano w pracy [11].

Ważną cechą geometryczną jest odległość osiowa zbrojenia a od powierzchni nagrzewanej, która najczęściej wynosi tyle co suma otuliny zbrojenia i połowa jego średnicy (Rys. 2). Otulina wymagana przy projektowaniu na warunki normalne zależy od klasy ekspozycji i klasy konstrukcji, ustalonych wg PN-EN 1991-1-1 [12] i wynosi zwykle ok. 25 mm. Zgodnie z PN-EN 1992-1-2 [10], ściany, stropy, belki czy słupy żelbetowe o takiej konstrukcji mogą uzyskać klasyfikację do R 120 włącznie.



Rys. 2. Zasady ustalania odległości osiowej zbrojenia przy zbrojeniu w jednej warstwie [źródło: PN-EN 1992-1-2 [10]]

W celu podwyższenia klasyfikacji do R 240 wymagane jest znaczące zwiększenie odległości osiowej zbrojenia (nawet do 75 mm) lub zastosowanie izolacji ogniochronnych. Wymaganą grubość izolacji ogniochronnej ustala się w oparciu o wartość ekwiwalentnej grubości betonu materiału ogniochronnego (patrz p. 2). Przy brakujących 50 mm otuliny w belce żelbetowej, stosując izolację z wełny mineralnej skalnej o gęstości 150 kg/m^3 w klasie odporności ogniowej R 120, zgodnie z tablicą 1 należy zastosować izolację o grubości 20 mm. Możliwe jest również zastosowanie tej izolacji o grubości 100 mm, jednak nie większej, z uwagi na brak informacji o przyczepności tego systemu. Istotna będzie również liczba warstw w jakiej dana grubość jest aplikowana – musi być ona zgodna z informacjami podanymi w aprobacie technicznej zabezpieczenia ogniochronnego.

Zdarza się jednak, że inne kryteria decydują o grubości izolacji, np. izolacyjność termiczna, znacząco przekraczając grubości dopuszczone w aprobacie. W takich przypadkach należy zadbać o to, by podzielić izolację na dwie części. Pierwszą – ogniochronną, która będzie zastosowana o dopuszczalnej grubości i zamocowana w sposób uniemożliwiający jej odpadnięcie przez wymagany czas trwania pożaru oraz drugą część – nie wymaganą z uwagi na odporność ogniową konstrukcji i której mocowanie albo nie obciąża części pierwszej izolacji, albo jest zaprojektowane w taki sposób, by w sytuacji pożarowej odpadło.

Rozwiązanie takie zaproponowano w kilku opiniach Zakładu Badań Ogniowych ITB, w odniesieniu do stropów w garażach podziemnych, gdzie ze względu na akustykę i fizykę budowli obiektu mocowano płyty z wełny mineralnej skalnej o grubości 20 cm, jednocześnie zapewniając spełnienie przez te stropy wymagań w klasie odporności ogniowej REI 240 (Rys. 3).



Rys. 3. Izolacja z wełny mineralnej w garażu podziemnym [źródło: materiały firmy PAROC, www.paroc.pl]

5. PODSUMOWANIE

Wełna mineralna, choć najczęściej stosowana z uwagi na izolacyjność termiczną pomieszczeń i budynków, stanowi również znakomitą ochronę przeciwpożarową. Podane w pracy metody ustalania wpływu płyt z wełny mineralnej skalnej na odporność ogniową konstrukcji stalowych i żelbetowych pozwalają bardzo szybko ocenić odporność ogniową elementów, przy czym należy pamiętać, iż nie uwzględniają one efektów związanych z odspojeniem izolacji. Przyczepność izolacji należy sprawdzać w badaniach odporności ogniowej i uwzględniać ręcznie poprzez odpowiednie ograniczenie czasu ekspozycji pożarowej przy danej grubości zabezpieczenia.

Literatura

- [1] PN-EN 13381-3:2015-06. Metody badań w celu ustalania wpływu zabezpieczeń na odporność ogniową elementów konstrukcyjnych. Część 3. Bierne zabezpieczenia elementów betonowych.
- [2] PN-EN 13381-4:2013-09. Metody badań w celu ustalania wpływu zabezpieczeń na odporność ogniową elementów konstrukcyjnych. Część 4. Bierne zabezpieczenia elementów stalowych.
- [3] PN-EN ISO 10456:2009. Materiały i wyroby budowlane. Właściwości cieplno-wilgotnościowe. Tabela-ryczne wartości obliczeniowe i procedury określania deklarowanych i obliczeniowych wartości cieplnych.
- [4] ECCS Technical Note 89. Fire Resistance of Steel Structures [online]. Wyd. 1. ECCS. Bruksela, Belgia, 1995 [dostęp: 22 lutego 2016 r.]. Dostępny w Internecie: <https://www.steelconstruct.com/>.
- [5] PN-EN 1991-1-2:2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [6] PN-EN 1993-1-2:2007. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-2: Reguły ogólne. Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- [7] PN-EN 1994-1-2:2008. Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [8] Turkowski. P, Sulik. P.: *Projektowanie konstrukcji stalowych z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 3*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2015.
- [9] Warsicka D., Turkowski P., Sulik P.: *Ocena trwałości i skuteczności ogniochronnej nieznanych pasywnych izolacji ogniochronnych konstrukcji stalowych po upływie czasu*, Izolacje, 2015, R.20, nr 11, s. 42-47.
- [10] PN-EN 1992-1-2:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [11] Woźniak G., Turkowski P.: *Projektowanie konstrukcji z betonu z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 2*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2013.
- [12] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

INCREASING THE FIRE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE AND STEEL STRUCTURES WITH STONE WOOL BOARDS



Zdzisława OWSIAK¹, Mirosław BISKUP², Anna SKAWIŃSKA³

MATERIAŁOWE ASPEKTY POJAWIANIA SIĘ RYS I PĘKNIĘĆ BETONOWYCH PŁYT PARKINGU

STRESZCZENIE

Decydujący wpływ na trwałość nawierzchni betonowych narażonych na oddziaływanie warunków zewnętrznych w czasie ich użytkowania ma każdy rodzaj uszkodzeń zwiększających penetrację wody i czynników agresywnych w głąb płyty. Na płytach betonowych placu manewrowego w krótkim czasie po ich wykonaniu pojawiły się spękania przechodzące przez całą grubość płyty wynoszącą 21 cm. Spękania te przebiegały w niewielkiej odległości od siebie, przez zaczyn cementowy oraz w strefie kontaktowej zaczynu z ziarnami kruszywa. Przeprowadzono analizę przyczyn powodujących uszkodzenie betonu obejmującą skład mieszanki betonowej w odniesieniu do warunków eksploatacji oraz właściwości wytrzymałościowe próbek betonu, pobranych podczas formowania płyt. Wykonano również badania mikrostruktury oraz składu mineralnego stwardniałego betonu poszukując składników odpowiedzialnych za powstałe spękania. Wyniki badań wykazały, że główną przyczyną wystąpienia rys i spękań był skurcz betonu, stąd w referacie zostaną omówione także rodzaje skurczu betonu i czynniki decydujące o jego przebiegu.

SŁOWA KLUCZOWE: spękania betonowych płyt, skurcz betonu,

1. WPROWADZENIE

Płyta betonowa jest powszechnie stosowana w budownictwie, stanowiąc jednocześnie końcową powierzchnię użytkową – zatartą mechanicznie i utwardzoną powierzchniowo posadzki w magazynach, halach produkcyjnych, parkingach i placach manewrowych. Każde uszkodzenie płyty ma wpływ na jej trwałość w czasie użytkowania, szczególnie w przypadku nawierzchni narażonych na oddziaływanie warunków zewnętrznych [1].

W prezentowanej pracy zamieszczono wyniki badań fizyko-mechanicznych oraz mikrostruktury betonu pobranego z płyt betonowych parkingu, na których w krótkim czasie po ich wykonaniu pojawiły się spękania przechodzące przez całą grubość płyty wynoszącą 21 cm. Spękania te przebiegały w niewielkiej odległości od siebie, przez zaczyn cementowy oraz w strefie kontaktowej zaczynu z ziarnami kruszywa.

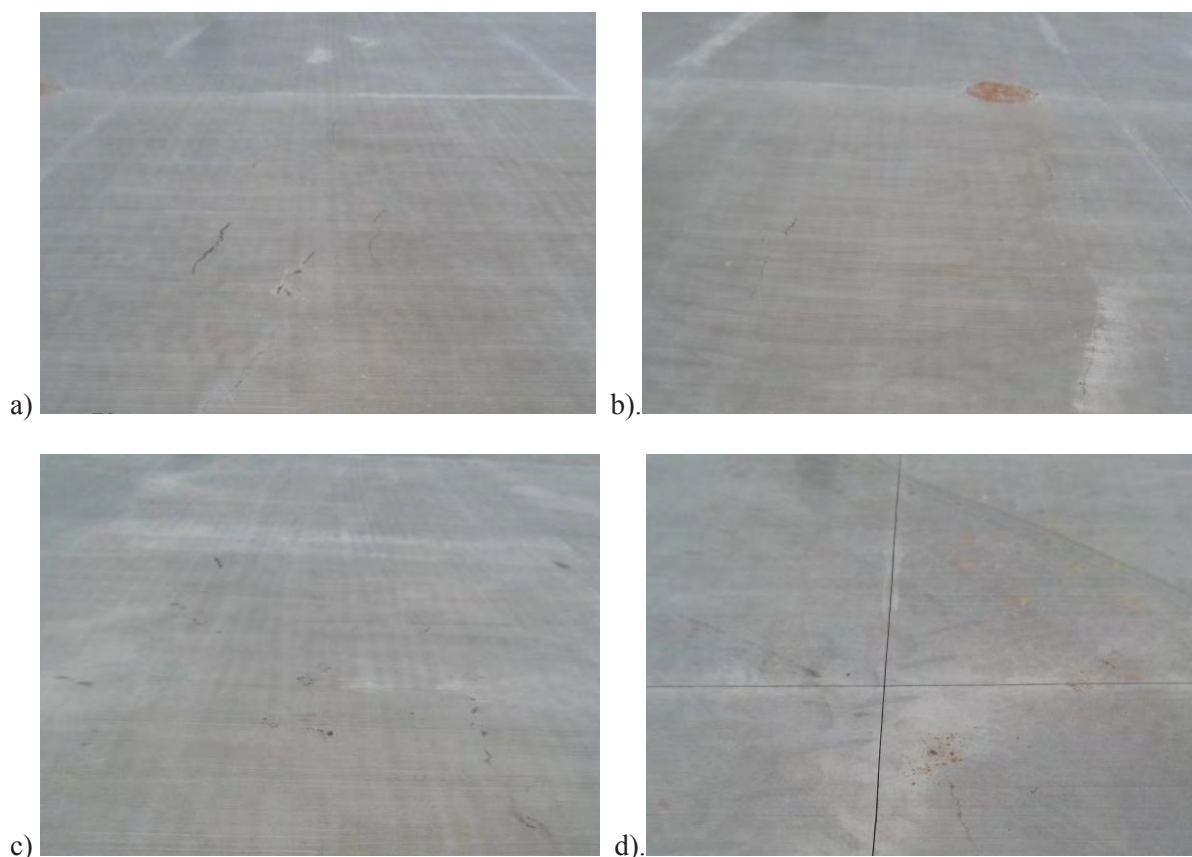
¹ dr hab. inż. prof. nadzw. PŚk. Zdzisława Owsiak – Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska

² mgr inż. Mirosław Biskup – Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Oddz. Kielce

³ mgr inż. Anna Skawińska – Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska

2. WYGLĄD PŁYT BETONOWYCH ZABUDOWANYCH NA PLACU MANEWRowym

Na rysunku 1 zamieszczono fotografie kilku, przykładowych płyt betonowych, które uległy spękanom.



Rys.1. Widok uszkodzonych płyt betonowych zabudowanych na placu manewrowym

Pękanie płyt wystąpiło w krótkim czasie po ich zaformowaniu. Rysy występują w narożach (rys. 1d.), lub ich przebieg jest przypadkowy (rys. 1a – 1c).

3. SKŁAD BETONU

Skład betonu został zaprojektowany z uwzględnieniem wymagań dla poziomych powierzchni betonowych narażonych na oddziaływanie opadów atmosferycznych i zamarzanie. Zastosowano zalecane wartości graniczne dotyczące składu oraz właściwości betonu dla klasy ekspozycji: XC4, XD2, XF2, przyjmując stopień przepuszczalności wody W8 i mrozoodporności F 150.

Zaprojektowano skład betonu dla klasy wytrzymałości C30/37, stosując cement CEM III/A 42,5N w ilości 300 kg/m³, kruszywo węglanowe frakcji 2/8 i 8/16 odpowiednio 30% i 36%, oraz piasek kwarcowy 0/2 34% mas. Konsystencję świeżej mieszanki przyjęto jako S3 przy w/c równym 0,45 i zastosowaniu domieszki plastyfikującej i napowietrzającej. Uzyskano napowietrzenie mieszanki betonowej około 5%, a opad stożka wynosił 140 - 150 mm.

Analiza składu mieszanki betonowej według udostępnionej receptury wskazuje na prawidłowo dobrany skład betonu, uwzględniający wymagania dla poziomych powierzchni betonowych narażonych na opady i zamarzanie. Także wyniki badań mieszanki i betonu spełniały kryteria dla badań wstępnych wg [2].

Średnie wyniki badań wytrzymałości na ściskanie [3] prób betonu pobranych podczas formowania płyty [4] na placu manewrowym w różnych dniach (w ciągu miesiąca) wynosiły po 7 dniach od 24,1 do 35,6 MPa, po 14 dniach od 35,6 do 39,4 MPa, a po 28 dniach od 37,4 do 42,5 MPa.

4. WYNIKI BADAŃ MIKROSTRUKTURY PRÓBEK BETONOWYCH POBRANYCH Z PŁYT

Z betonowych płyt na placu manewrowym odwiercono próbki do badań o średnicy 100 mm. Na rysunku 2 zamieszczono fotografie odwierconych walców.



Rys. 2. Fotografia odwierconej próbki ze spękaną płytą betonową

Na próbkach pobranych z odwiertów wykonano badania mikrostruktury betonu metodą mikroskopii skaningowej oraz składu fazowego metodą rentgenowskiej analizy dyfrakcyjnej. Przykładowe fotografie mikrostruktury zamieszczono na rysunku 3, a skład fazowy na rysunku 4.

W betonie występuje węglan wapnia będący składnikiem kruszywa oraz kwarc, jako składnik piasku. Składnikami zaczynu cementowego są portlandyt i ettringit. Natomiast faza C-S-H oraz inne fazy tworzące roztwory stałe, ze względu na mniejszy stopień krystaliczności nie są odnotowane na rentgenogramie.

5. RODZAJE SKURCZU BETONU

Beton jest materiałem trwałym, o dużej wytrzymałości, ale jak każdy materiał ma wady. Jedną z nich jest stosunkowo niewielka wytrzymałość na rozciąganie, ponad dziesięciokrotnie mniejsza niż wytrzymałość na ściskanie, co w płytach betonowych powoduje uszkodzenie konstrukcji w postaci pęknięć i rys. Bezpośrednią przyczyną jest przekroczenie maksymalnych naprężeń w betonie objawiające się przerwaniem ciągłości materiału [5].

Płyta betonowa jak każda duża powierzchnia budowlana z powodu różnorodnych naprężeń nie pozostanie trwale bez rys i spękań. Występowanie rys może mieć różne przyczyny. Pękanie płyt betonowych jest spowodowane zwykle kombinacją takich czynników jak: skurcz wiązania i twardnienia cementu, wysychanie, zmiany termiczne itp. Wpływ na zarysowania posadzki może mieć także niewłaściwe podłoże gruntowe lub niewłaściwa jakość betonu [1].

W celu ustalenia przyczyny wystąpienia rys w płytach betonowych placu manewrowego przeprowadzono analizę różnych rodzajów skurczu betonu, omawiając również wpływ wiązania i twardnienia cementu na to zjawisko.

Na zmiany objętości betonu mają wpływ zmiany objętości zaczynu. Skurcz zaczynu powodując skurcz betonu prowadzi do powstawania mikro spękań i większych rys w tym kompozycie.

W przypadku prawidłowych właściwości składników i poprawnego składu betonu najważniejsze znaczenie ma skurcz zaczynu, pojawiający się zaraz po ułożeniu betonu. Są dwie grupy przyczyn powodujących skurcz zaczynu. Do pierwszej grupy zaliczamy reakcje przebiegające w zaczynie (skurcz chemiczny i samorzutny) i jego właściwości (osiadanie – wydzielanie mleczka) oraz powstawanie gradientu temperatury (ciepło twardnienia cementu). Natomiast do drugiej grupy należą zmiany objętości wywołane wpływami zewnętrznych czynników fizycznych (temperatura i wilgotność powietrza, nasłonecznienie, siła wiatru). Najważniejszym procesem wywołanym czynnikami zewnętrznymi jest zmniejszenie wilgotności betonu, a więc jego suszenie. Te czynniki zewnętrzne mają także wpływ na skutki wywołane czynnikami grupy pierwszej i mogą je wyeliminować lub znacznie zmniejszyć.

Reakcja cementu z wodą powoduje ogólne zmniejszenie objętości zaczynu, nazywane skurczem chemicznym lub kontrakcją, a wiążą się one z mniejszą objętością wody w fazach uwodnionych od jej objętości w fazie ciekłej. Kontrakcja zależy od składu mineralnego cementu. Skurcz chemiczny, który zbiega się z wiązaniem zaczynu jest znacznie mniejszy od skurczu plastycznego, spowodowanego wysychaniem i dlatego ma małe znaczenie praktyczne [6].

Następny skurcz zachodzi już w okresie twardnienia i znany jest jako skurcz samorzutny (twardnienia). Jest on związany z powstawaniem w zaczynie porów, wypełnionych powietrzem, co prowadzi do zmniejszenia ciśnienia cząstkowego pary wodnej w równowadze z zaczynem, a więc do autosuszenia. Z fizycznego punktu widzenia jego mechanizm jest taki sam jak skurczu suszenia i skutek jest także podobny. Skurcz twardnienia związany ze zmniejszeniem pozornej objętości próbki jest znacznie mniejszy niż skurcz chemiczny, będący jego przyczyną. Skurcz twardnienia może prowadzić do powstawania mikrospeknięć w betonie. Zachodzi on bowiem po związaniu zaczynu, mającego pewną wytrzymałość, prowadząc do znacznych naprężeń w materiale. Są one tym większe im szybciej wzrasta skurcz zwłaszcza, że nakłada się na skurcz termiczny, związany ze spadkiem temperatury zaczynu. Skurcz samorzutny będzie większy w zaczynie o mniejszym w/c, gdyż w układzie zawierającym więcej cementu, więcej wody odbiorą nanopory utworzone w wyniku skurczu chemicznego. Ponadto będzie mniej wody kapilarnej w mieszance wyjściowej, a także kapilary będą miały mniejszą średnicę i powstające w nich naprężenia rozciągające będą większe. Skurcz samorzutny zależy od składu cementu i będzie mniejszy w przypadku cementów z dodatkami mineralnymi, przy czym wpływ ten wzrasta ze zwiększeniem udziału tych dodatków. Wynika to ze znacznie wolniejszej hydratacji oraz reakcji pucolanowej tych dodatków, które znacznie dłużej pozostają w formie bezwodnej [5].

Skurcz suszenia rozpoczyna się bezpośrednio po ułożeniu betonu i polega na parowaniu wody z powierzchniowych warstw, nie zależy od właściwości cementu. Skurcz związany z wczesnym ubytkiem wody, przed rozpoczęciem wiązania i w trakcie tego procesu, kiedy beton jest plastyczny, nazywany jest skurczem plastycznym. Kończy się on z końcem wiązania, gdy odkształcalność maleje. Ma on duże znaczenie w przypadku powierzchni płaskich, takich jak płyty parkingów, placów manewrowych, o dużym stosunku powierzchni do grubości, w przypadku których ubytek wody może być znaczny, zwłaszcza w okresie letnim i przy dużym wietrze. Może prowadzić do powstawania rys z powodu powstawania znacznego gradientu wilgotności w betonie.

Wilgoć z powierzchni odparowuje szybciej niż może wypłynąć w postaci tzw. „mleczka cementowego”- tj. wody z rozpuszczonymi w niej solami wapnia, powoduje to większe kurczenie się powierzchni betonu niż betonu w głębi płyty. Beton wewnątrz płyty powstrzymuje skurcz powierzchni betonu i powstałe naprężenia wywołują siły rozciągające powodujące pękanie powierzchni. Długość pęknięć wynosi od kilku do kilkudziesięciu cm. Tworzenie zarysowań rozpoczyna się na powierzchni i biegnie w głąb płyty na pewną głębokość, rysa się zwęża wraz z głębokością. Głębsze pęknięcia mogą nawet przeciąć płytę. Spękania fazy plastycznej powstają do jednego dnia od wykonania. Zapobieganie im to wibrowanie i właściwa pielęgnacja betonu, niedopuszczenie do powierzchniowego suszenia i nasłonecznienia. Można temu zjawisku zapobiegać stosując również nawilżanie wodą, ustawianie parawanów przeciwwiatrowych, ustawianie osłon przeciwsłonecznych lub układanie wilgotnych mat jutowych w miejscach nasłonecznionych, ochronę przed szybkim wysychaniem, rozpoczęcie wczesnej pielęgnacji.

Mechanizm wysychania odgrywa zawsze rolę w powstawaniu skurczu. Zmniejszenie skurczu z czasem dojrzewania zaczynu jest związane nie tylko ze zmniejszeniem porowatości, lecz także ze wzrostem stopnia polimeryzacji anionów krzemotlenowych w fazie C-S-H [5]. Skurcz wysychania i towarzyszący mu ubytek masy betonu występuje podczas działania suchego powietrza i wiatru na beton, który traci pewną ilość wody. W powierzchniowych kapilarach tworzą się meniski i naprężenia rozciągające, które zmniejszają objętość pozorną betonu. Im większy w/c tym skurcz jest większy i przebiega szybciej, ponieważ z dużych połączonych ze sobą kapilar woda może odparować bardzo łatwo. Końcowa wartość skurczu przy wysychaniu zależy od wielkości porowatości i struktury porów oraz od względnej wilgotności powietrza. Skurcz spowodowany wysychaniem betonu może powodować niepożądane zarysowania, jeżeli zostanie zastosowana mieszanka betonowa o małej wytrzymałości, o zbyt małej zawartości cementu lub/i zbyt dużej zawartości wody. Przyczyną tego rodzaju skurczu może być niedostateczna pielęgnacja lub jej brak, szczególnie we wczesnym okresie hydratacji cementu.

Dodatkową składową skurczu wprowadza karbonatyzacja. Skurcz spowodowany karbonatyzacją zależy bardzo znacznie od wilgotności. Karbonatyzacja elementów betonowych jest ograniczona tylko do warstwy zewnętrznej. Mechanizm tego skurczu nie jest wyjaśniony, gdyż reakcja karbonatyzacji jest związana ze zwiększeniem objętości faz stałych. Skurcz związany z karbonatyzacją można wyjaśnić zmniejszeniem zawartości wody nieodparowywalnej w żelu cementowym lub inna hipoteza mówi, że skurcz ten jest związany z rozpuszczaniem wodorotlenku wapnia w strefie naprężeń skurczowych wysychania i strącania węglanu wapnia w strefach słabszych naprężeń.

Zmiany objętości zaczynu mają wpływ na skurcz betonu. Jednak w betonie kruszywo zmniejsza skurcz i jest on mniejszy niż w zaczynie o tym samym w/c. Przy stałym stosunku w/c betony o dużej zawartości grubego kruszywa tworzą siatkę drobnych mikropęknięć, a betony o mniejszej zawartości kruszywa grubego mają skłonność do tworzenia mniejszej ilości mikropęknięć o większej rozwarości, przy czym łączna objętość tych pęknięć jest taka sama. Z punktu widzenia trwałości betonu rozproszona sieć drobnych mikropęknięć jest korzystniejsza niż utworzenie kilku większych i głębszych rys, które umożliwiają wnikanie wody i roztworów w głąb betonu przyspieszając jego korozję. Rysy mogą także powstawać na przeszkodach, które uniemożliwiają równomierne osiadanie betonu (pręty zbrojenia, ziarna kruszywa), jest to tak zwany skurcz przypadkowy.

Skurcz betonu narasta od kilku godzin od wykonania betonu do kilkunastu miesięcy. Płyta betonowa, jako konstrukcja cienka w stosunku do swojej rozpiętości, podlega dużym naprężeniom skurczowym wywołanym hydratacją zaczynu oraz warunkami otoczenia – osuszanie i jednocześnie opory tarcia – przekraczającym dopuszczalne naprężenia rozciągające.

Inne przyczyny spękania posadzek to przekroczenie dopuszczalnych obciążeń występujących na posadzce, pęknięcia mogą być wynikiem prac prowadzonych wokół budynku, np. wibracji walcem, wykonywania wykopów w sąsiedztwie. Lista przyczyn, które powodują pęknięcia, nie została tu wyczerpana. W początkowym czasie wiązania cementu, każde działanie zewnętrzne stwarza zagrożenie przerwania ciągłości posadzki. We wszystkich działaniach przygotowawczych i wykonawczych jak również w trakcie eksploatacji należy pamiętać, iż wykorzystujemy do intensywnego użytkowania materiał niezwykle mocny i trwały, mający jednak złożoną strukturę i małą wytrzymałość na rozciąganie.

6. PODSUMOWANIE

Analizując zaprojektowany skład mieszanki betonowej, biorąc pod uwagę warunki eksploatacji należało uwzględnić klasy ekspozycji XC4, XF4 i XM2. Dla prawidłowo przyjętych klas ekspozycji należało zastosować większą minimalną zawartość cementu. Także zastosowanie cementu CEM III /42.5 N o znacznie wolniejszej hydratacji i przy dużym udziale żużla mogło prowadzić do zwiększenia skurczu. Beton ze względu na właściwości wytrzymałościowe spełniał wymagania założeń projektowych.

Badania mikrostruktury oraz składu mineralnego zaczynu cementowego pobranego z badanej płyty nie wykazały produktów hydratacji, które mogłyby być odpowiedzialne za powstanie tak znacznych spękań. W badanych próbach nie stwierdzono także zanieczyszczeń typu glina czy drewno, które mogłyby się przyczynić do powstania spękań. Podczas pobierania odwiertów stwierdzono, że płyty zostały ułożone na folii, na równym podłożu, co eliminowało usztywnienie płyty przez nierówne podłoże i zmienną grubość płyty oraz zbyt duży współczynnik tarcia między płytą a podłożem.

Biorąc pod uwagę warunki klimatyczne podczas betonowania płyt na placu manewrowym, można przyjąć, że najbardziej prawdopodobną przyczyną zaistniałych spękań był skurcz plastyczny i skurcz wysychania wynikający z niezapewnienia dostatecznej pielęgnacji wodnej i być może nie osłonięcia od wiatru i słońca świeżo wykonanych płyt.

Należy rozważyć, że przyczyną tak dużych pęknięć mogły być np. drgania spowodowane pracą w sąsiedztwie walca lub innego sprzętu budowlanego.

Posadzka przemysłowa, jak mogło by się wydawać, jest mało skomplikowanym przedsięwzięciem budowlanym, może również przysparzać kłopotu inwestorowi i wykonawcy.

Literatura

- [1] Chibowski T.: *Rysy i pęknięcia betonowych płyt posadzkowych*, www.inzynierbudownictwa.pl, 28.02.2016.
- [2] PN-EN 206: 2014-04: Beton -- Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [3] PN-EN 12390-3:2009 Badania betonu -- Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [4] PN-EN 12350-1:2011 Badania mieszanki betonowej -- Część 1: Pobieranie próbek.
- [5] Kurdowski W.: *Chemia cementu i betonu*, PWN, 2010.
- [6] Neville A.M.: *Właściwości betonu*, Polski Cement, 2012.

MATERIAL ASPECTS APPEARANCE OF CRACKS AND FRACTURES IN CONCRETE SLABS OF A CAR-PARK



Marian PŁACHECKI¹, Krzysztof KOZIŃSKI²

BŁĘDY PROJEKTOWE I WYKONAWCZE PRZYCZYNĄ KATASTROF BUDOWLANYCH ADAPTOWANYCH ZABYTKOWYCH BUDYNKÓW O KONSTRUKCJI MUROWEJ

STRESZCZENIE

Przebudowy, nadbudowy i rozbudowy budynków zabytkowych często wiążą się z koniecznością dużej ingerencji w istniejący ustrój konstrukcyjny. Niepełne zbadanie i rozpoznanie konstrukcji obiektu historycznego oraz błędnie przyjęte założenia projektowe, jak również wady wykonawcze, zazwyczaj prowadzą do katastrofy budowlanej. W referacie przedstawiono analizę przyczyn zawalenia się ścian w dwóch obiektach historycznych. Zdarzenia te wystąpiły w trakcie prowadzenia robót związanych z przebudową i adaptacją budynków do nowej funkcji użytkowej.

SŁOWA KLUCZOWE: obiekty zabytkowe, błędy projektowe i wykonawcze, katastrofa budowlana

1. WSTĘP

W praktyce inżynierskiej występują częste przypadki adaptacji, przebudowy i **modernizacji** istniejących budynków o konstrukcji murowej, związane z ich przystosowaniem do nowej funkcji użytkowej. Brak właściwego rozpoznania stanu technicznego konstrukcji obiektu poddanego przebudowie, a także budynków przyległych w przypadku zwartej zabudowy, może stworzyć w trakcie realizacji robót zagrożenie bezpieczeństwa, aż do wystąpienia katastrofy budowlanej włącznie [1,2,3]. Takie dwa przypadki przedstawiono poniżej w referacie.

2. KATASTROFA KONSTRUKCJI ŚCIANY GRANICZNEJ POMIĘDZY OFICYNAMI I OPIS PROWADZONYCH PRAC W JEJ SĄSIEDZTWIE

Kamienica, w której prowadzone były prace budowlane, znajduje się w ścisłym centrum zabytkowej strefy miasta i stanowi zespół kilku budynków wzajemnie ze sobą powiązanych. Od strony północno-

¹ Dr inż. Marian Płachecki, emplacheccy@neostrada.pl - Państwowa Wyższa Szkoła Techniczno-Ekonomiczna w Jarosławiu

² Dr inż. Krzysztof Koziński, kkozinsk@pk.edu.pl - Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

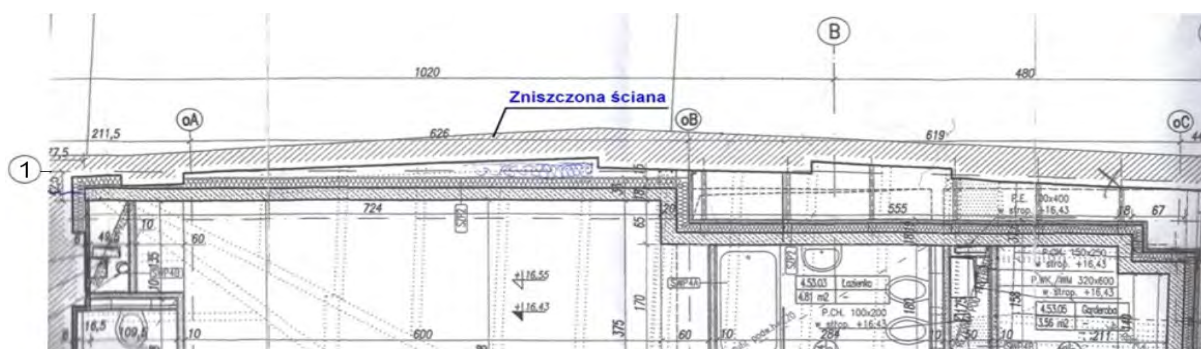
-wschodniej przedmiotowy obiekt graniczy z kamienicą złożoną z trzech części (rys.1): C1 - kamienicy głównej, C2 - oficyny i P – podwórza.



Rys. 1. Usytuowanie przedmiotowej kamienicy oraz budynków sąsiednich



Rys. 2. Stalowa konstrukcja usztywniająca ścianę graniczną pomiędzy oficynami



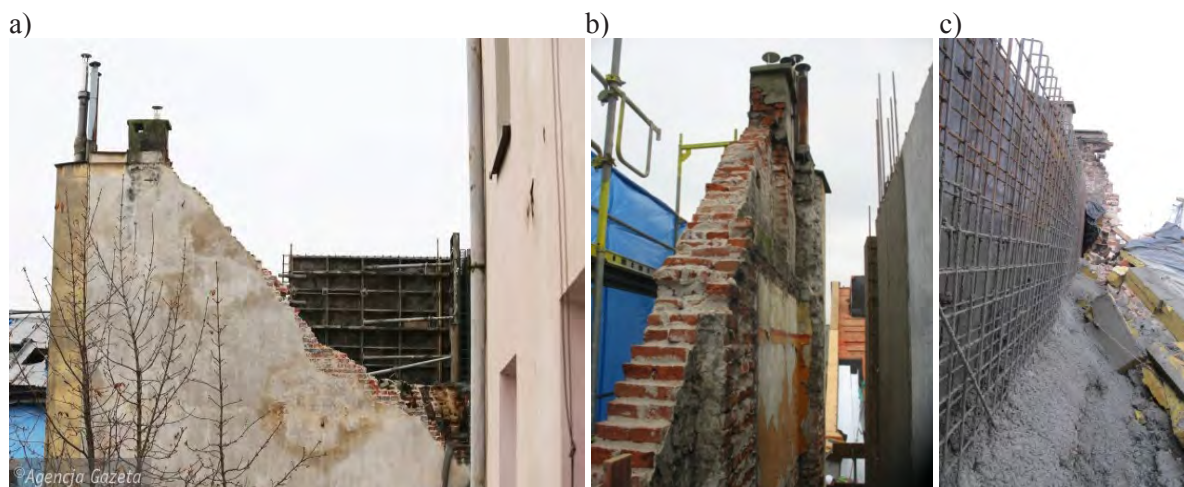
Rys.3. Fragment zniszczonej ściany w osi 1 (dokumentacja projektowa)

W przebudowywanym, nadbudowywanym i rozbudowywanym obiekcie, w trakcie wykonywanych robót budowlanych w obszarze IV piętra, zawaliła się część ściany budynku 2b, która to graniczyła z oficyną C2 i podwórzem P (rys. 1). Zniszczeniu uległ fragment ściany murowanej IV piętra (w osi 1 i pomiędzy osiami oA-oC, rys. 3) o wysokości około 4,0 m i długości około 10 m (rys. 4). Ściana graniczna między oficynami, wykonana na zaprawie wapiennej, miała zmienną grubość: 1 cegły (28 cm) poza obszarem pilastrów i pionów kominowych oraz 1,5 cegły na odcinkach, gdzie występowały pilastry i przewody kominowe (rys. 5).

Dla celów projektu budowlanego planowanej przebudowy, nadbudowy i rozbudowy obiektu, wykonano ekspertyzę stanu technicznego konstrukcji przedmiotowej kamienicy, w której ustalono że:

- wszystkie ściany tego budynku wykonane były z cegły pełnej na zaprawie cementowo wapiennej,
- ściany budynku głównego nr 2 nie wykazywały uszkodzeń,
- ściany budynku oficyny nr 2b były zarysowane na wszystkich kondygnacjach, co bezpośrednio wynikało z nieustabilizowanych warunków posadowienia. Przyczyną uszkodzeń było między innymi osiadanie fundamentów posadowionych na rozluźnionych piaskach, prawdopodobnie wypłukanych w wyniku nieszczelnej kanalizacji. W latach wcześniejszych, przed przebudową, grunt pod fundamentami wzmocniono za pomocą iniekcji cementowej oraz naprawiono pęknięcia ścian. Stan posadowienia uległ

znaczącej poprawie, niemniej jednak widoczne były, na ścianach i stropach pomieszczeń wszystkich kondygnacji, liczne zarysowania świadczące o przemieszczeniach w poziomie posadowienia.



Rys. 4. Widok na zniszczoną ścianę graniczną pomiędzy oficynami

Projekt budowlany obiektu zakładał zachowanie wszystkich ścian zewnętrznych budynku i wykonanie nowej konstrukcji wewnętrznej. Przed przystąpieniem do prac rozbiórkowych stropów i ścian wewnętrznych obiektu, istniejące ściany graniczne budynku zostały usztywnione specjalnie zaprojektowaną do tego celu konstrukcją stalową (rys. 2). Zaprojektowane podparcie uwzględniało usztywnienie ścian tylnych oficyn do poziomu projektowanego stropu nad III piętrem (+16,43 m). Powyżej tego poziomu, w obszarze IV piętra, nie przewidziano w dokumentacji projektowej usztywnienia ścian granicznych na okres prowadzenia robót budowlanych.

2.1. Przyczyny katastrofy

W trakcie betonowania ściany (w osi 1 pomiędzy osiami oA-oC), zawaliła się część ściany granicznej bezpośrednio przylegającej do betonowanej ściany (rys. 4).

Na podstawie analizy dokumentacji projektowej oraz informacji otrzymanych od Kierownika budowy i Projektantów konstrukcji obiektu oraz przeprowadzonych wizji lokalnych, ustalono najbardziej prawdopodobne przyczyny zawalenia się tej ściany:

- nie wszystkie przewody kominowe w istniejącej ścianie granicznej zostały zabetonowane przed przystąpieniem do betonowania ściany (rys. 5). Z informacji otrzymanych od Kierownika budowy oraz z własnych badań podczas przeprowadzonych wizji lokalnych wynika, że zabetonowano jedynie przewody w okolicy osi oC (rys. 3) – ta część ściany nie uległa zawaleniu;
- w udostępnionej dokumentacji budowy brak informacji o stopniu dokładności rozpoznania stanu technicznego przedmiotowej ściany granicznej w okresie prowadzenia robót budowlanych w obszarze kondygnacji IV piętra. Ściana ta wykonana była na zaprawie wapiennej i posiadała liczne ubytki strukturalne (rys. 6), dodatkowo osłabiona była występującymi w niej przewodami kominowymi – jej nośność na oddziaływania poziome (parcie wiatru, parcie mieszanki betonowej) była znikoma;
- stan techniczny ściany wskazywał, że powinna być ona tymczasowo podparta na całej wysokości, do czasu skotwienia jej ze stropami poszczególnych kondygnacji. W każdej fazie prac należało zapewnić stateczność pozostawionej ściany granicznej, przez zastosowanie odpowiednich podpór tymczasowych. Ściana ostatniej kondygnacji, nie usztywniona poprzecznie, pracowała jak wspornik częściowo utwierdzony w stropie nad III piętrem;
- w udostępnionej dokumentacji projektowej brak uzasadnienia statyczno-wytrzymałościowego założenia, że nieusztywnioną murowaną ścianę wspornikową można wykorzystać jako deskowanie

jednostronne. W trakcie betonowania wielkość parcia mieszanki betonowej na deskowanie (w tym przypadku na ścianę graniczną) zależała od wielu czynników: między innymi od konsystencji mieszanki betonowej, szybkości i równomierności betonowania, sposobu podawania mieszanki betonowej, sposobu zagęszczania wibratorem. Wszystkie te czynniki mają istotny wpływ na oddziaływanie mieszanki betonowej na deskowanie. Przy takim założeniu należało przynajmniej skotwić (na czas wiązania mieszanki betonowej) ścianę murowaną z jednostronnym deskowaniem systemowym.



Rys. 5. Niewypełnione przewody kominowe w rejonie osi oB



Rys. 6. Fragment pozostałej części ściany

3. KATASTROFA BUDOWLANA BUDYNKU SĄSIADUJĄCEGO Z OBIEKTEM PRZEBUDOWYWANYM

Kolejna katastrofa budowlana analizowana przez autorów niniejszego referatu wystąpiła w zlokalizowanym w centrum miasta budynku nr 13 i była spowodowana generalną przebudową budynku nr 12 (rys. 7 i 8).

Istniejący pierwotnie budynek nr 12 był przedmiotem ekspertyzy opracowanej w związku z projektem budowlanym jego przebudowy. Z ekspertyzy i projektu budowlanego przebudowy budynku nr 12 wynikają następujące wnioski:

- ściany parteru o konstrukcji murowej z cegły zachowane były w dobrym stanie technicznym,
- stan techniczny stropu nad parterem typu odcinkowego na belkach stalowych, z wypełnieniem ceramicznym kolebkowym, zakwalifikowano jako zadowalający,
- strop nad I piętrem o drewnianej belkowej konstrukcji nośnej i więźba dachowa drewniana wykazywały uszkodzenia i znaczne zużycie. W przypadku adaptacji lub zmiany sposobu użytkowania budynku zalecono została wymiana więźby dachowej i stropu drewnianego na nowy o konstrukcji drewnianej lub stalowej.

W aneksie do ekspertyzy, wykonanym w trakcie opracowywania projektu budowlanego przebudowy, zalecono wyłączenie z użytkowania pomieszczeń I piętra do czasu usunięcia stanu zagrożenia, z uwagi na lokalne załamanie konstrukcji stropu nad I piętrem, spowodowane uszkodzeniem belek stropowych wskutek długotrwałych procesów korozyjnych drewna – w ścianach I piętra i strychu (murowych z cegły) występowały liczne zarysowania, zwłaszcza w obszarze nadproży. Było to spowodowane brakiem wieńców w stropach drewnianych i niedostateczną sztywnością przestrzenną budynku.

W kondygnacji piwnic przekrycia nad pomieszczeniami ukształtowane były w konstrukcji sklepień kolebkowych (beczkowych) ceglanych. W ekspertyzie nie przedstawiono oceny stanu technicznego sklepień. W ścianach piwnic stwierdzono zawilgocenie związane z brakiem izolacji poziomej i pionowej.



Rys. 7. Widok ogólny budynku nr 12 i nr 13 od strony frontowej



Rys. 8. Budynek nr 12 po wyburzeniu „wewnętrznej” konstrukcji

W projekcie budowlanym przewidziane zostały istotne zmiany konstrukcji istniejącego budynku nr 12 polegające na:

- rozbiórce poddasza i I piętra, z pozostawieniem ścian w granicy sąsiadów oraz ściany frontowej. Pozostawiono istniejącą konstrukcję budynku w kondygnacji piwnicy i parteru, łącznie ze sklepieniem nad parterem,
- wykonaniu nowej żelbetowej konstrukcji nośnej stropów nad piwnicami i nad parterem, nad istniejącą konstrukcją (bez jej rozbiórki),
- wykonaniu nowego stropu żelbetowego nad I piętrem, wspartego na słupach. Wzdłuż istniejących ścian zewnętrznych słupy zostały usytuowane w obrysie grubości muru i zlicowane z powierzchnią ścian. Wiązało się to z koniecznością wykucia bruzd w ścianach, w granicy sąsiadów oraz w ścianie frontowej budynku nr 12.

Na podstawie wcześniej opracowanej ekspertyzy stanu technicznego budynku i książki obiektu, z wpisami dokonywanych corocznie przeglądów stanu technicznego, stwierdzono następujące uszkodzenia budynku nr 13:

- liczne spękania ścian konstrukcyjnych zewnętrznych i wewnętrznych z cegły, w poziomie parteru i I piętra,
- zły stan techniczny więźby dachowej drewnianej, kwalifikujący istniejącą konstrukcję do kapitalnego remontu.

Uszkodzenia te powstały w następstwie długotrwałego użytkowania obiektu (budynek został wzniesiony na początku XX wieku). Istniejący stan techniczny konstrukcji budynku zakwalifikowano jako nadający się do przeprowadzenia remontu w trakcie jego eksploatacji. W udostępnionej dokumentacji brak było informacji o przeprowadzeniu prac remontowych.

3.1. Opis przebiegu katastrofy

Katastrofa budowlana wystąpiła w dwóch etapach, w trakcie robót budowlanych realizowanych w budynku nr 12. W I etapie zawaliła się ściana parteru w budynku nr 12, sąsiadująca z budynkiem nr 13 oraz strop nad parterem w budynku nr 13. Widok tej fazy katastrofy przedstawiono na rys. 9 i 10. Na rys. 10 widoczne jest ukośne ścięcie ściany, bezpośrednio nad strefą osłabienia. To ukośne ścięcie oraz osłabienia w postaci głębokich bruzd na wysokości całej ściany sprzyjały wystąpieniu katastrofy postępującej.



Rys. 9. I faza katastrofy budowlanej



Rys. 10. Wady w strukturze muru w ścianie; ślad ścięcia ściany nad wykutą bruzdą

W II etapie, w następnym dniu, uległa zawaleniu ściana I piętra łącznie ze stropem nad I piętrzem budynku nr 13. Obraz stanu po wystąpieniu II etapu katastrofy przedstawiono na rys. 11 i 12.



Rys. 11. II faza katastrofy budowlanej



Rys. 12. Słupek podpierający płatew pośrednią - został wypchnięty

Belka podwalinowa więźby dachowej nad budynkiem nr 13 uległa pionowemu przemieszczeniu, co spowodowało uszkodzenie skrajnego słupka podpierającego płatew pośrednią (rys. 12). Pozostała w formie nadwieszenia górna część ściany ceglanej budynku nr 12, ponad poziomem żelbetowego stropu nad I piętrzem. Do tej ściany przylega skrajna krokiew dachu nad budynkiem nr 13.

Poza strefą katastrofy wystąpiły następujące uszkodzenia w budynku nr 13:

- zarysowanie filara w ścianie frontowej,
- zarysowanie nadproża w ścianach poprzecznych parteru i I piętra, przyległych do strefy objętej katastrofą stropu nad parterem i nad I piętrzem,
- zarysowania w pomieszczeniach I piętra przyległych do ściany budynku nr 12, wzdłuż krawędzi stropu i w narożu ścian od strony podwórza. Zarysowania te istniały już przed wystąpieniem katastrofy i były sygnalizowane przez osoby zamieszkałe w mieszkaniach I piętra.

3.2. Wyniki własnych badań stanu technicznego budynku po wystąpieniu katastrofy

W wyniku przeprowadzonych badań na miejscu katastrofy oraz po szczegółowym zapoznaniu się z udostępnioną dokumentacją ustalono, że budynek nr 12 został wybudowany wcześniej niż przyległy budynek nr 13. Budynek nr 13 został dobudowany „na styk” do ściany budynku nr 12. Strop nad piwnicami budynku nr 13 wsparty jest na sklepieniu walcowym (kolebkowym) ceglanym. Stan zachowania sklepienia był zadawalający, lokalnie występowały ślady zawilgoceń. Stropy nad parterem i nad I piętrem w budynku nr 13 wykonane zostały w konstrukcji drewnianej belkowej. W pomieszczeniach od strony frontowej, przyległych do budynku nr 12, belki stropowe zostały oparte z jednej strony na ścianie budynku nr 12, z drugiej zaś strony na ścianie wewnętrznej podłużnej budynku nr 13. W konsekwencji, w części frontowej budynek nr 13 został powiązany konstrukcyjnie z budynkiem nr 12. W tylnej części budynku nr 13 układ belek stropowych obrócony został o 90^0 – co ograniczyło obszar katastrofy do frontowej części budynku nr 13.

Dokumentacja konstrukcyjna projektu budowlanego przebudowy budynku nr 12 została opracowana przy założeniu, że przyległe budynki nr 12 i 13 nie są powiązane konstrukcyjnie, tzn. w domyśle, że każdy z budynków ma niezależną ścianę wzdłuż granicy działek. Przy takim założeniu został oceniony prognozowany wpływ robót budowlanych w obszarze budynku nr 12 na bezpieczeństwo konstrukcji budynku nr 13.

Z powyższego wynika, że na etapie opracowania dokumentacji projektu budowlanego i realizacji robót w budynku nr 12 nie została rozpoznana konstrukcja budynku nr 13. Ta kwestia nie została również rozstrzygnięta w żadnej z wcześniej wykonanych ekspertyz i ocen w obu budynkach nr 12 i 13.

W obszarze katastrofy ściana podłużna w poziomie parteru była przebudowywana w latach poprzednich. Prawdopodobnie w trakcie wcześniejszego użytkowania obu budynków nr 12 i 13 wykonany został szeroki otwór przesklepiony płaskim nadprożem, a następnie został zamurowany. W ścianie „granicznej” istniały już osłabienia, przed rozpoczęciem robót budowlanych w obszarze budynku nr 12.

Ściana, która uległa zniszczeniu posiadała liczne wady: niejednorodna struktura muru ceglanego wewnątrz ściany, wtrącenia elementów murowych kamiennych, zróżnicowana nadmierna grubość spoin wapiennych, a także braki przewiązania cegieł w murze.

3.3. Przyczyny katastrofy

W opinii autorów ekspertyzy o powstaniu katastrofy zdecydowały:

- naruszenie przestrzennej sztywności budynku, po wyburzeniu „wewnętrznej” konstrukcji budynku nr 12 przy jednoczesnym braku koniecznych zabezpieczeń stateczności ściany wzdłuż granicy działki. Następstwem tego były poziome przemieszczenia ściany, sygnalizowane stopniowo narastającymi zarysowaniami ściany w pomieszczeniach parteru i I piętra w budynku nr 13,
- osłabienie konstrukcji ściany wskutek wykonania głębokich bruzd,
- wykonanie głębokiej bruzdy pod słup narożny od strony frontowej, niweczącej współpracę przyległych ścian frontowej i podłużnej,
- lokalne mechaniczne uszkodzenie ściany podczas robót ziemnych w budynku nr 12 oraz wykonanie głębokiego wykopu w bezpośrednim sąsiedztwie ściany, w polu objętym katastrofą budowlaną. Ten czynnik był impulsem wyzwalającym lokalnie mechanizm katastrofy. Wady pierwotne struktury muru były czynnikiem sprzyjającym rozszerzaniu się obszaru uszkodzeń wewnątrz przekroju poprzecznego ściany i tym można tłumaczyć fakt wystąpienia I fazy katastrofy z opóźnieniem w stosunku do czasu mechanicznego uszkodzenia ściany i wykonania wykopu w bezpośrednim sąsiedztwie ściany.

4. PODSUMOWANIE

W referacie przedstawiono dwa przykłady katastrof budowlanych powstałych w trakcie dostosowywania do nowej funkcji użytkowej obiektów zabytkowych o konstrukcji murowej. W budynkach tych, w wyniku niewłaściwego rozpoznania specyficznej konstrukcji obiektów historycznych oraz błędów

projektowych i wykonawczych, doszło do katastrof budowlanych. Główną przyczyną zawalenia się ściany granicznej pomiędzy oficynami było błędne założenie projektowe oraz brak „wyczucia” inżynierskiego ze strony projektanta, wykonawcy i inspektora nadzoru. Ściana graniczna, nie usztywniona na kondygnacji czwartego piętra, dodatkowo została wykorzystana jako deskowanie pod nowo wznieszoną ścianę żelbetową.

W przypadku przebudowy obiektów historycznych niezwykle istotna jest wnikliwa ocena stanu technicznego i rozpoznanie konstrukcji obiektu, który zazwyczaj na przestrzeni dziesięcioleci był niejednokrotnie przebudowywany. Niewłaściwe założenie projektowe, że budynki nr 12 i nr 13 nie są ze sobą powiązane, a co za tym idzie nieodpowiednie zabezpieczenie ścian granicznych po wyburzeniu części przebudowywanego obiektu, przyczyniło się do kolejnej opisanej w referacie katastrofy budowlanej.

Przedstawione przypadki katastrof budowlanych budynków w trakcie ich przebudowy, związanej ze zmianą sposobu użytkowania, wskazują na konieczność uprzedniej wnikliwej analizy istniejącego stanu technicznego konstrukcji budynku poddanego przebudowie jak i budynków przyległych - co zwykle stanowi przedmiot ekspertyzy wykonywanej przez rzeczoznawcę budowlanego. Jak zatem należy ocenić zmianę w ustawie *Prawo budowlane*, dokonaną w 2014 roku, w następstwie której funkcja rzeczoznawcy budowlanego została wykreślona z samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie?

Literatura

- [1] Ligęza W., Matysek P., Płachecki M.: *Analiza przyczyn katastrofy ściany nośnej przy adaptacji zabytkowego obiektu przemysłowego*. XXIV Konferencja Naukowo - Techniczna, Awarie Budowlane – zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, Szczecin - Międzyzdroje 2009, s. 547-554.
- [2] Ligęza W.: *Potencjalne obszary zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji przy modernizacji obiektów zabytkowych*, Czasopismo Techniczne, Architektura 2010, 18, 8-A, s. 251-258.
- [3] Kozicki J., Urban T.: *Katastrofa budowlana XIX-wiecznego budynku pofabrycznego*. XXV Konferencja Naukowo - Techniczna, Awarie Budowlane – zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, Szczecin-Międzyzdroje 2011, s. 451-458.

DESIGN AND EXECUTION ERRORS AS THE CAUSES OF CONSTRUCTION DISASTER FOR TWO ADAPTED HISTORICAL MASONRY BUILDINGS



Dariusz KOWALSKI¹

TECHNIKI BADANIA WŁAŚCIWOŚCI STALI

STRESZCZENIE

Eksploracja istniejących budowlanych konstrukcji metalowych często związana jest z zagadnieniem koniecznej szczegółowej identyfikacji rodzaju materiału stalowego pod kątem jego cech wytrzymałościowych jak i dotyczących składu chemicznego. Dostępne standardowe metody laboratoryjne często wymagają pobrania z konstrukcji próbek materiału do badań, co nie zawsze jest możliwe. Zaprezentowano alternatywne metody do oceny wymienionych cech materiałowych w oparciu o zastosowanie badań nieniszczących możliwych do wykonania bezpośrednio na każdy obiekcie.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcje stalowe, identyfikacja materiału, identyfikacja gatunku stali, twardości, diagnostyka konstrukcji, parametry wytrzymałościowe, badania nieniszczące

1. WSTĘP

Szeroko rozumiane badania i diagnostyka elementów metalowych występują na każdym etapie realizacji procesu wznoszenia obiektów budowlanych zawierających w swej strukturze elementy metalowe. Przystępując do realizacji określonego projektu wykonawca powinien otrzymać od projektanta wytyczne odnośnie rodzaju badań, kontroli i sprawdzeń jakie powinny być wykonane w toku prac prefabrykacyjnych, jak i montażowych, związanych z realizacją niezawodnych i bezpiecznych konstrukcji nośnych. Informacje takie zawarte są w normach przedmiotowych określających warunki wykonania i odbioru konstrukcji metalowych, np. w dotychczasowej normie PN-B-06200 [1], dotyczącej konstrukcji projektowanych wg normy PN-B-03200 [2] lub aktualnie obowiązującym zestawie norm serii PN-EN 1090 [3] związanych z normami projektowania serii PN-EN 1993 [4] (EC3), składającymi się z wielu części. Normy te, określają jedynie podstawowy zakres badań i sprawdzeń, jakie powinny przejść konstrukcje przed ich oddaniem do eksploatacji, lecz jako dokumenty o wysokim poziomie ogólności, nie mogą odpowiedzieć na wszystkie potrzeby związane z realizacją konkretnych konstrukcji. Dokumentem precyzującym specyficzne wymagania, często zaostreżającym wymagania określone we wcześniej wspomnianych normach [1, 3], są wytyczne określone przez projektantów w projektach zarówno budowlanych [5], jak i wykonawczych lub w specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych [6]. Wymienione opracowania projektowe, dedykowane konkretnej budowie, powinny w sposób szczegółowy określać wymagania techniczne dotyczące

¹ dr inż., Dariusz Kowalski, kowdar@pg.gda.pl – Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

konstrukcji, jak również potrzebna jest ze względów technologicznych – np. przy opracowywaniu technologii prac spawalniczych [13].

W przypadku wielu istniejących konstrukcji budowlanych brak jest możliwości pobrania odpowiednio dużych fragmentów materiału potrzebnych do wykonania z nich próbek badawczych i poddaniu niszczącym badaniom wytrzymałościowym zgodnym z PN-EN ISO 6892-1 [14]. Również istotnym elementem, który należy wziąć pod uwagę, jest liczba próbek materiału, które będą poddane badaniu. Ich liczba powinna zapewniać choćby minimalne standardy wykonania wiarygodnych badań i oceny statystycznej badanej cechy materiałowej.

Alternatywą dla badań niszczących w bardzo wielu przypadkach są badania nieniszczące, które pozwolą na dokonanie określenia rodzaju materiału na podstawie identyfikacji pierwiastków składu chemicznego. Informacje o składzie chemicznym materiału mogą być dostarczone na podstawie trzech różnych metod opartych na zasadach spektrometrii, nauki o powstawaniu i interpretacji widm, uzyskanych w wyniku oddziaływań różnego rodzaju promieniowania na materiał traktowany jako zbiorowisko atomów i cząsteczek. Są to metody: spektrometrii iskrowej, rentgenowskiej i laserowej. Przy pomocy tej techniki pomiarowej można nie tylko wykryć jakie pierwiastki występują w składzie materiału, ale również określić ilościową zawartość, co dokonywane jest na poziomie interpretowania wygenerowanych widm.

2.1. Badania spektrometryczne iskrowe

W badaniu spektrometrycznym iskrowym identyfikację składu chemicznego próbki metalowej wykonuje się metodą spektroskopii emisyjnej. Polega ona na analizie widma emisyjnego poszczególnych pierwiastków występujących w badanym materiale, które wystąpi po wzbudzeniu ich do promieniowania w wyniku oddziaływania na materiał iskrą prądu stałego. Badanie przeprowadzane jest w osłonie gazu szlachetnego – argonu o wysokiej klasie czystości (argon 5.0, o stopniu czystości $\geq 99,999\%$), który eliminuje dostęp szczególnie tlenu do miejsca oddziaływania iskry. Metoda ta pozwala na wyznaczenie procentowej zawartości 17. pierwiastków chemicznych takich jak: węgiel (C), krzem (Si), mangan (Mn), fosfor (P), siarka (S), miedź (Cu), aluminium (Al), chrom (Cr), molibden (Mo), nikiel (Ni), wanad (V), tytan (Ti), niob (Nb), kobalt (Co), wolfram (W), ołów (Pb) oraz żelazo (Fe). Tego typu urządzenia występują w wersjach stacjonarnych – laboratoryjnych, jak również, w wersjach przenośnych (Rys. 2), a właściwie mobilnych (sama centralna jednostka komputerowa waży ok. 20 kg, do czego dochodzi jeszcze butla ze sprężonym gazem osłonowym). Jednak pomimo tych ograniczeń wagowych, to właśnie to drugie rozwiązanie pozwala na wykonywanie analizy spektrometrycznej bezpośrednio na obiekcie budowlanym, bez naruszania integralności materiału badanego elementu. Metoda badawcza jest badaniem nieinwazyjnym, nie wpływającym na obecne jak i przyszłe właściwości eksploatacyjne badanego materiału i elementu. Ważnym elementem realizacji tego badania jest odpowiednie przygotowanie powierzchni elementu do badań. Metoda wymaga bezpośredniego dostępu do czystej i stosunkowo gładkiej powierzchni metalu. Z powierzchni przeznaczonej do badania muszą być usunięte wszelkie powłokowe zabezpieczenia antykorozyjne, smary i inne tym podobne zanieczyszczenia. W przypadku elementów o skorodowanej powierzchni, obróbkę szlifierską należy prowadzić aż do całkowitego wyeliminowania ewentualnych wżerów korozyjnych, w których to występują tlenki żelaza. Występowanie żelaza w pierwiastkowej postaci w próbce jest wykrywane, co sprawia że wynik badania pozostałych składników jest niewiarygodny (Rys. 4). Do przeprowadzenia badania potrzebna jest powierzchnia o wymiarach minimum 40 x 40 mm (choć czasem udaje się wykonać na mniejszych powierzchniach), o gładkiej sąsiedniej powierzchni (nie powodującej utraty przylegania głowicy pomiarowej aparatu do powierzchni). Tej wielkości pole pomiarowe pozwala, w dogodnych warunkach, zapewnić możliwość wykonania trzech do pięciu pomiarów identyfikacyjnych, które są podstawą wykonania oceny statystycznej, na podstawie której dokonywane jest określenie gatunku stali (Rys. 3).



Rys. 2. Urządzenie do badania metodą spektroskopii emisyjnej



Rys. 3. Przykłady miejsc i stanu powierzchni po wykonania badań spektrometrycznych

Oznaczenie według		Metoda odtleniania ^b	C [%] max			Si	Mn	P	S	N	Cu	Inne
EN 10027-1 i CR 10260	EN 10027-2		dla wyrobu o grubości nominalnej w [mm]		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
			≤ 16	>16 ≤40	>40 ^c	max	max	max ^d	max ^{d,e}	max ^f	max ^g	max ^h
S235JR	1.0038		FN	0,17	0,17	0,20	-	1,40	0,035	0,035	0,012	0,55
S235J0	1.0114	FN	0,17	0,17	0,17	-	1,40	0,030	0,030	0,012	0,55	-
S235J2	1.0117	FF	0,17	0,17	0,17	-	1,40	0,025	0,025	-	0,55	-
S275JR	1.0044	FN	0,21	0,21	0,22	-	1,50	0,035	0,035	0,012	0,55	-
S275J0	1.0143	FN	0,18	0,18	0,18 ⁱ	-	1,50	0,030	0,030	0,012	0,55	-
S275J2	1.0145	FF	0,18	0,18	0,18 ⁱ	-	1,50	0,025	0,025	-	0,55	-
S355JR	1.0045	FN	0,24	0,24	0,24	0,55	1,60	0,035	0,035	0,012	0,55	-
S355J0	1.0553	FN	0,20 ^j	0,20 ^k	0,22	0,55	1,60	0,030	0,030	0,012	0,55	-
S355J2	1.0577	FF	0,20 ^j	0,20 ^k	0,22	0,55	1,60	0,025	0,025	-	0,55	-
S355K2	1.0596	FF	0,20 ^j	0,20 ^k	0,22	0,55	1,60	0,025	0,025	-	0,55	-
S450J0	1.0590	FF	0,20	0,20 ^k	0,22	0,55	1, 70	0,030	0,030	0,025	0,55	^m

a	patrz 7.2
b	FN = stal nieuspokojona; FF = stal całkowicie uspokocona (patrz 6.2.2)
c	Dla kształtowników o grubości nominalnej > 100 mm zawartość węgla wg uzgodnienia, Patrz opcja 26.
d	Dla wyrobów długich zawartość P i S może być o 0,005 % wyższa.
e	Po uzgodnieniu, w przypadku wyrobów długich maksymalną zawartość S można zwiększyć o 0,015 % w celu poprawy skrawalności, jeżeli stal poddano obróbce w celu modyfikacji morfologii siarczków i jeżeli skład chemiczny wykazuje min. 0,0020 % Ca. Patrz opcja 27.
f	Podana maksymalna zawartość azotu nie obowiązuje, jeżeli skład chemiczny wykazuje zawartość aluminium całkowitego minimum 0,020 % lub minimum 0,015 % aluminium rozpuszczalnego w kwasach albo wystarczającą zawartość innych pierwiastków wiążących azot. W takich przypadku pierwiastki wiążące azot należy podać w dokumencie kontroli.
g	zawartość Cu powyżej 0,40 % może wywołać kruchość na gorąco podczas kształtowania na gorąco.
h	Jeżeli dodano inne pierwiastki to należy je podać w dokumencie kontroli.
i	Dla grubości nominalnej > 150 mm: C = 0,20 % max.
j	Dla gatunków przydatnych do kształtowania rolkowego na zimno: C = 0,22m % max.
k	Dla grubości nominalnej > 30 mm: C = 0,22 % max.
l	Ma zastosowanie tylko dla wyrobów długich.
m	Stal ta może wykazywać maksymalną zawartość Nb 0,05 %, zawartość V 0,132 % i maksymalną zawartość Ti 0,05 %.

Tabela. 1. Przykładowa tabela normowa składu chemicznego stali wg PN-EN 10025-2:2007-3 [15] dla analizy wytopowej prowadzonej podczas produkcji surówki

Gatunek materiału określany jest na podstawie wartości średniej arytmetycznej wyników uzyskanych z badania i wartości ich odchyłeń standardowych, które program komputerowy wykorzystuje do porównania z bazami gatunków materiału stalowego wg różnych norm hutniczych. Bazy takie powstają na podstawie dostępnych informacji o składzie chemicznym zawartych w normach wyrobów hutniczych określających przedziały, w jakich powinny znajdować się poszczególne pierwiastki. (Tab. 1).

Zaletą tej metody badawczej jest możliwość określania zawartości podstawowych i ważnych pierwiastków występujących w stalach budowlanych, wymienionych w PN-B-03200 [2] czy PN-EN 1993-1-1 [16], pierwiastków niemetalowych typu: C, S, P mających istotny wpływ na właściwości materiału stalowego. Technika ta może być używana do identyfikacji stali odpornych na korozję określonych w PN-EN 10088-1 [17], zawierających duże ilości takich pierwiastków jak: Cr, Ni, V, czy Mo. Wynik badania otrzymuje się w czasie rzeczywistym, na ekranie urządzenia, jak i w postaci kilku typów raportów możliwych do wydrukowania (Rys. 4).

Protokol - analiza składu chemicznego

Probka: 22- pas gorny srodek

Klient:

Adres:

Miasto:

Operator:

Nr programu : 111

Opis programu : Low alloy steel

Data: 2012-04-12

Wyniki pomiarow:

Nr	C	Si	Mn	P	S	Cu	Al	Cr	Mo	Ni	V	Ti	Nb	Co	W	Pb	Ceq
1	0,072	0,169	0,512	0,011	0,009	0,193	<0,003	0,142	0,019	0,187	<0,003	<0,003	<0,003	0,022	0,008	<0,003	0,22
2	0,086	0,161	0,508	0,011	0,011	0,197	<0,003	0,142	0,019	0,189	<0,003	<0,003	<0,003	0,023	<0,003	<0,003	0,23
3	0,095	0,168	0,517	0,011	0,010	0,201	<0,003	0,144	0,020	0,191	<0,003	<0,003	<0,003	0,023	0,007	<0,003	0,24
4	0,082	0,165	0,511	0,010	0,012	0,198	<0,003	0,142	0,019	0,189	<0,003	<0,003	<0,003	0,020	<0,003	<0,003	0,23
5	0,093	0,165	0,515	0,011	0,010	0,201	<0,003	0,143	0,020	0,192	<0,003	<0,003	<0,003	0,024	<0,003	<0,003	0,24
6	0,095	0,169	0,515	0,014	0,009	0,195	<0,003	0,143	0,019	0,189	<0,003	<0,003	<0,003	0,022	0,004	<0,003	0,24
7	0,096	0,167	0,516	0,011	0,010	0,201	<0,003	0,143	0,019	0,190	<0,003	<0,003	<0,003	0,021	<0,003	<0,003	0,24
8	0,094	0,167	0,509	0,011	0,010	0,198	<0,003	0,142	0,019	0,189	<0,003	<0,003	<0,003	0,020	<0,003	<0,003	0,24
Srednie:																	
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Al	Cr	Mo	Ni	V	Ti	Nb	Co	W	Pb	Ceq
	0,089	0,166	0,513	0,011	0,010	0,198	<0,003	0,143	0,019	0,189	<0,003	<0,003	<0,003	0,022	<0,003	<0,003	0,23
Gatunek : 1.0037 S 235 JR																	
Uwagi: twardosc probki 106 HB																	

Rys. 4. Przykład fragmentu raportu z identyfikacji gatunku stali konstrukcyjnej

2.2. Badania spektrometryczne rentgenowskie

Zjawisko absorpcji rentgenowskiej stanowi podstawę metody spektroskopii atomowej pozwalającej na rejestrowanie i analizę efektów oddziaływania promieniowania rentgenowskiego na materiał. Zastosowane w tej metodzie promieniowanie X pozwala na ilościową oraz jakościową analizę badanej substancji. Służą do tego celu dwie metody związane z rentgenowską analizą fluorescencyjną:

- dyspersji energii EDS (Energy Dispersive Spektrometry), która polega na analizie wartości energetycznych promieniowania rentgenowskiego przy użyciu detektora półprzewodnikowego,
- dyspersji długości fali WDS (Wavelength Dispersive Spektrometry), która wykorzystuje, do analizy powstałego zbioru fal o różnych długościach zależnych od emitujących je pierwiastków, ruchome kryształy analizujące, pozwalające na odseparowania poszczególnych długości fali emitowanego promieniowania, a następnie dokonanie ich identyfikacji i pomiaru.

Metoda EDS charakteryzuje się większą szybkością natomiast metoda WDS większą dokładnością wykonania pomiaru. Spektrometry rentgenowskie odznaczają się znacznie większym zakresem możliwości identyfikacji pierwiastków chemicznych - począwszy od manganu Mg (12. pozycja w układzie okresowym pierwiastków), a kończąc na uranie U (92. pozycja). Pod względem użytkowym jest zdecydowanie korzystniejszy z uwagi na jego kompaktowy kształt, poręczny i niewielki ciężar – około 1,5 kg (Rys. 5). Urządzenie nie wymaga specjalnego przygotowania powierzchni oprócz oczyszczenia z powłok antykorozyjnych i innych zanieczyszczeń. Wymiary wymaganej powierzchni do badania mogą być zdecydowanie mniejsze, zależnie od parametrów głowicy.

Znacznym ograniczeniem, w kontekście identyfikacji gatunków stali budowlanych, jest brak możliwości identyfikacji zawartości węgla w badanych próbkach. Ten rodzaj urządzeń umożliwia analizowanie, szczególnie: stali nierdzewnych oraz stali narzędziowych, stali niskostopowych, stopów niklu, stopów kobaltu, stopów miedzi, stopów cynku, stopów metali lekkich – materiałów zdecydowanie mniej wykorzystywanych w budownictwie konstrukcyjnym.



Rys. 5. Przykładowe spektrometry XRF różnych firm

2.3. Badania spektrometryczne laserowe

W ostatnim czasie pojawiła się nowa metoda badań z zakresu spektroskopii emisyjnych, w której czynnikiem wzbudzenia pierwiastków znajdujących się w materiale jest promień lasera impulsowego – metoda LIBS (*Laser Induced Breakdown Spectrometry*). Cechą tej metody jest bardzo mały czas pomiaru, wynoszący poniżej 1 sekundy, oraz możliwość wykrywania C, S oraz P. Urządzenie pomiarowe jest ręczne, podobne gabarytowo do przedstawionych na rysunku 5. Poziom detekcji pierwiastków w tej metodzie mieści się w zakresie 0,05 - 1%, co w wielu przypadkach eliminuje, na dzień dzisiejszy, możliwość jej zastosowania do identyfikacji stalowych materiałów konstrukcyjnych (Rys. 4).

3. BADANIA TWARDOŚCI MATERIAŁU

Badanie twardości materiału polega na wciskaniu w jego powierzchnię wgłębnika o różnym kształcie, pod działaniem określonej siły, aż do spowodowania w nim odkształceń trwałych. Twardość jest więc

miarą wytrzymałości materiału na odkształcenia trwałe. Twardość materiału stalowego związana jest z naturą wiązań chemicznych i jej wpływem na przemieszczenie struktur dyslokacyjnych w metalach. Podczas odkształcenia plastycznego w próbie twardości istniejące w materiale dyslokacje ulegają poślizgowi, w związku z tym, w tej próbie mierzy się opór jaki pokonują przemieszczające się w danym materiale dyslokacje. Pomiary twardości stosuje się często z uwagi na występowanie korelacji między twardością, np.: mierzoną w skali Vickersa (HV) lub Brinella (HB), a granicą plastyczności lub wytrzymałością na rozciąganie metali [18]. Występuje również relacja między twardością a składem fazowym, a także modułem Younga E. Badanie twardości jest stosunkowo szybkie, proste i praktycznie nieniszczące. Obecnie dostępne są przenośne przyrządy pomiarowe pozwalające na określenie twardości bezpośrednio na obiekcie, bez dostarczania próbki materiału do laboratorium (Rys. 6). W tego typu przyrządach pomiarowych zasada pomiaru różni się od tych wykorzystywanych w laboratoriach. W urządzeniach laboratoryjnych dokonuje się mikroskopowego pomiaru wymiarów odcisku, po oddziaływaniu na powierzchnię materiału określonego wgłębnika, który stanowi podstawę określenia twardości materiału. W urządzeniach przenośnych iglica wgłębnika zakończona jest diamentowym wgłębnikiem Vickersa. Głowica obciążająca wyposażona jest w krzywkę vibracyjną, która po wywarciu zadanego obciążenia na powierzchnię materiału wprowadzana jest w drgania. Wartość twardości określana jest poprzez analizę tłumienia vibracji drgań ultradźwiękowych i podawana jest w standardowych skalach HV lub HB. Znajomość wartości twardości materiału w powyższych skalach pozwala, na podstawie tablic, określić granicę wytrzymałości materiały f_u (R_m). Jest to podstawa do wnioskowania o parametrach wytrzymałościowych badanej stali (Tab. 2), co pozwala na przyporządkowanie badanego materiału stalowego do określonego gatunku. Opisowaną metodę pomiaru charakteryzuje zdecydowanie mniejszy odcisk pozostawiany na powierzchni badanego elementu oraz wyeliminowanie czynności związanych z pomiarem wykonanego odcisku. Sama przenośność i kompaktowy wymiar urządzenia umożliwia wykonywanie badań w różnych, nawet trudno dostępnych, miejscach na obiekcie. Ten typ urządzenia również nadaje się do stosowania w przypadku elementów cienkich, o grubości 2 mm, przy pomiarach wykonywanych „z ręki”, a przy zastosowaniu elementów pozycjonujących, nawet od grubości 1 mm. Pomiar w jednym miejscu wykonywany jest w czasie 3-4 sekund. Powierzchnia badanego materiału musi być czysta i gładka, o chropowatości nie większej niż Ra 2,5, co również podlega odpowiedniemu badaniu.



Rys. 6. Przenośny twardościomierz ultradźwiękowy

Przybliżona wytrzymałość na rozciąganie	TWARDOŚĆ	
	VICKERS	BRINELL
f_u (R_m) [MPa]	HV 10	HB
240	75	74
255	80	76
270	85	81

Przybliżona wytrzymałość na rozciąganie	TWARDOŚĆ	
	VICKERS	BRINELL
f_u (R_m) [MPa]	HV 10	HB
510	160	152
530	165	157
545	170	162

285	90	86	560	175	166
305	95	90	575	180	171
320	100	95	595	185	176
335	105	100	610	190	181
350	110	105	625	195	185
370	115	109	640	200	190
385	120	114	660	205	195
400	125	119	675	210	199
415	130	124	690	215	204
430	135	128	705	220	209
450	140	133	720	225	214
465	145	138	740	230	219
480	150	143	755	235	223
495	155	147	770	240	228

Tabela. 2. Fragment tabeli prezentujący korelację pomiędzy twardością a wytrzymałością stali [19]

4. PODSUMOWANIE

Zastosowanie dwóch odmiennych co do zasady pomiaru (analizy spektrometrycznej i badania twardości) metod do określenia rodzaju materiału występującego w analizowanej konstrukcji budowlanej pozwala na jednoznaczne i bezpieczne zidentyfikowanie jego właściwości i gatunku, a tym samym odpowiedzieć na często stawiane pytania dotyczące nośności konstrukcji o nieudokumentowanych właściwościach. Zaprezentowane techniki pomiarowe cechuje przede wszystkim duża mobilność oraz **możliwość wykonania** badań bezpośrednio na obiekcie, bez konieczności pozyskiwania materiału do badań laboratoryjnych. Prezentowane badania są całkowicie nieniszczące dla konstrukcji i materiału, a informacja o zbadanych parametrach i wynikających z nich wnioskach jest dostępna właściwie „od ręki”.

W działaniach eksperckich wykonywanych na istniejących konstrukcjach budowlanych, dla których konieczne jest ustalenie cech zastosowanych materiałów, badania takie umożliwiają wyłączenie ryzyka niepewności i możliwości popełnienia błędu przy ocenie rodzaju istniejącego materiału.

Wobec szybkiego postępu technicznego należy spodziewać się, iż zapewne w nieodległej przyszłości, również dwie ostatnie opisane w tym artykule metody spektrometryczne, mobilne i łatwe w użyciu będzie można stosować do identyfikacji składu chemicznego i gatunków budowlanych stali konstrukcyjnych.

Literatura

- [1] PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.
- [2] PN-B-03200:1990 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] PN-EN 1090 Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych.
- [4] PN-EN 1993 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Seria norm.
- [5] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz. U. z 2012 r. poz. 462).
- [6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego. (Dz. U. z 2004 r. Nr 202, poz. 2072).

- [7] Urbańska-Galewska E., Kowalski D.: *Wymagania dotyczące przygotowania dokumentacji projektowej oraz wykonania konstrukcji stalowych*. w XXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, 2012, s. 365–406.
- [8] Urbańska-Galewska E., Kowalski D.: *Dokumentacja Projektowa. Wymagania dla konstrukcji stalowych -- część 1*. Builder, 2012, 7, s. 62–65.
- [9] Urbańska-Galewska E., Kowalski D.: *Dokumentacja Projektowa. Wymagania dla konstrukcji stalowych -- część 2*. Builder, 2012, 8, s. 50–53.
- [10] Urbańska-Galewska E., Kowalski D.: *Zasady wykonania konstrukcji stalowych*. Builder, 2012, 9, s. 80–84.
- [11] Urbańska-Galewska E., Kowalski D.: *Dokumentacja projektowa konstrukcji stalowych w budowlanych przedsięwzięciach inwestycyjnych*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2015.
- [12] PN-EN 10204:2006 Wyroby metalowe. Rodzaje dokumentów kontroli.
- [13] Wichtowski B., Hołowaty J.: *Analiza właściwości materiałowych i spawalności stali zlewnej mostów kolejowych*. Inżynieria i Budownictwo, 69, 2013, 5, s. 247–251.
- [14] PN-EN ISO 6892-1:2009 Metale. Próba rozciągania. Cz. 1. Metoda badania w temperaturze pokojowej.
- [15] PN-EN 10025-2:2007 Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych. Część 2: Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych niestopowych.
- [16] PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [17] PN-EN 10088-1:2014-12 Stale odporne na korozję. Część 1: Wykaz stali odpornych na korozję.
- [18] Gosowski B. and Organek P.: *Wykorzystanie nieniszczących pomiarów twardości do oceny parametrów wytrzymałościowych stali z początku XX wieku*. Inżynieria i Budownictwo, 72, 2016, 2, s. 74–77.
- [19] <http://www.darmet.com.pl>.

TECHNOLOGY RESEARCH PROPERTIES OF STEEL



Jerzy SENDKOWSKI¹, Anna TKACZYK², Łukasz TKACZYK³

GEOTECHNICZNE UWARUNKOWANIA POSADOWIENIA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

STRESZCZENIE

W pracy na wybranych przykładach omówiono geotechniczne uwarunkowania posadowienia obiektów budowlanych w kontekście wymagań PN-EN -1997-1. Pokazano istotny udział geotechniki w trakcie całego procesu budowlanego. Zamieszczone przykłady mogą stanowić podstawę do dalszej dyskusji nad uwarunkowaniami posadowienia obiektów budowlanych współpracujących z podłożem, niezależnie od warunków gruntowych i kategorii geotechnicznej obiektów.

SŁOWA KLUCZOWE: projektowanie geotechniczne, projekt geotechniczny, granice dopuszczalnych zachowań, kontrola, monitoring

1. WPROWADZENIE

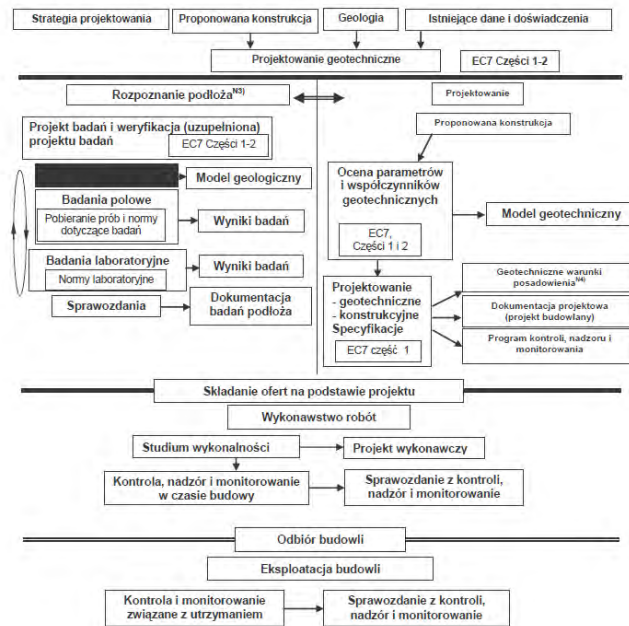
Prezentowana praca dotyczy holistycznego spojrzenia na etapy prac badania podłoża podczas rozpoznania geotechnicznego, projektowania geotechnicznego, wykonawstwa i eksploatacji obiektów budowlanych [1], które to etapy pokazano na rys. 1.

Na przykładzie wybranych i opisanych kilku przypadków posadowienia geotechnicznego pokazano istotne uwarunkowania geotechniczne, jakie należy wziąć pod uwagę, aby zaprojektowany, wybudowany i eksploatowany obiekt budowlany spełniał warunki nośności, użyteczności oraz niezawodności, niezależnie od wymaganych kategorii konsekwencji zniszczenia.

¹ dr inż. Jerzy SENDKOWSKI, biuro@ankra.pl – Biuro Budowlane ANKRA sp. z o.o., Kielce

² mgr inż. Anna TKACZYK, anna_tkaczyk@wp.pl – Biuro Budowlane BAUKO s.c., Kielce

³ mgr inż. Łukasz TKACZYK, tlukasz@wp.pl – Biuro Budowlane BAUKO s.c., Kielce



Rys.1. Etapy badań podłoża podczas projektowania geotechnicznego, wykonawstwa i eksploatacji obiektów budowlanych [1]

2. PRZYKŁADY POSADOWIENIA OBIEKTÓW

2.1. Posadowienie budynku hali sportowej z basenem

Halę sportową z pływalnią posadowiono na Wyżynie Małopolskiej w dolinie rzeki Czarnej, w obrębie jednostki geologicznej zwanej Wąłem Środkowym, na wysokości 187.4 do 188.3 m npm. W podłożu zalegają miocenne wapienie litotamniowe. Strop osadów trzeciorzędowych w stanie zwartym w postaci zwięzłych wapieni stwierdzono na głębokości 4.7m do 5.2m npt. Na osadach trzeciorzędowych zalegają osady rzeczne wykształcone w postaci pyłów o konsystencji plastycznej, pyłów piaszczystych z przewarstwieniami piasków. Strop tej warstwy występuje na głębokości 1.6 m do 4.0 m npt. Wyżej tej warstwy zalegają piaski drobne średnio zagęszczone i piaski przewarstwione pyłami. Miąższość piasków wynosi 0.4m do 1.7 m. Całość terenu przykrywają nasypy (piasek, humus, kamienie) o miąższości 0.8 m do 1.9 m.

Spadki terenu w miejscu posadowienia hali sportowej z pływalnią sięgają 3%. Rozpoznanie geotechniczne podłoża i ustalenie warunków gruntowo wodnych przeprowadzono wykonując 14 otworów penetracyjnych o głębokości 5.5 do 6.0 m. W wykonanych otworach stwierdzono poziom wód na głębokości 2.5 m do 3.8m npt. Wahania wód gruntowych wynoszą +/- 1m od zaobserwowanego i zależne są od stanu wód w rzece Czarnej oraz od intensywności opadów atmosferycznych. Parametry geotechniczne podłoża gruntowego ustalono na podstawie badań makroskopowych, wyników badań archiwalnych oraz PN-81/B-03020. Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych ustalono metodą C.

W dokumentacji badań podłoża gruntowego nazwanej „Badania geologiczne” zalecono projektowaną pływalnię posadowić w wydzielonej warstwie piasków lub w warstwie pyłów, powyżej zwierciadła wód gruntowych. Z uwagi na możliwość uplastycznienia zalecono wykonać podsypkę z pospółki o miąższości min. 0.3 m, którą należy zagęścić do $I_s > 0.95$.

Rozpoznanie warunków wodno-gruntowych zleciła Pracownia Architektoniczna w 2006 r, na etapie opracowania projektu budowlanego. „Badania geologiczne” przeprowadził uprawniony geolog i we wnioskach podał warunki posadowienia obiektu hali sportowej. Budowę rozpoczęto w maju 2010 r, a przekazano do użytkowania w październiku 2012 r.

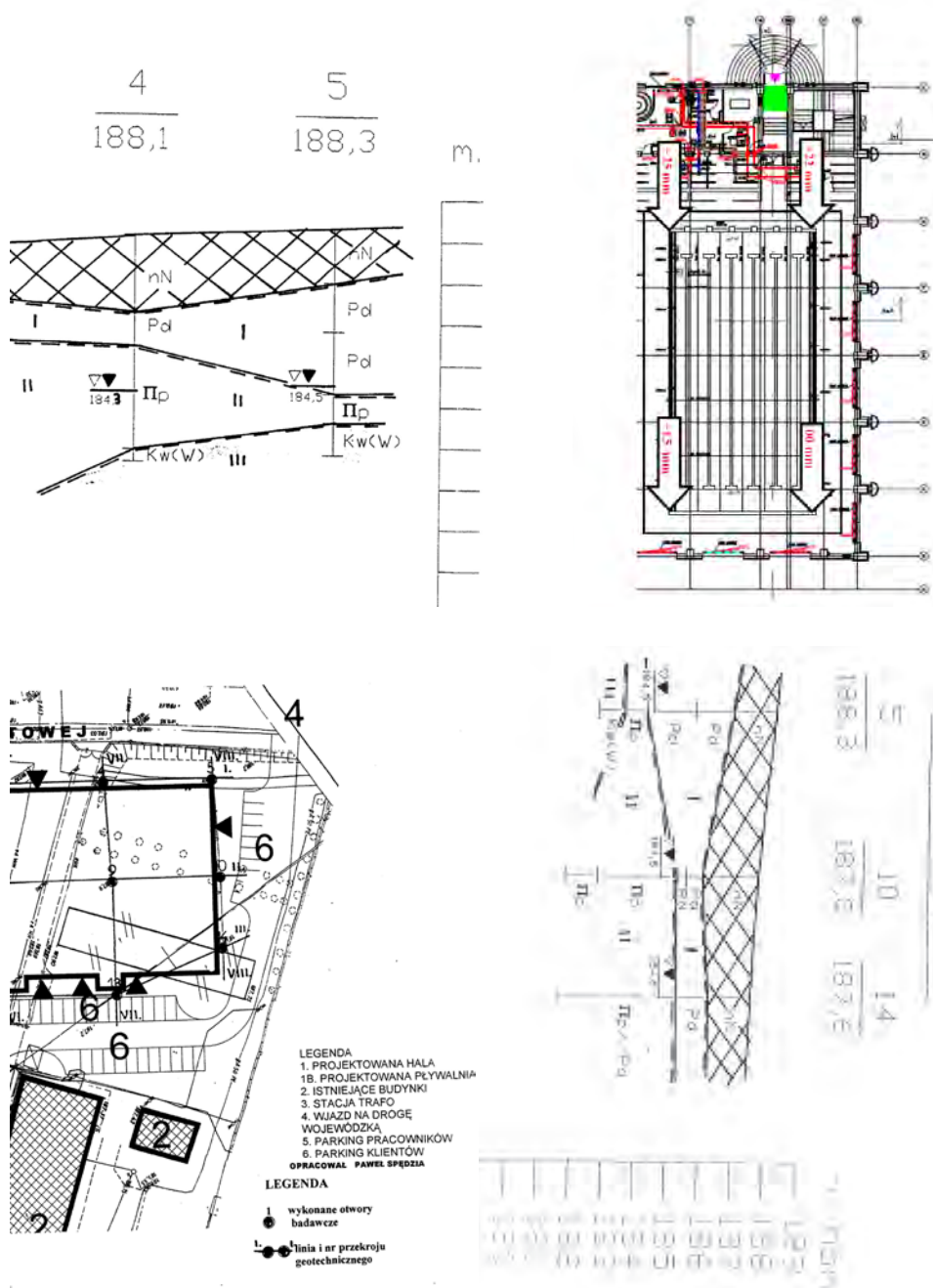
Z zachowanych archiwalnych materiałów z budowy obiektu, wynika, że jedynym dokumentem z zakresu posadowienia geotechnicznego obiektu były omówione "Badania geotechniczne". W czasie robót ziemnych wykonawca podjął decyzję o lokalnej wymianie gruntów na pospółkę o grubości warstwy 0.6m o wskaźniku zagęszczenia $I_s > 0.95$. Nie wykonano badania zagęszczenia wymienianych warstw podłoża, milcząco przyjmując poprawne zagęszczenie.

W wyniku eksploatacji obiektu po ok. 5 latach od rozpoczęcia prac ziemnych zgłoszono zaistnienie osiadania niecki basenowej o 25 mm i jej przechył. To nierównomierne osiadanie o wartości 25mm okazało się istotną uciążliwością w eksploatacji niecki basenu wymuszającą konieczność interwencji. Po analizie zebranych materiałów stwierdzono niedostateczne rozpoznanie podłoża gruntowego, popełnione błędy w projektowaniu geotechnicznym (brak programu kontroli i monitorowania), brak prognozy osiadania w konkretnych warunkach geotechnicznych, brak kontroli i nadzoru geotechnicznego na etapie budowy, brak sprawozdania z kontroli nadzoru. Obecnie inwestor prowadzi obserwacje osiadania niecki basenu i rozważa stosowną interwencję. Na rysunku 2 przedstawiono osiadanie niecki basenu (przechył niecki basenu, jako bryły konstrukcji basenu) w połączeniu z układem warstw geotechnicznych w podłożu, wskazujące na przyczynę powstałej awarii.

2.2. Posadowienie wieży telefonii komórkowej

Wieżę telefonii komórkowej (rys. 3.) posadowiono w obszarze fliszowych utworów oligocenu (trzeciorzęd). Warstwy podłoża gruntowego zbudowane są z łupków i piaskowców warstw krośnieńskich. Nad nimi leżą czwartorzędowe zwietrzeliny gliniaste oraz pyły na pograniczu glin pylastych. Od powierzchni terenu do głębokości 0.9 m w rejonie fundamentów wieży leżą nasypy niekontrolowane zbudowane z pyłów i gleby. Na okoliczność wychylenia się o 120 mm wieży o wysokości 40m, wykonano badania podłoża gruntowego i ekspertyzę geotechniczną w rejonie posadowienia wieży antenowej. Wykonano 3 otwory badawcze na głębokość 6m. Na rys. 3d pokazano profile geotechniczne, a na rys 3e w tablicy zestawiono wartości parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw metodą C wg PN-81/B-03020. Warunki gruntowe zaliczono do warunków złożonych. Wieżę telefonii komórkowej zaliczono do drugiej kategorii geotechnicznej. W wyniku przeprowadzonego rozpoznania stwierdzono:

- występująca pod fundamentami 0.3m warstwa żwirów jest niewystarczająca dla stabilności fundamentów,
- występujące pod warstwą 0.3 m żwirów, plastyczne i miękkoplastyczne pyły na pograniczu glin pylastych są bardzo wrażliwe na uplastycznienie i upłynnienie,
- pod fundamentami wieży zbiera się woda pochodząca z sąsiedztwa, która powoduje ciągłe uplastycznianie gruntów i rozszerzanie się strefy uplastycznienia w kierunku pionowym, jak i poziomym,
- pod fundamentami wieży od 1.0 do 1.5 m występuje warstwa pyłów na pograniczu glin pylastych o bardzo niskiej nośności,
- fundamenty wieży będą znacznie i nierównomiernie osiadać, powodując przechyłanie się wieży,
- głębokość strefy gruntów o niskiej nośności będzie się zwiększać,
- zalecono wzmocnienie podłoża gruntowego poniżej fundamentów wieży,
- zaproponowano zastosowanie pali iniekcyjnych opartych na zwietrzelinie gliniastej VI warstwy geotechnicznej,
- po wzmocnieniu zalecono konieczność wykonania ponownych badań geologicznych,
- zalecono wieżę antenową szybko zabezpieczyć przed przechyłaniem.



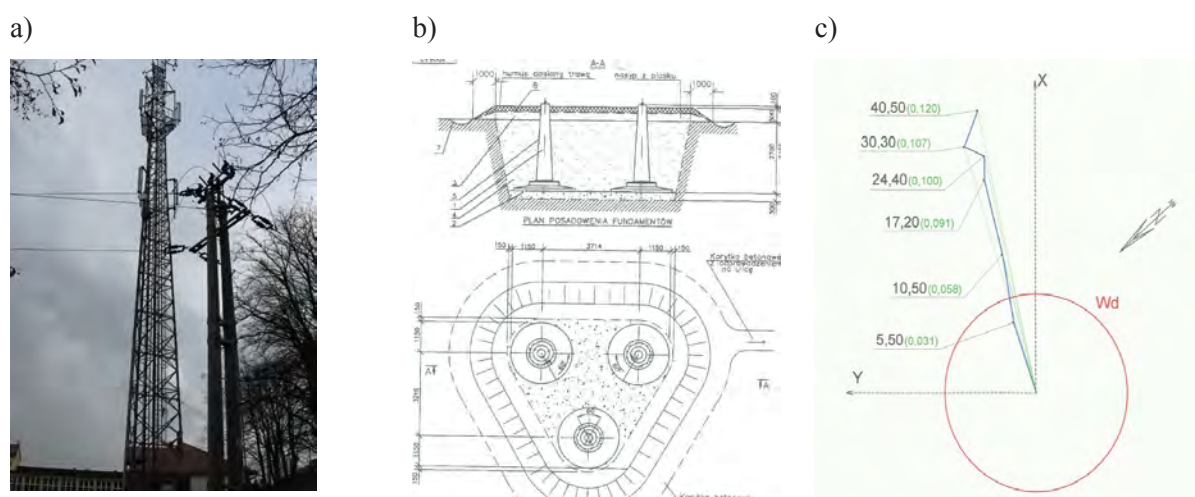
Rys.2. Układ warstw geotechnicznych w połączeniu z posadowieniem wieży basenu

Wieżę wybudowano w 1992r. Nie dotarto do pierwotnych badań wodno-gruntowych na podstawie, których opracowano projekt posadowienia wieży. Na tego typu wieżach zawieszane są zwykłe systemy anten kilku operatorów, którzy wprowadzając nowe technologie telekomunikacyjne często modyfikują te systemy, a które to w następstwie powodują konieczność wzmocnienia wieży i uzyskanie pozwolenia na jej przebudowę i modernizację. W 2007 roku zaszła konieczność wzmocnienia wieży w związku z wprowadzeniem nowego operatora telekomunikacyjnego. Na tę okoliczność sporządzono ekspertyzę geotechniczną posadowienia wieży. Ekspertyzę zlecił nowy operator, na wniosek właściciela wieży. Wykonał ją uprawniony geolog ustalając warunki wodno-gruntowe i fizyko-mechaniczne stosownie do rozporządzenia MSWiA nr 839 z 1998 r. Zalecił wzmocnienie podłoża gruntowego poniżej fundamentów wieży, biorąc pod uwagę „przechylenie się wieży”.

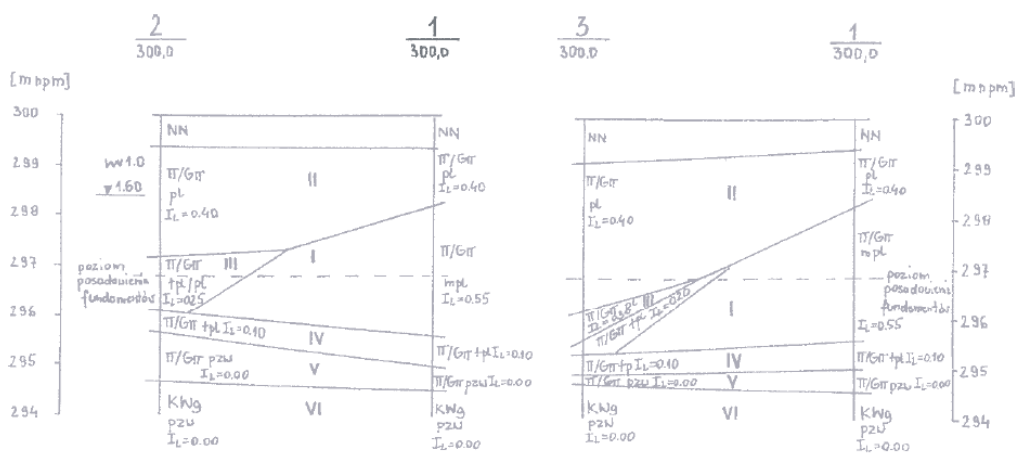
Tego wzmocnienia podłoża gruntowego nie wykonano. Wykonano wzmocnienie wieży i wykonano płytę balastową na poziomie terenu o masie 57 t. W 2005 r przeprowadzono przegląd kontrolny i pomierzono wychylenie

się wierzchołka wieży. Nie stwierdzono powiększania się wychylenia. Kolejna modernizacja antenowa w 2012r i wejście w życie wymagań EC7 spowodowała obawy właściciela, co do bezpieczeństwa wieży posadowionej w bezpośredniej bliskości Szkoły Podstawowej, Gimnazjum i Urzędu Gminy. Właściciel wieży dbając o bezpieczeństwo ludzi i mienia zalecił dostosowanie wieży do 3 kategorii niezawodności. Zredukowano stosownie obciążenie na wieży (jeden z operatorów zszedł z wieży), a wzmocnienie wieży odpowiednio uzupełniono, uzyskując stosowne pozwolenie na przebudowę i modernizację. Na tę okoliczność potrzebna była opinia geotechniczna, którą przeprowadził geotechnik.

Wobec powyższego podjęto dodatkowo przeprowadzenie monitoringu wieży (okresowe pomiary geodezyjne). Z aktualnie przeprowadzonych obserwacji i pomiarów wyciągnięto spostrzeżenie. W stanie bliskim bezwietrznemu (0.2 m/s) pod obciążeniem aktualną konfiguracją antenową (niesymetryczne obciążenie) wychylenie punktów wieży na poziomie 40.50 m wynosi 120 mm, **wychylenie wieży jest niezmiennie**, wg PN B-03204 dopuszczalny przechył wieży w stanie granicznym użyteczności nie powinien być większy niż $h/200$, czyli $40.50 \text{ m}/200 = 0.203 \text{ m}$, wg PN-EN 1993-3-2 przechył wieży w stanie granicznym użyteczności nie powinien być większy niż $h/100$ (załącznik krajowy), czyli $40.50 \text{ m}/100 = 0.406 \text{ m}$, zatem przedmiotowa wieża spełnia te wymogi. Na etapie interwencji błędnie utożsamiono imperfekcje wykonania i montażu wieży z przemieszczeniami wierzchołka wieży pod niesymetrycznym obciążeniem.



Rys. 3. Dane charakterystyczne posadowienia wieży telefonii komórkowej
a) widok wieży, b) szkic posadowienia, c) stałe wychylenie wieży od pionu – 120mm



Rys.3d. Przekroje geotechniczne

WARTOŚCI PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH													
TEMAT : Wieża antenowa - Fryszak													
OBJAŚNIENIA GEOLOGICZNE		PARAMETRY GEOTECHNICZNE wg. PN-81/B-03020											
Przebieg stratygrafii	Opis warstwy geologicznej	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny	Symbol geologiczny
CZWARTEK	Pyły na pograniczu glin pylastych	I	Π/Gn	C	0.55	28	1.95	8	9			10 000	
	Pyły na pograniczu glin pylastych	II	Π/Gn	C	0.40	26	2.00	10	11			14 000	
	Pyły na pograniczu glin pylastych	III	Π/Gn	C	0.30	24	2.00	12	13			17 000	
	Pyły na pograniczu glin pylastych	IV	Π/Gn	C	0.10	21	2.05	20	16			25 000	
	Pyły na pograniczu glin pylastych	V	Π/Gn	C	0.00	18	2.10	30	18			34 000	
	Zwierzęcina gliniasta	VI	KWg	C	0.00	11	2.25	35	19			40 000	

Rys.3e. Wartości parametrów geotechnicznych wg PN-81/B-03020

2.3. Posadowienie zespołu budynków biurowych

Zespół budynków biurowych (rys. 4) posadowiono poza krawędzią wychodni uskoku Baildońskiego w obszarze nieaktywnym. Teren projektowanej inwestycji nie jest obecnie i nie będzie w przyszłości objęty wpływami eksploatacji górniczej. Wg opracowanej „Mapy przydatności terenu pogórniczego, obszaru górniczego „Katowice I” kopalni „Katowice – Kleofas” do zabudowy „, teren ten zakwalifikowano do kategorii „A”, który nie wymaga stosowania zabezpieczeń profilaktycznych. Warunki gruntowe zaliczono do warunków złożonych. Zespół budynków biurowych zaliczono do drugiej kategorii geotechnicznej. Dla planowanego przedsięwzięcia wykonano dokumentację geologiczno inżynierską w dwóch etapach, w 2006 r i 2007 r. Ponadto w 2008 r i 2009 r opracowano szereg ekspertyz i opinii geotechnicznych, sporządzonych przez uznanych geotechników na zlecenie inwestora. Budowa zespołu budynków biurowych prowadzona etapami trwa obecnie (budynek C i D).

W wyniku przeprowadzonego rozpoznania geotechnicznego, poprzez wykonanie dokumentacji geologiczno inżynierskiej, stwierdzono występowanie gruntów w wydzielonych warstwach:

- warstwa nN – nasypy niebudowlane, będące mieszaniną piasku, gliny, gruzu ceglanego i betonowego,
- warstwa Ia – piaski pylaste oraz drobne w stanie średnio zagęszczonym, $I_D=0.55$,
- warstwa Ib – piaski pylaste oraz drobne w stanie zagęszczonym, $I_D=0.84$,
- warstwa IIa – piaski średnie i grube w stanie średnio zagęszczonym, $I_D=0.56$,
- warstwa IIb – piaski średnie i grube ze żwirem w stanie zagęszczonym, $I_D=0.85$,
- warstwa III – pospółki i żwiry w stanie zagęszczonym, $I_D=0.75$,
- warstwa C1a – gliny i gliny piaszczyste w stanie twardoplastycznym, $I_L=0.15$,
- warstwa C1b – gliny w stanie plastycznym, $I_L=0.30$,
- warstwa C2a – gliny pylaste w stanie półzwałym, $I_L < 0.0$,
- warstwa C2b – gliny pylaste w stanie twardoplastycznym, $I_L=0.17$,
- warstwa C3a – pyły i pyły piaszczyste w stanie półzwałym, $I_L < 0.0$,
- warstwa C3b – pyły i pyły piaszczyste w stanie twardoplastycznym, $I_L=0.11$,
- warstwa C3c – pyły i pyły piaszczyste w stanie plastycznym, $I_L=0.34$,
- warstwa C4 – piaski gliniaste w stanie plastycznym, $I_L=0.43$,
- warstwa C5 – gliny zwięzłe i gliny pylaste zwięzłe w stanie twardoplastycznym, $I_L=0.16$,
- warstwa C6a – namuły gliniaste w stanie miękoplastycznym, $I_L=0.52-0.86$,
- warstwa C6b – torfy w stanie od pół zwałego do twardoplastycznym, $I_L=0.0-0.12$,
- warstwa D1 – łyły i łyły pylaste w stanie półzwałym, $I_L < 0.0$,
- warstwa D2 – łyły w stanie twardoplastycznym, $I_L=0.06$.

Dla bezpieczeństwa wprowadzono zabezpieczenia konstrukcyjne budynków poprzez:

- podział budynku na segmenty – jak na terenach górniczych,
- posadowienie na sztywnym płytowym fundamencie stanowiącym konstrukcję odporną na lokalne zmiany warunków gruntowych,

- płyty centrujące pomiędzy płytami fundamentowymi poszczególnych segmentów,
- wieńce w poziomach stropów,
- przy konstruowaniu zbrojenia stosowanie zasad zbrojenia, jak dla obiektów na uszkodzeniach górniczych.

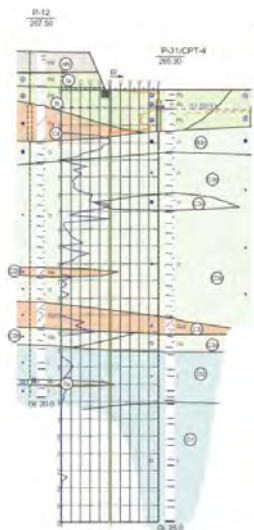
Na podstawie rozpoznania geotechnicznego warunki gruntowe dla posadowienia Zespołu Budynków Biurowych oceniono, jako niekorzystne. W związku z tym Zespół Budynków Biurowych posadowiono na wzmocnionym podłożu gruntowym za pomocą kolumn CMC. Wykonano stosowny projekt wykonawczy wzmocnienia za pomocą kolumn CMC. Kolumny CMC wykonano stosując mieszankę betonową z betonu klasy C16/20 na kruszywie naturalnym do 16 mm. Prowadzony jest nadzór geotechniczny nad realizacją przedmiotowego zadania inwestycyjnego. Prowadzony jest monitoring osiadania każdego z czterech budynków. Na rys. 4 pokazano: widok zespołu budynków, miejsce lokalizacji, wybrany przekrój geotechniczny w rejonie wmacnianego podłoża gruntowego, zarys posadowienia segmentów A i B zespołu budynków na siatce kolumn CMC, posadowienie wybranych słupów i fundamentu płytowego na podłożu wzmocnionym kolumnami CMC, mapę przemieszczeń pod fundamentem posadowionym na wzmocnionym podłożu, oraz wybrane wyniki z monitoringu osiadań Zespołu Budynków Biurowych. Prognozowane maksymalne przemieszczenie pod Zespołem Budynków Biurowych szacowano na 65 mm. Przemieszczenie szacowane stanem SGU dla budynków powyżej 11 kondygnacji wynosiło 80 mm. Maksymalne przemieszczenie z monitoringu pokazane na rysunku 4g wynosiło 48 mm. Przy realizacji omawianej inwestycji prowadzony jest stały nadzór geotechniczny i monitoring.



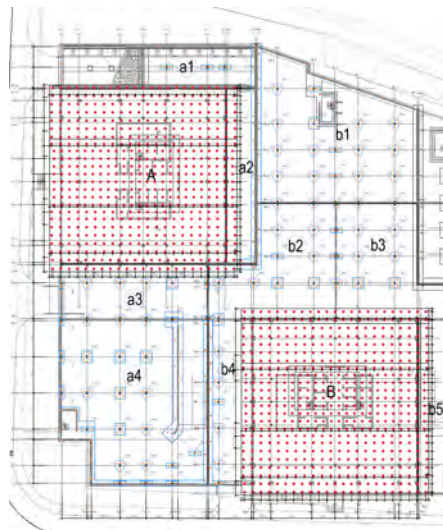
Rys.4a. Widok zespołu budynków biurowych



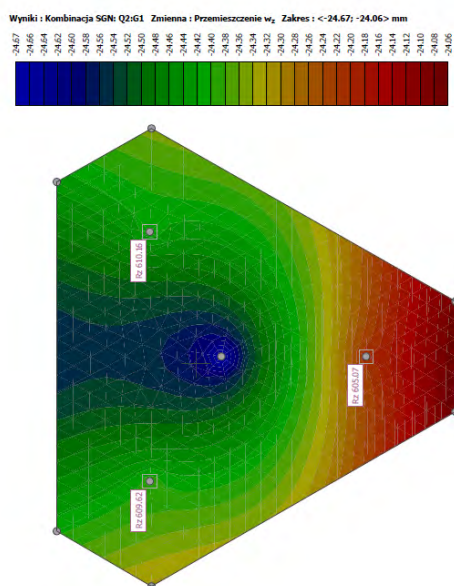
Rys.4b. Mapa lokalizacyjna



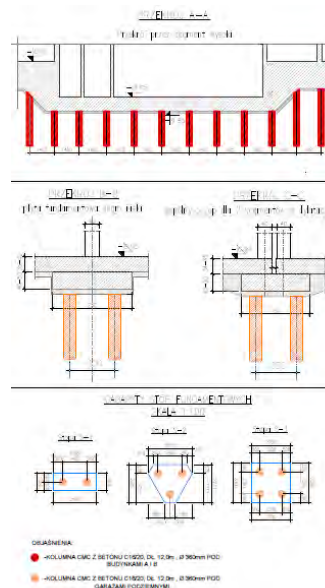
Rys. 4c. Przekrój geotechniczny w rejonie wzmocnionego podłoża gruntowego kolumnami przemieszczanymi CMC



Rys. 4e. Zarys posadowienia segmentów A i B zespołu budynków na siatce kolumn CMC



Rys. 4d. Mapa przemieszczeń pod fundamentem posadowionym na podłożu wzmocnionym kolumnami przemieszczeniowymi CMC



Rys.4f. Posadowienie słupów na podłożu wzmocnionym kolumnami CMC

Przedstawiony przypadek, dotyczy dużej inwestycji. Inwestor z zespołem projektantów (na etapie nadzoru autorskiego) zastosował się do wymagań EC7 już w czasie trwania budowy, poprzez ustalenie dopuszczalnych granic zachowania się konstrukcji poszczególnych budynków (budowanych etapowo), proces kontroli oraz program monitorowania. Opracował procedury reakcji na wykonane pomiary oraz posiada plan działań interwencyjnych.

3. WNIOSKI

Na opisanych przypadkach posadowienia obiektów budowlanych o różnorodnych uwarunkowaniach wynikających z warunków gruntowych i kategorii geotechnicznych obiektów budowlanych wykazano potrzebę postępowania wg schematu podanego na rys.1 tj, badania podłoża gruntowego zarówno podczas projektowania geotechnicznego, wykonawstwa i eksploatacji obiektów budowlanych.

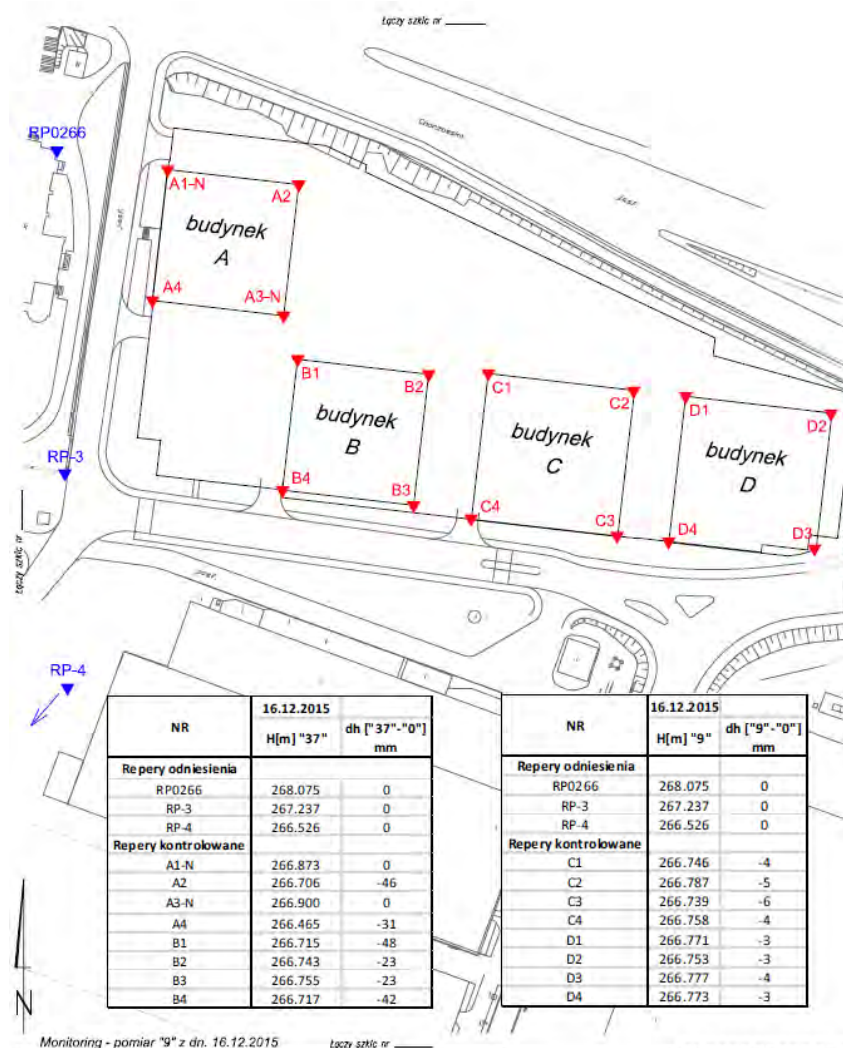
W dwóch pierwszych przypadkach zachodziła pilna potrzeba przeprowadzania dodatkowego rozpoznania i podjęcia działań interwencyjnych, których inwestor się nie spodziewał, nie przewidział i na które nie był przygotowany. W pierwszym nie podjęto dalszych prac rozpoznania podłoża gruntowego. W drugim ponownie przeanalizowano uzyskane wcześniej informacje z przeprowadzonego badania w 2007 r i sporządzono aktualną opinię geotechniczną, opracowaną przez geotechnika z uprawnieniami. W projektowaniu rozpoznania pod omawiane inwestycje, w badaniach oraz w dokumentowaniu warunków posadowienia zabrakło współpracy projektanta, geotechnika i geologa.

Spotyka się opinie geotechniczne i projekty geotechniczne sporządzane po 25.04.2012 r, przez geologów, co jest naganne, a ponadto niezgodne z aktualnie obowiązującymi przepisami i wiedzą techniczną, w tym zakresie [3,4].

Zatem „projektowanie geotechniczne” to rozwiązywanie zadań współpracy obiektu z podłożem gruntowym na wszystkich etapach budowy. Analizując rysunek 1 wynika, że lewa strona to rozpoznanie geotechniczne podłoża gruntowego, (które omówiono w pracach [3,5]), a prawa strona to projektowanie geotechniczne, interpretacja danych, sprawdzanie wg ustalonych przez EN-1997-1 procedur na wszystkich etapach budowy, jak również podczas utrzymania obiektów.

Przez pryzmat omawianych przypadków posadowienia obiektów budowlanych na pierwszy plan wysuwa się wymagany udział geotechnika w trakcie trwania procesu budowlanego, począwszy od prac

związanych z rozpoznaniem geotechnicznym terenu, poprzez proces budowy, zakończenia, a w wielu uzasadnionych przypadkach również przez cały okres eksploatacji.



Rys.4g. Wynik z monitoringu osiadania reperów założonych na poszczególnych budynkach

Literatura

- [1] PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, Część 1, Zasady ogólne.
- [2] PN-EN 1997-2 Projektowanie geotechniczne, Część 2, Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [3] L. Wysocki, W. Kotlicki, T. Godlewski: Projektowanie geotechniczne wg Eurokodu 7, Poradnik, ITB, Warszawa, 2011.
- [4] Z. Grabowski: *Inżynier geotechnik – współuczestnik procesu budowlanego*, Inżynier Budownictwa 18.04 2013.
- [5] J. Sendkowski, A. Tkaczyk, Ł. Tkaczyk: *Rozpoznanie, jako podstawa projektowania geotechnicznego*, XIII Konferencja Naukowo Techniczna, Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce 2014r.

GEOTECHNICAL CONDITIONS FOR FOUNDATION OF BUILDINGS STRUCTURES

**XIV****KONFERENCJA NAUKOWO – TECHNICZNA****WARSZTAT PRACY
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**Józef HELIŃSKI¹, Michał HELIŃSKI², Zbigniew GRABOWSKI³

EKSPERTYZA Z PROJEKTEM I WYKONAWSTWEM ZABEZPIECZENIA BUDYNKÓW MIESZKALNYCH OKALAJĄCYCH GŁĘBOKIE FUNDAMENTOWANIE PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY HALI KOSZYKI W WARSZAWIE

1. ZARYS HISTORYCZNY

Materiał ikonograficzny pochodzi z archiwalnych artykułów prasowych lub innych opracowań dotyczących rejonu ul. Koszykowej, zebranych przez autora niniejszego referatu. Zachowane materiały archiwalne wskazują na bliskie relacje pomiędzy polityką i obyczajami na przestrzeni dziejów, a budowaniem. Niewielka akwarelka Z. Vogla, namalowana w roku 1785 daje nam obraz jednego z najruchliwszych fragmentów dzisiejszego Śródmieścia Warszawy - sprzed 230 lat. Było to wówczas zupełnie pustkowie. Po prawej stronie widzimy nędzną drewnianą chałupę- rudere, jakich nie brakowało nawet przy głównych ulicach miasta. Wiejską drogą idzie człowiek podpierający się kijem, obok niego biegnie pies. W głębi widoczne są porządnie ogrodzone zabudowania folwarku królewskiego – Koszyk, składające się z niewielkiego pałacyku oraz stajni i oficyny ustawionych symetrycznie po bokach głównego budynku. Koło zabudowań widzimy żuraw studzienny, a przy stajni – bróg na siano. Słowem – pejzaż zupełnie sielankowy. Nic nie zdradza bliskości wielkiej stolicy państwa.

Okolice Koszyk zostały w roku 1773 objęte wielkim planem regulacyjnym. Stanisław August, nosząc się z zamiarem gruntownej przebudowy Zamku Ujazdowskiego, polecił opracować projekt monumentalnego otoczenia nowej rezydencji królewskiej. Stworzono wówczas główną oś widokową na zamek – dzisiejszą ulicę Nowowiejską – oraz wytyczono cztery place: Na Rozdrożu, Zbawiciela, Unii Lubelskiej i plac przed Politechniką, do których zbiegały się promieniście ulice wysadzone drzewami. Roboty regulacyjne zakończono w roku 1784. W tym czasie w trójkącie, ograniczonym wytyczonymi wówczas ulicami Koszykową, Śniadeckich i Noakowskiego powstał niewielki pałacyk Stanisława Augusta, który uwiecznił na reprodukowanej tu akwareli (rys.1) Zygmunt Fogel. Pałacyk przeznaczony był do specjalnych celów. Wedle tradycji, w chwilach wolnych od trudów panowania, monarcha spotykał się tam z pięknymi paniami. Do tych samych celów używał posiadłości, wiele lat później, spadkobierca króla ks. Józef Poniatowski. Widocznie, dzięki odosobnionemu położeniu, pałacyk doskonale spełniał rolę miejsca schadzek.

¹ Mgr inż. arch. i konstruktor Józef Heliński, j.helinski@o2.pl

² Mgr inż. arch. Michał Heliński, m.helinski@o2.pl

³ Prof. dr hab. inż. Zbigniew Grabowski

Pałacyk na Koszykach, na akwareli Vogla, przedstawia się jako niewielki parterowy budynek z trzyokiennej elewacją rozcłonkowaną boniowanymi lizenami. Na podstawie zachowanej fotografii z końca wieku XIX. wiemy, że od ogrodu posiadał trójboczny ryzalit pośrodku, nakryty łamanym dachem. W wieku XIX pałacyk otrzymał od frontu ganek wsparty na czterech kolumnkach. Przy pałacyku znajdował się dość duży ogród o regularnym, kratownicowym układzie alejek, wysadzonych drzewami. W roku 1812 ks. Józef zmuszony był sprzedać Koszyki na pokrycie wielkich długów Stanisława Augusta. Pałacyk kilkakrotnie zmieniał właścicieli, będąc przeważnie w posiadaniu zamożnych kupców. Ogród warzywny przy posiadłości długo słynął z doskonałych ogórków, w które zaopatrywali się tam warszawiacy. Pałacyk przetrwał do początku XX. W roku 1900 rozpoczęto wytyczanie dzisiejszej ulicy Lwowskiej. Na osi nowej ulicy znalazł się ogród i pałacyk, ogród rozparcelowano, a pałacyk – zburzono. Po zaciśnięciu ustroniu królewskim nie pozostał żaden ślad, prócz nazwy ulicy Koszykowej i hali targowej (wybudowanej na początku XX w. na terenach dawnego ogrodu), którą po dziś dzień warszawiacy nazywają halą na Koszykach. Historia najczęściej lubi się powtarzać, w przypadku Hali Koszyki tak było. Pierwszym projektantem w 1906 był inż. Dzierżanowski, drugim w zakresie modernizacji 1986 też był inż. Józef Heliński, któremu aktualnie przypadł zaszczyt zabezpieczać okalające zabudowy mieszkaniowe graniczące z przebudową Hali Koszyki oraz pozostałe fragmenty zabytkowe tzw. bramne budynki i socjalny w głębi działki Hali Koszyki jako rzeczoznawcy i projektantowi.

Tak się złożyło iż wybudowana Hala Koszyki, tak jak Społeczność Warszawy przechodziła burzliwe okresy wojenne. Pięć lat po jej przekazaniu do użytkowania, około 1915 r. pełniąc funkcję stajni dla koni rosyjskich wojsk biorących udział w I wojnie światowej, poddana była destrukcyjnym wpływom biologicznej korozji od przebywających koni. Dla wyrównania wysokich belek stropowych zasypano przestrzeń żużlem wielkopieczowym, z którego tworzył się kwas siarkowy, co w połączeniu z użytymi proszkami zmywającymi podszkłę Hali rozpoczęło niszczenie stropu nad piwnicami ze stopami głównych słupów stalowych części wyższej hali. W niecałe 25 lat później Hala uległa totalnemu uszkodzeniu w części środkowej i skrzydła zachodniego, podczas Powstania Warszawskiego i działań II wojny światowej 1939-45r.



Rys. 1. Materiał retrospekcyjny arch. Józefa Helińskiego projektanta przebudowy SDH z roku 1987

Warto także przytoczyć głosy sprzeciwu społeczności z lat 1906 i 1907, które przytaczano ~1987r. w gazetach, w okresie przebijania ul. Lwowskiej i wyburzeń pałacyku. Koszyki pod budowę Hali Koszyki – „*mieliśmy wspinały pałacyk, a wy stawiacie tu nam obrzydliwe stalowe konstrukcje*”. Hala po wybud-

waniu była totalnie krytykowana przez stołeczną społeczność. Należy też pamiętać, iż generalnie secesja nie była akceptowalna przez ludzi starszego i średniego pokolenia, a miała poparcie wśród studentów i bardziej postępowych młodych nauczycieli akademickich. Ówczesny Dziekan Wydziału Architektury Prof. Czesław Przybylski (1880-1936r.) sąsiad Hali Koszyki, kiedy już następował zmierzch secesji użył sformułowania, (prawdopodobnie tak się wypowiedział): „*dobrze, że tak się stało bo już myślałem, że pogrzebaliśmy cały dorobek dobrej architektury*”. Znany z tamtego okresu Architekt Tadeusz Zieliński (1883–1925r) powiedział: obecnie budujemy „*byle co, byle gdzie byle by to byle co krzyczało*”. Nie wiadomo, czy przypadkiem nie mieli Ci zacni Architekci na uwadze Hali na Koszykowej, bo tak to wygląda z czasów ich działalności twórczej i stosunku do secesji, a ponadto projektowany obiekt przez inżyniera, a nie architekta Juliusza Dzierżanowskiego z inicjatywy brata Nowosilcowa! - generała Sokratesa Starynkiewicza, jednak dobrze postrzeganego przez stołeczne społeczeństwo jako swojego Prezydenta miasta. Jak dzisiaj, tak i wtedy było wiadomo, że Hala Koszyki zasadniczo miała służyć zaopatrzeniu w żywność pracowników i studentów obecnej Politechniki Warszawskiej, a wówczas Instytutu Nowosilcowa, a przy okazji mogli się tam zaopatrywać mieszkańcy bliskich okolic. Było tam szerokie przejście na ul. Noakowskiego do Politechniki obecnie niedrożne - plomba w ul. Noakowskiego 14. Przejście to zostało brutalnie zamknięte w latach pięćdziesiątych - sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Wydaje się jednak, iż ciąg pieszy na ul. Noakowskiego odpowiednich parametrach np. krytym pasażem, powinien zostać przywrócony kosztem dwóch pomieszczeń parterowych przyległych do wąskiego przejścia. Hali Koszyki należy zapewnić swobodny dostęp od ul. Noakowskiego i zrekompensować błędy i wypaczenia poprzednich rajców magistrackich oraz nie tak odległych układów politycznych. Warto przypomnieć, iż w pierwszej fazie działalności handlowej Hala Koszyki przyniosła straty, ponieważ zaopatrywano się w innych obiektach wcześniej wybudowanych i ucywilizowanych targowiskach. A jak zmieniają się generalne poglądy ludzi, to już w roku 1986 tj. 80 lat później, kiedy dokonywana była modernizacja Hali Koszyki, to Konserwator Zabytków i środowiska społeczne, architektoniczne grzmiały jakie to piękne i nie dajmy się ruszyć, aby nie utracić wspaniałych wartości twórczych i zabytkowych.

Z zaprojektowanej modernizacji z 1987 zrealizowano tzw. kramy w podkowie na placu głównym, odbudowano budynek socjalny dostawiony po roku 1946 do wschodniego skrzydła Hali. Wybudowano część piwnic i wzmocniono wg tego projektu strop w części wschodniej, gdzie obecnie znajduje się pomieszczenie węzła cieplnego, do którego doprowadzono przyłącze ciepłe CO, od komory z ul. Lwowskiej. Zaprzestano dalszej przebudowy ponieważ zbliżał się znów burzliwy okres politycznej przebudowy kraju w latach 1989 – 1990, a trudno było ustalić kto jest prawnym właścicielem nieruchomości, czy to WSS Społem podległy Wojewódzkiemu Zjednoczeniu Handlu i Usług, czy Zarząd SDH Hala Koszyki. Zakupione rury stalowe na antresolę, zespolone szyby okienne zostały rozdysponowane i od tego okresu nie wiele już się działo. Niepokojąca była możliwość zawalenia się stropu, ponieważ już przy wykonywanej ekspertyzie w roku 1986 Hali Koszyki widać było skorodowane bez środków stalowe belki stropowe w podłodze - posadzce Hali Koszyki, na których w tamtym okresie użytkowania ustawiano ogromne ciężary z piętrowych zestawów wody i napojów chłodzących. Jak to się stało że strop się nie zawalił nie wiadomo, ale w ostatnim okresie, strop hali w poziomie terenu został podstemplowany. Istnieje techniczne uzasadnienie, iż główne zabezpieczenie utworzyła przypadkowa posadzka betonowa jako powłoka zespolona poprzez zlasowany żużel piecowy ze stopkami belek stalowych tworząc tzw. belkę teową z płyty posadzki i zbrojenia z dolnej stopki belki Kleina.

2. EKSPERTYZA ZABEZPIECZENIA BUDYNKÓW Z PROJEKTEM – WARSZAWA 2014

Celem i zakresem ekspertyzy było zabezpieczenie istniejących ceglanych budynków mieszkalnych okalających głęboki wykop pod przebudowę Hali Koszyki w Warszawie. Istniejące budynki mieszkalne wybudowane w konstrukcji tradycyjnej z cegły, ze stropami drewnianymi lub stalo-ceramicznymi, około 1910-1912 r. tj. nieco później niż Hala Koszyki, którą oddano do użytkowania w 1908 roku. Jak na ówczesne czasy i obecnie są to najwyższe, historyczne budynki ceglane w Warszawie. Budynki te poddane zostały destrukcyjnym działaniom I i II wojny światowej oraz osłabieniom technicznym

przy swobodnym użytkowaniu po roku 1945. W budynkach brak jest wieńców usztywniających ściany, w piwnicach brak posadzek betonowych, a istniejące ziemne obniżono prawie do poziomu posadowienia ceglanych ław fundamentowych. Ściany budynków posiadały silne spękania z przemieszczeniami spowodowane działaniami wojennymi oraz beztróskim użytkowaniem po wojnie. Po 100 letnim okresie użytkowania budynki znajdują się w bardzo złym stanie technicznym i praktycznie należałoby je rozebrać i wybudować nowe. Zadaniem ekspertyzy było jednak zabezpieczenie istniejących budynków w taki sposób, aby drążony głęboki na ~ 11 m wykop pod przebudowę Hali Koszyki, w ostrej granicy z budynkami sąsiednimi nie spowodował ich uszkodzeń, lub spowodował zagrożenia życia lub zdrowia jego mieszkańców.

Przyjęto założenie, iż istniejące budynki mieszkalne uzyskają wewnętrzną stateczność i sztywność, a wybetonowana odcinkowo ściana szczelinowa wykopu zostanie sukcesywnie rozpierana stropami podczas budowy podziemnych dwóch kondygnacji. **Szczegółowe obliczenia stateczności wymiarowania konstrukcji istniejących budynków przedstawione zostały w ekspertyzach dot. zabezpieczeń poszczególnych budynków mieszkalnych.** Przyjęto strefę wpływu oddziaływania głębokiego wykopu na istniejącą zabudowę mieszkaniową wg wytycznych ITB (instrukcja nr 376/2002). Dla gruntu gliniasto – ilastego o średnich parametrach oraz uśrednionym poziomie posadowienia mieszkalnej zabudowy $H = 2.50$ m, przy różnicy poziomu spodu płyty fundamentowej $10.30\text{m} - 2.50\text{m} = 7.80\text{m}$ od terenu, określono I strefę wpływu oddziaływania wykopu na sąsiednią zabudowę, są to:

I Strefa oddziaływania $A = / 0.75 + 1.0 / : 2 \times 7.80 \text{ m} = 6.82 \text{ m}$

I Strefę oddziaływania przyjęto $A = 7.0 \text{ m}$

II Strefę oddziaływania B określono odpowiednio jak dla gruntu gliniastego

$B = 2.50 \times H_w = 2.50 \times 7.80 \text{ m} = 19.50 \text{ m}$

II Strefę oddziaływania przyjęto $B = 19.50 \text{ m}$

Praktycznie II strefa wpływu oddziaływania obejmuje całą szerokość rzutu piwnic prawie wszystkich budynków mieszkalnych przyległych do głębokiego wykopu.

Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono zasięg wpływu oddziaływania wykopu na zabudowę mieszkalną, w strefie wpływu głębokiego fundamentowania, z podanym schematem usztywnienia ścian szczelinowych metodą stropową przy wznoszeniu podziemia Hali Koszyki.

3. ZALECENIA I WYTYCZNE REALIZACJI CZĘŚCI PODZIEMNEJ INWESTYCJI HALA KOSZYKI

Przed rozpoczęciem realizacji ścian szczelinowych dla Inwestycji Hala Koszyki graniczącej z głębokim wykopem w bezpośredniej odległości od budynków usytuowanych w zasięgu I strefy wpływu oddziaływania wykopu zalecono :

- wzmocnienie i usztywnienie budynków przed robotami inwestycyjnymi HK (rys. 2),
- określenie i ustalenie strefy oddziaływań wykopu na budynek przez projektanta i sprawdzenie z przyjętymi w ekspertyzie (rys. 3),
- dokonanie niezależnego kontrolnego przeglądu stanu technicznego budynków istniejących, przez wykonawcę inwestycji „Hala Koszyki”,
- wykonanie inwentaryzacji uszkodzeń w budynkach mieszkalnych przed rozpoczęciem robót budowlanych,
- opracowanie planu monitorowania budynków istniejących przed i w czasie budowy,
- prowadzenie w fazie budowy w każdym przypadku niezależnie od fazy projektowej monitorowania oddziaływań budowy na budynki mieszkalne i kontrolowanie czy oddziaływania te są zgodne z przewidywanymi przemieszczeniami ($5 - 7 \text{ mm}$ - stan ostrzegawczy, a przemieszczenie $f = 10 \text{ mm}$ – jako stan alarmowy).
- w przypadku osiągnięcia stanu ostrzegawczego należy podjąć niezwłoczną analizę stanu technicznego budynku oraz ustalić warunki kontynuowania realizacji Kompleksu HK, w tym ewentualnego zastosowania dodatkowego zabezpieczenia konstrukcji budynków,

- prowadzenie ciągłej obserwacji poziomu lustra wody w piezometrach, a w przypadku zbyt wyraźnego podnoszenia się poziomu wody stosowanie jej obniżania przy użyciu np. igłofiltrów lub innych skutecznych metod.
- dokumentowanie wyników prowadzonych pomiarów i obserwacji i włączenie ich do dokumentacji budowy.

Zgodnie z warunkami określonymi w Instrukcji ITB (nr 376/2002 r.) oraz Polskiej Normy PN-EN 1538:2002 dotyczącej Ochrony zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów należy:

- sprawdzić stan techniczny zabezpieczeń i usztywnień budynków z upewnieniem się iż wnioski i zalecenia ekspertyzy oraz wytyczne zostały w pełni zrealizowane,
- przy realizacji ścian szczelinowych respektować wymagania wynikające z normy dotyczącej ścian szczelinowych PN-EN 1538:2002 wraz z aktualizacjami,
- przed przystąpieniem do robót wzmacniających, organizacyjnie i wykonawczo zsynchronizować je z przyszłym wykonawcą Kompleksu Hala Koszyki, w taki sposób, aby nastąpiła ciągłość kontynuacji wykonawczej robót pod wspólnym nadzorem budowlanym,
- sporządzić protokół dwustronny z odbioru robót usztywniających podpisany przez wykonawcę wzmocnień budynków i wykonawcę części podziemnej inwestycji Hala Koszyki,
- stosować sprawdzoną zasadę potokowej - podwójnej kontroli z ciągłością przejmowania następnych etapów robót po sprawdzeniu już wykonanych,
- przed rozpoczęciem realizacji ścian szczelinowych sprawdzić i usunąć wszelkie nieczynne przewody kanalizacyjne, przyłączy centralnego ogrzewania itp. aby ustrzec się przed wyciekami płynu stabilizującego - bentonitu z sekcji betonowanej ściany,
- przystąpić do robót wstępnych, związanych z przygotowaniem roboczym ścianek kierunkowych i wyznaczeniem miejsc pod przemiennie drążone robocze działki ściany szczelinowej,
- w związku z bliskim sąsiedztwem budynków mieszkalnych i wysokim średnim naciskiem na grunt od ciężaru budynku $q = \sim 230 \text{ kPa}$ i max. pod ścianami nośnymi $Q = \sim 500 \text{ kPa}$ - ścianę szczelinową należy wykonywać co drugą sekcję, a długość ich ograniczyć od 2.50 m do 2.80 m i betonować je w tym samym dniu po wydrążeniu przestrzeni wypełnionej bentonitem o ściśle określonej recepturze i odpowiednio dobranych proporcjach frakcyjnych żwiru-piasku i jakości,
- prowadzenie budowy Hala Koszyki bezpośrednio przylegającej do budynków mieszkalnych należy uznać za wyjątkowo odpowiedzialne i dlatego należy powierzyć je osobom mającym uprawnienia konstrukcyjno-budowlane, profesjonalne przygotowanie oraz doświadczenie w tego rodzaju realizacjach,
- realizację robót żelbetowych poniżej terenu kompleksu HK prowadzić z ukierunkowaniem na bezpieczeństwo zabudowy mieszkaniowej,
- stosować usztywnienie ściany szczelinowej metodą stropową eliminującą powstanie przemieszczeń, mogących powodować uszkodzenie tradycyjnej ceglanej konstrukcji,
- wykonywanie stropów tzw. „metodą stropową” rozpięających ścianę szczelinową ściśle określić w projekcie wykonawczym konstrukcyjnym, z których kierunków i miejsc usuwać grunt, na jakiej powierzchni rozpoczynać betonowanie, w jakiej kolejności i gdzie stosować przerwy technologiczne aby uchronić się od znaczących ugięć ściany szczelinowej,
- na każdym etapie wzmocnień budynku i realizacji Kompleksu HK ustanowić prawnie osoby odpowiedzialne oraz zabezpieczyć ciągłość nadzoru inwestorskiego i wykonawczego,
- po każdej zabetonowanej sekcji ściany szczelinowej sporządzić protokół podpisany przez wykonawcę i inwestora z odbioru sekcji wraz ze szczegółową metryką techniczną ściany szczelinowej betonowanej w gruncie wg EN 1538:2000. W metryce powinny być uwzględnione: użycie właściwego betonu i atestowanej stali zbrojeniowej, sprawdzenie równomiernego rozprowadzenia betonu bez rozdziału frakcji żwirowej oraz zachowanie pionowości ściany itp.

Wykonawca ściany szczelinowej musi dać gwarancję, iż wykonana przez niego poszczególna sekcja spełnia założone warunki projektowe, a bezpośredni z jego strony nadzór wykonawczy i inwestorski nad jej realizacją potwierdzają dotrzymanie projektowych warunków technicznych.

Realizacja głębokiego fundamentowania dla inwestycji Hala Koszyki zintegrowana jest z uprzednim zabezpieczeniem istniejących budynków mieszkalnych.

Przyjęte zasady są obowiązujące przy wykonaniu:

- **Usztywnienia budynków jako I etap zabezpieczenia (rys. 4)**
- **Ścian szczelinowych jako II etap zabezpieczenia (rys. 5)**

Schematy usztywnień stanowią niezależne zabezpieczenie istniejących budynków mieszkalnych, gdyby wystąpiły nadzwyczajne zdarzenia losowe przy budowie HK (piętrzenie się soczewek wody, kawerny - gwałtowny wypływ bentonitu) ujawnione podczas drążenia wykopów pod ścianę szczelinową, jak również nadzwyczajnego wypływania nawodnionego gruntu spoza obrysu ściany szczelinowej przez jej nieszczelności w strukturze do wnętrza wykopu.

W normalnych warunkach technicznego drążenia poszczególnych działek ścian szczelinowych nie istnieje realne zagrożenie utraty stateczności fundamentów istniejącej zabudowy mieszkalnej, ponieważ usunięty grunt z jednej sekcji ścianki stanowi niewielką zamkniętą przestrzeń samo klinującą się, w przypadku nadzwyczajnych przemieszczeń gruntu. Zabezpieczenie zabudowy mieszkaniowej wokół Hali Koszyki było dwuetapowe.

Pierwszy etap zabezpieczenia: Usztywnienie wieńcowo – ściągowe, nieaktywne w normalnych warunkach fundamentowania, a w nadzwyczajnych warunkach, fazy te ujawniają się zabezpieczając jednocześnie newralgiczny, uszkodzany fragment obiektu.

4. WNIOSKI I ZALECENIA DLA PROJEKTU I WYKONAWSTWA

Na podstawie opisu istniejącego stanu technicznego budynków znajdujących się w strefie oddziaływania głębokiego fundamentowania inwestycji należy uprzednio usztywnić i wzmocnić budynki istniejące, a następnie przystąpić do wykonywania ścian szczelinowych pod głębokie posadowienie projektowanej zabudowy HK.

Budynki istniejące znajdują się w złym stanie technicznym, zlokalizowane w I strefie wpływu oddziaływania inwestycji HK. Należy zabezpieczyć je doprowadzając do stanu średniego po to, aby głębokie fundamentowanie HK odbyło się bez jego uszkodzeń.

Pod fundamentami istniejących budynków, w podłożu gruntowym występują stosunkowo wysokie naprężenia ściskające dochodzące do **500 kPa**, dlatego realizacja podziemnej części budynków HK musi być prowadzona z najwyższą starannością i rozważą wykonawczą.

Istniejące budynki należy skutecznie wzmocnić i usztywnić przez spięcie ściągami i wieńcami żelbetowymi, w taki sposób, aby ich wiotka konstrukcja tradycyjna stała się na tyle stabilna, aby drobne odchylenia standardowe technologiczno – wykonawcze metody stropowej części podziemnej HK nie spowodowały nowych zarysowań lub przemieszczeń konstrukcji.

Wykonawcy zarówno robót wzmacniających budynków istniejących, jak i nowej Inwestycji Hala Koszyki, muszą uprzednio przedstawić Plany Bezpieczeństwa i Ochrony Zdrowia do zaakceptowania przez Inwestora i innych uczestników całościowego procesu budowlanego.

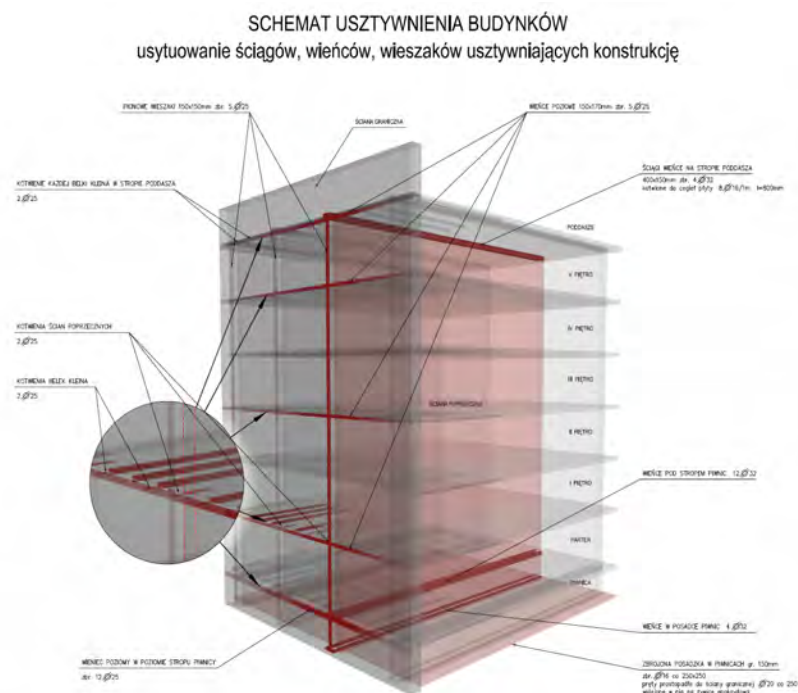
Wykonawca robót wzmacniających będzie odpowiedzialny za jakiegokolwiek uszkodzenia i przemieszczenia obiektu zabezpieczanego oraz sąsiednich, jak również sieci podziemnych w rezultacie prowadzonych przez niego prac.

Wykonawca wzmocnień i nowej inwestycji HK podejmie wszelkie możliwe kroki, aby wykluczyć ryzyko jakiegokolwiek uszkodzeń obiektów sąsiadujących z nowobudowanym Kompleksem HK.

Wykonawca Inwestycji HK zobowiązany jest do zainstalowania zintegrowanego systemu geodezyjnego, monitorowania wszystkich istniejących obiektów i prowadzenia pomiarów skoordynowanych z harmonogramem robót, które stanowią dokumentację z prowadzenia całościowego wykonawstwa inwestycji Kompleksu Hala Koszyki.

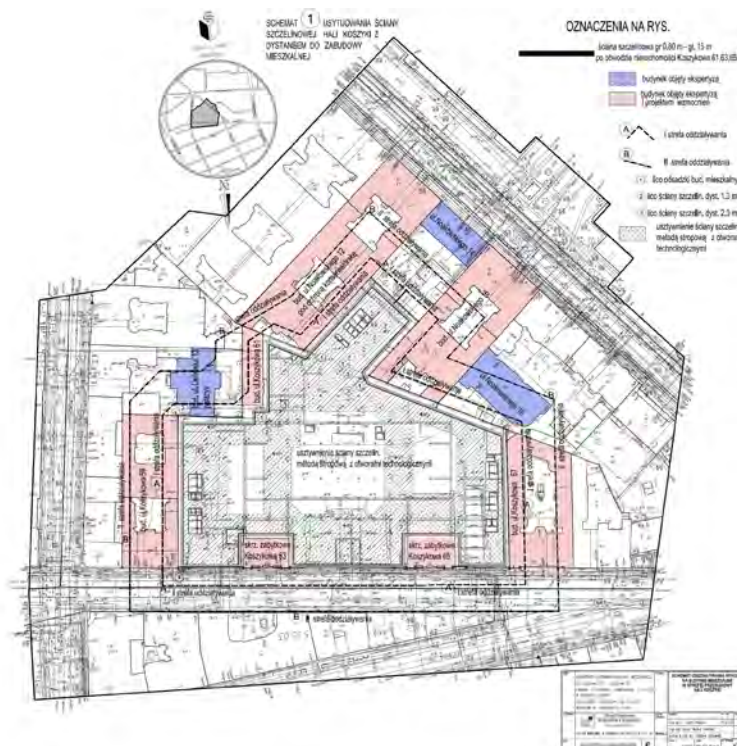
Przed rozpoczęciem wykonywania ścian szczelinowych i fundamentów dla Kompleksu Hali Koszyki należy uprzednio zabezpieczyć istniejącą zabudowę mieszkalną wielorodzinną, zlokalizowaną w I i II strefie zasięgu oddziaływania głębokiego wykopu.

Zabezpieczenie budynków przed wpływem oddziaływania głębokiego wykopu od Hali Koszyki

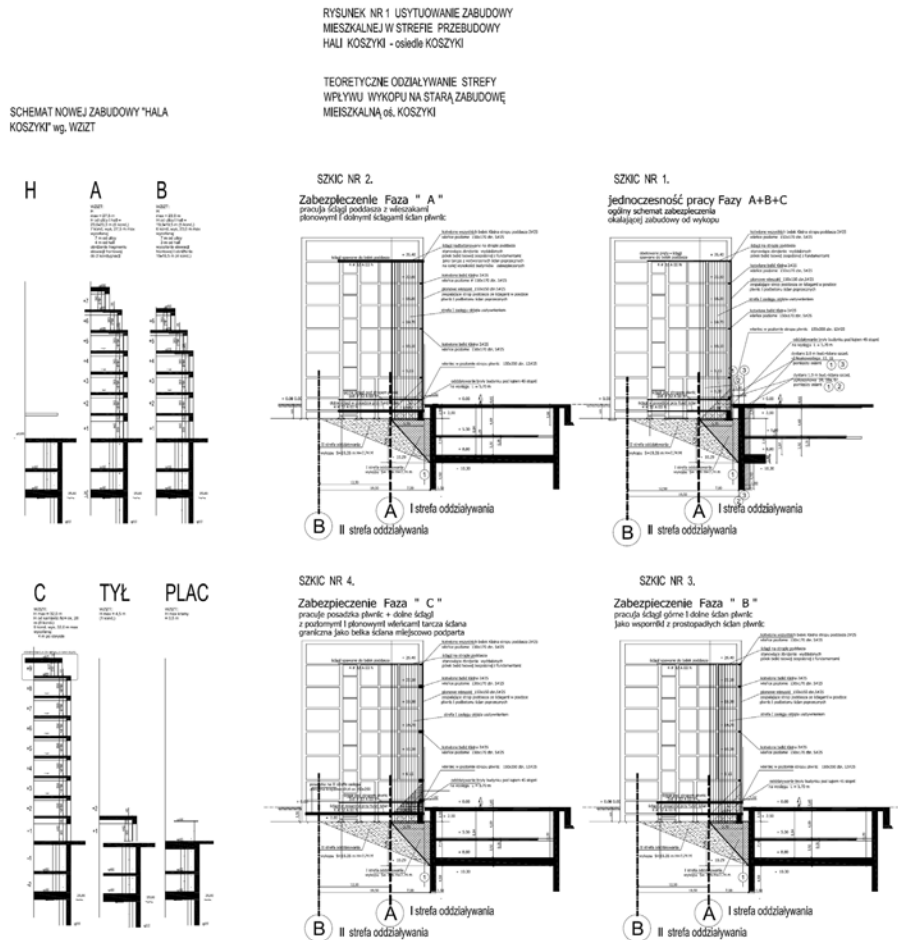


Rys. 2. Schemat usztywnienia budynków

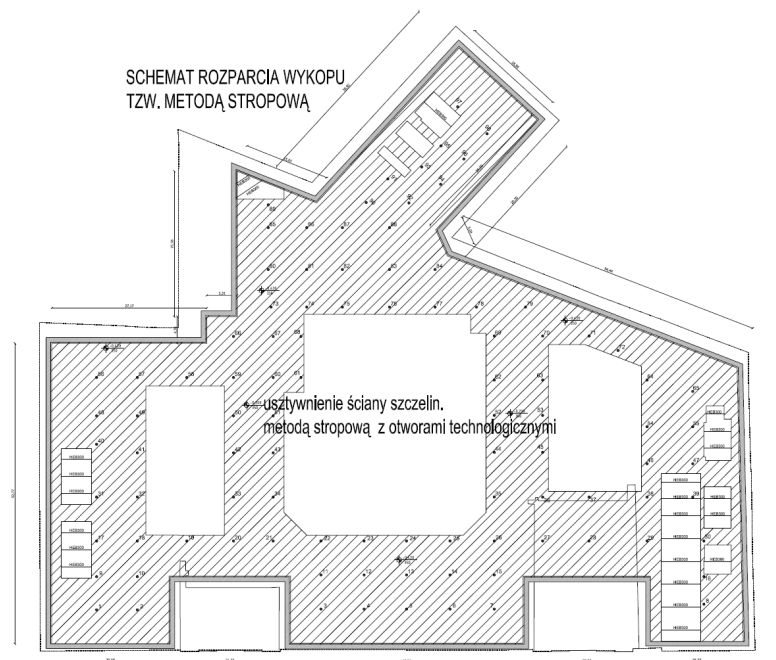
**ZASIĘG WPŁYWU ODDZIAŁYWANIA GŁĘBOKIEGO WYKOPU NA ISTNIEJĄCĄ ZABUDOWĘ
MIESZKALNĄ / kolorem czerwonym oznaczono budynki zabezpieczane / A – I strefa oddziaływania
B – II strefa oddziaływania**



Rys. 3. Zasięg wpływu głębokiego wykopu



Rys. 4. Nowy budynek i zabezpieczenie starych budynków



Rys. 5. Strop z otworami technologicznymi.

5. WYKONAWSTWO

Przed przystąpieniem do wykonawstwa wzmocnień budynków mieszkalnych okalających głębokie fundamentowanie rozbudowy Hala Koszyki wprowadzono następujące zmiany w stosunku do ekspertyzy i projektu budowlanego:

- wprowadzono zamianę nadwieszenia ścian granicznych wierconymi palami rozmieszczonymi od strony głębokiego wykopu jako łatwiejsze do wykonania,
- zastąpiono pionowe i poziome żelbetowe usztywnienia ścian granicznych profilami stalowymi,
- zastąpiono piwniczne wsporniki ukształtowane ze ścian prostopadłych do granicznej wierconymi palami na ponad 5 m poniżej dna głębokiego wykopu,
- wprowadzono żelbetowe żebra w piwnicy wsparte na zewnętrznym oczepie ściany granicznej i na wierconych palach, żelbetowe żebra przejmują obciążenia od ściany granicznej i przekazują jej ciężar na zewnętrzny oczep i na pale wiercone,

Rozwiązania zastępcze uzasadnione były warunkami trudnej przebudowy gęstej sieci instalacji lokalizowanej pod stropami piwnic oraz względami organizacyjnymi.

Przebudowa kompleksowa i rozbudowa obiektu handlowo – usługowego Hala Koszyki znajduje się w fazie końcowej realizacji – prowadzone są roboty wykończeniowe.

Przyjęte w ekspertyzie zabezpieczenia budynków mieszkalnych okalających głęboki wykop spełniły warunki bezpieczeństwa użytkowania oraz polepszyły warunki stateczności posadowienia i wzmocnienia konstrukcji na koszt inwestora Hali Koszyki.



Leonard RUNKIEWICZ¹, Paweł LEWIŃSKI²

EKSPLOATACJA SIŁOSÓW Z BETONU SPRĘŻONEGO WZMOCNIONYCH PO AWARIACH

STRESZCZENIE

Silosy żelbetowe i sprężone zaliczają się do obiektów szczególnie narażonych na niebezpieczeństwo powstania stanu awaryjnego. Stany zagrożeń konstrukcji silosów sprężonych obwodowo spowodowane korozją cięgien, tak w przypadku sprężenia kablami jak i strunami, występują zarówno wówczas, gdy powłoka żelbetowa jest prefabrykowana jak i monolityczna. Kiedy dochodzi już do takiej awarii, właściwie opracowany (na podstawie odpowiednich badań i analiz) program naprawczy pozwala na przywrócenie zdolności eksploatacyjnych obiektu. Obiekt taki jednak, w celu jego późniejszej bezawaryjnej eksploatacji, wymaga prowadzenia systematycznego, wieloletniego monitoringu. W referacie przedstawiono kilka wybranych (pozytywnych) przykładów obiektów (2. wysokich silosów tlenku glinu oraz baterii 4. silosów na keramzyt), które po przejściu poważnych awarii konstrukcyjnych poddano odpowiednim programom naprawczym i monitoringowi, co pomimo dużego zakresu uszkodzeń pozwoliło na przywrócenie ich właściwości użytkowych i przyczyniło się do utrzymania ciągłości produkcji. Obecnie dysponujemy już metodami skutecznego i trwałego wzmacniania tego typu konstrukcji.

SŁOWA KLUCZOWE: żelbetowe, sprężone, zbiorniki na materiały sypkie, silosy, awarie

1. WSTĘP

Awarie silosów żelbetowych i sprężonych stanowią przedmiot licznych opracowań badawczych i technicznych wielu ośrodków naukowych w kraju [1÷6,10], w tym ITB [7÷9,11÷16]. Jednakże typy awarii, z którymi mieli do czynienia eksperci ITB miały pod pewnymi względami charakter specjalny, zarówno jeśli chodzi o rodzaje napotykanых zagrożeń, jak i o skalę zjawiska. Po kilkudziesięciu latach eksploatacji silosów żelbetowych i sprężonych wzniesionych w drugiej połowie XX wieku na podstawie szeroko zakrojonych badań prowadzonych *in situ* okazało się, że duża część z nich znajduje się w stanie awaryjnym. We wszystkich przypadkach przebadanych przez specjalistów ITB miała miejsce niewystarczająca ochrona antykorozyjna zbrojenia sprężającego, co miało wpływ na zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Zagrożenia konstrukcyjne występowały wówczas, gdy powłoka żelbetowa

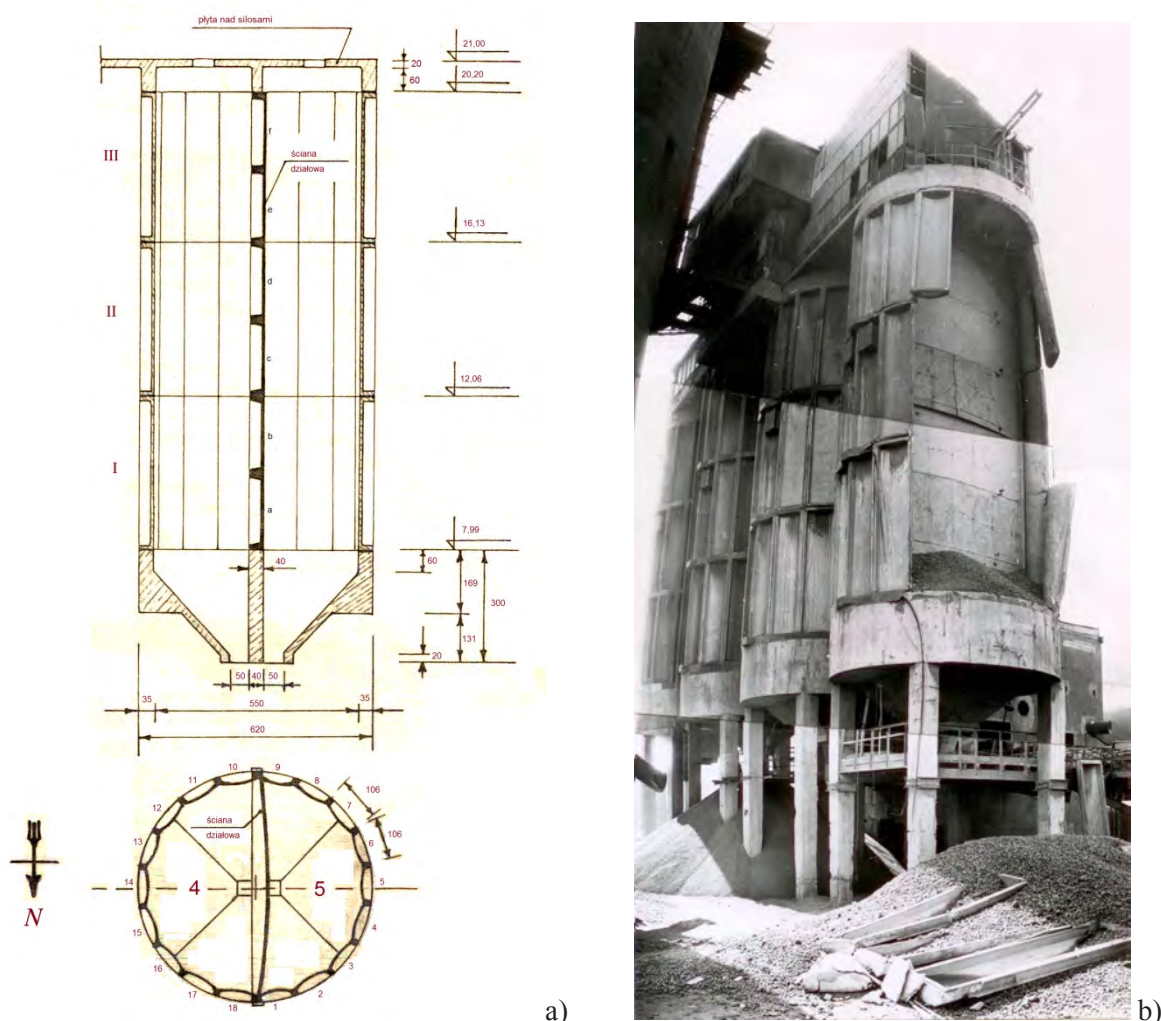
¹ prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz, l.runkiewicz@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

² dr hab. inż. Paweł Lewiński, prof. ITB, p.lewinski@itb.pl – Instytut Techniki Budowlanej

silosów, sprężona tak strunami jak i kablami, była zarówno prefabrykowana jak i monolityczna, choć w przypadku konstrukcji prefabrykowanych zagrożenia te były większe z tytułu większej wrażliwości powłoki na korozję w miejscach połączeń.

2. PRZYKŁADY STANÓW AWARYJNYCH SILOSÓW WSTĘPNIE SPRĘŻONYCH

Przykłady „1”. Stan awaryjny konstrukcji pierwszego typu miał związek z uszkodzeniami korozyjnymi kablów sprężających silosy żelbetowe prefabrykowane. Tego rodzaju uszkodzenia cięgien doprowadziły bezpośrednio do katastrofy obiektu. Omawiany typ awarii przedstawimy na przykładzie baterii złożonej z 4. silosów dwukomorowych o konstrukcji monolityczno-prefabrykowanej, wybudowanej ponad 50 lat temu. Płaszcze silosów o średnicy zewnętrznej 6,2 m składały się z prefabrykowanych łupin żelbetowych ustawionych pionowo w trzech rzędach po 18 sztuk w każdym. Płaszcze silosów zostały po zmontowaniu sprężone kablami systemu Freyssineta. W 1981r. stwierdzono utratę nośności silosów na skutek skorodowania i pozrywania kablów sprężających. Zalecono wówczas wzmocnienie silosów za pomocą wstępnie naprężonych obręczy stalowych, które miały całkowicie zastąpić kable sprężające. Zalecenia te nie zostały jednak zrealizowane, wobec czego w 1982r. doszło do katastrofy silosu nr 4. Rozmiar katastrofy przedstawia rys. 1b).



Rys. 1. Prefabrykowany silos sprężony kablami. a) przekroje silosu przez komory. Oznaczenia: 1 ÷ 18: płyty ściennie na obwodzie, I ÷ III: rzędy płyt ściennych, a ÷ f: płyty ściany działowej, b) widok ogólny baterii silosu prefabrykowanego od strony miejsca katastrofy

Awarii uległa połowa silosu (por. rys. 1a). Na skutek zerwania skorodowanych kabli sprężających pod wpływem parcia składowanego materiału wypadło 15 płyt łupinowych w obrębie komory nr 5, a 2 płyty w III (górnym) rzędzie wisiały podczipione jedynie do płyty stropowej. Ponadto dwie dalsze płyty w I (dolnym) rzędzie uległy uszkodzeniom w postaci ukośnych pęknięć. Podobne uszkodzenia w postaci zerwanych kabli i korozji żeber płyt wystąpiły także w silosach nr 2 i 3. Zerwane kable wypadły z łożysk. Powstałe wybrzuszenia oraz rozsunienia prefabrykowanych płyt ściennych wzdłuż styków pionowych zagrażały utratą stateczności silosów.

Przykłady „2”. Stany awaryjne konstrukcji drugiego typu miały związek z uszkodzeniami korozyjnymi strun sprężających silosy żelbetowe monolityczne. Dwa bliźniacze silosy magazynowe tlenku glinu „A” – galerii północnej (rys. 2b) i „B” – galerii południowej o wysokości 41 m i średnicy zewnętrznej 20 m wykonano 50 lat temu jako żelbetowe monolityczne, sprężone przez nawijanie strun od poziomu + 5,50 m do poziomu korony. Dolny odcinek ściany zewnętrznej zaprojektowano jako żelbetowy monolityczny o grubości 40 cm, zaś powłokę górną o grubości 22 cm wykonano w ślizgu, a następnie sprężono strunami ϕ 5 mm o wytrzymałości 1471 MPa, przy min. rozstawie strun u dołu 10 mm. Struny zamocowano do ścian za pomocą zacisków śrubowych. W 1991 roku stwierdzono, że struny zerwane są od poziomu + 5,50 m do poziomu 6 m, na wiosnę 1992 r. - do + 7 m (rys. 3), a na jesieni 1993 r. aż do +10 m. Ponowne badania przeprowadzone w lutym i marcu 1995 r. wykazały, że w miejscach nieszczelności torkretu na całej powierzchni komór silosów występuje korozja wżerowa strun sprężających.



Rys. 2. Silos magazynowy A: a) tuż po awarii w 1995 r., b) podczas prac wzmacniających

Miejsca największego rozwoju korozji to strefy wokół rys o szerokości rozwarcia od 0,3 do 2,0 mm oraz miejsca zakotwień strun sprężających ze względu na ich niedokładne obetonowanie, gdzie tworzyły się odparzenia torkretu. Przy próbie opukiwania warstwa torkretu odpadała, a kotwy śrubowe strun można było wyjmować ręcznie. W torkrecie były miejsca rakowate, z których odłamy betonu można było łatwo wyjmować wraz z fragmentami strun sprężających (por. rys. 3 i 4). Każdorazowo po badaniach zalecano maksymalne wysokości zasypu i wzmacnianie silosów, głównie polegające na zastosowaniu zewnętrznego płaszcza stalowego o grubości 10 mm i wysokości segmentu 1 m, ale prace te nie nadążały za postępami uszkodzeń korozyjnych.



Rys. 3. Silos A po drugiej awarii strun sprężających (kwiecień 1992 r.)

Stan zbrojenia sprężającego nadal ulegał pogorszeniu, wskutek czego we wrześniu 1995 r. doszło do awarii strun sprężających silos „A” na wysokości od 18 do 23 m.



a)



b)

Rys. 4. Stan płaszcza silosu A: a) widok strun i zakotwień w odkrywcę płaszcza silosu poza strefą awarii, b) widok awarii strun sprężających od strony południowo-wschodniej

W tym czasie silos był prawie pusty. Stan awaryjny silosu „A” pokazano na rys. 2a). Widok strun i zakotwień w odkrywcę płaszcza silosu A poza strefą awarii torkretu pokazano na rys. 4a). Widok awarii strun sprężających płaszcz silosu A od strony południowo-wschodniej przedstawia rys. 4b), a od strony północno-wschodniej - rys. 5.



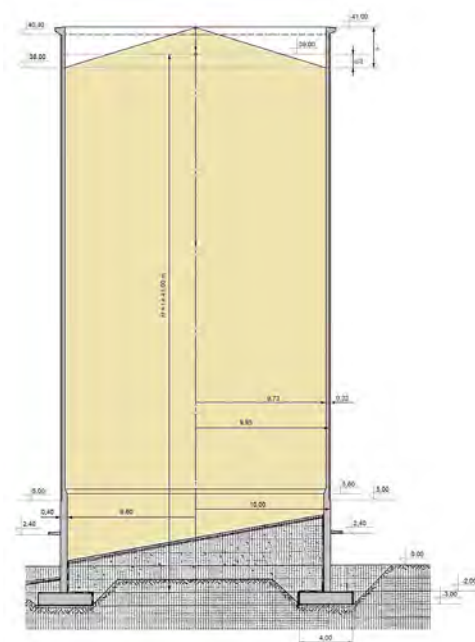
Rys. 5. Widok awarii strun sprężających płaszcz silosu A od strony północno-wschodniej

3. PRZYCZYNY AWARII SILOSÓW SPRĘŻONYCH

Przyczyną złego stanu technicznego silosów sprężonych najczęściej było niedostateczne zabezpieczenie konstrukcji tych obiektów przed korozją, a zwłaszcza ich zbrojenia sprężającego. Ponieważ charakter pracy cięgien sprężających wymagał ich ciągłości na obwodzie, lokalna korozja wżerowa prowadziła do osłabienia całego zbrojenia obwodowego. W przypadku silosów sprężonych strunami przez nawijanie najistotniejszą przyczyną korozji były niedostateczne właściwości ochronne torkretu. Często sam torkret wykonywany był w sposób niewłaściwy. Struny układane były tak gęsto, często „na styk”, że nie było warunków do wykonania ich prawidłowej otuliny, a projektowany rozstaw strun był czysto teoretyczny. Struny nie były dokładnie obetonowane w miejscach zakotwień. Z uwagi na naprężenia termiczno-skurczowe występujące w betonach natryskowych, powtarzające się w sposób cykliczny w związku z namakaniem i wysychaniem oraz przemarzaniem, w torkrecie ścian silosów występowały rysy pionowe, poziome i ukośne o szerokości rozwarcia do 1 mm, a niekiedy do 2 mm. Występowały zmniejszone przekroje i obniżone właściwości wytrzymałościowe strun. Z badań silosów tlenku glinu wynikało, że siły docisku radialnego do ścian od sprężenia, jaki pozostał w części uzwojonej silosów, uległy znacznej redukcji, co stwarzało zagrożenie dla bezpiecznej eksploatacji silosów. Do błędów użytkowania w przypadku baterii silosów opisanej w przykładzie „1” należałoby dodać niewykonanie zaleceń pierwszej ekspertyzy w zakresie wzmocnień.

4. BADANIA I ANALIZA STANÓW AWARYJNYCH SILOSÓW SPRĘŻONYCH

Badania obejmowały miejsca płaszczy silosów tlenku glinu wykazujące rysy i niewłaściwą strukturę torkretu oraz braki powiązania torkretu z częściami monolitycznymi. Ocena torkretu wymagała bardzo szczegółowego przebadania całej powierzchni płaszcza, określenia miejsc zarysowań i głucho oddających przy ostukiwaniu. Na tej podstawie można było dopiero wybrać miejsca do badań zbrojenia sprężającego w odkrywkach, gdyż w otoczeniu rys o dużej szerokości rozwarcia spodziewano się wystąpienia korozji wżerowej. Ocenę betonu i stali zbrojeniowej w płaszcach przeprowadzono w oparciu o wyniki badań nieniszczących. Przeanalizowano oddziaływanie wstępnego sprężenia na komorę cylindryczną silosu (A lub B) utwierdzonego w pierścieniu fundamentowym (przekrój - rys. 6) z uwzględnieniem nieprawidłowości.

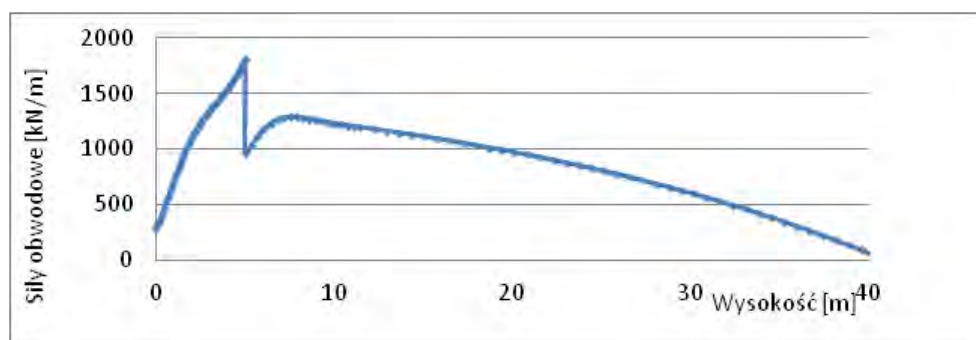


Rys. 6. Przekrój powłoki walcowej silosu sprężonego, utwierdzonej w pierścieniu fundamentowym

Wykorzystując oprogramowanie własne, służące do obliczeń zbiorników i silosów (por. np. [9]), przeprowadzono analizę statyczną konstrukcji silosu według schemat jak na rys. 6. Współczynnik podłoża Winklera wyznaczono rozpatrując stopień zamocowania powłoki walcowej betonowego zbiornika sprężonego, utwierdzonej w pierścieniu fundamentowym. Współczynnik podatności pionowej K_z [kN/m³] obliczono według wzoru wyprowadzonego (m. in. w pracy [9]) dla pierścieni fundamentowych spoczywających na gruncie sprężystym (gdzie b - szerokość ławy pierścienia):

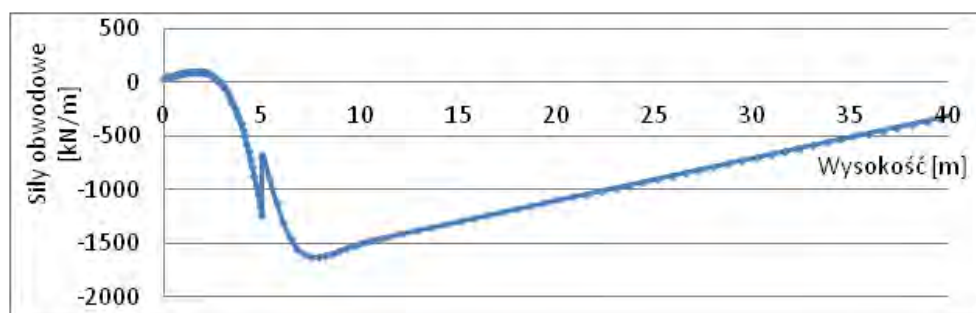
$$K_z = \frac{3\pi E_0}{4b(1-\nu_0^2)} \quad (1)$$

Przeprowadzono analizę obliczeniową wpływu parcia poziomego jak i oddziaływania sprężenia.

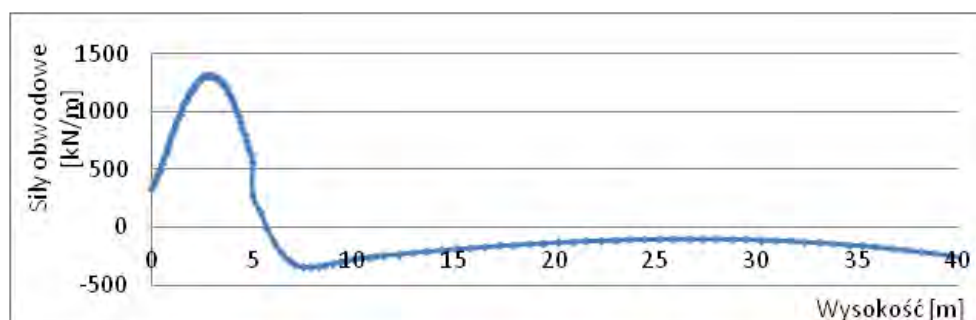


Rys. 7. Rozkład siły obwodowej w powłoce silosu N_j od parcia poziomego p_{hf}

Wykres siły obwodowej N_j w powłoce silosu od parcia poziomego pokazano na rys. 7, od oddziaływania wstępnego sprężenia na rys. 8, a rozkład wypadkowy oddziaływań - na rys. 9.



Rys. 8. Rozkład siły obwodowej w powłoce silosu N_j od oddziaływań wstępnego sprężenia



Rys. 9. Rozkład wypadkowy siły obwodowej w powłoce N_j od parcia poziomego p_{hf} i wstępnego sprężenia

Na rys. 9 pokazano wykres wypadkowej siły obwodowej N_j powstającej w powłoce silosu od superpozycji efektów oddziaływań **parcia poziomego i wstępnego sprężenia**. Z analizy obliczeniowej silosu rozpatrywanego typu wynika, że pozytywny efekt sprężenia dotyczy jedynie górnej części powłoki silosu, tj. około 90 % wysokości powłoki. Na pozostałych około 10 % jej wysokości, z uwagi na zaburzenia brzegowe i wpływ ciężaru ściany obciążonej tarciem materiału sypkiego składowanego w silosie, konieczne były dodatkowe zabiegi konstrukcyjne, które w tym przypadku oznaczały znaczne pogrubienia ściany. Wczesne stadia uszkodzeń zbrojenia sprężającego modelowano za pomocą redukcji zakresu oddziaływania sprężenia, uzyskując efekt translacji zaburzeń brzegowych od sprężenia w kierunku górnej części silosu. Wiązało się to ze znacznym (nieproporcjonalnie dużym) zmniejszeniem zdolności magazynowych silosu.

5. PROPOZYCJE WZMOCNIEŃ SILOSÓW Z BETONU WSTĘPNIE SPRĘŻONEGO

Obecnie istnieje cały szereg sposobów wzmacniania silosów żelbetowych oraz silosów z betonu wstępnie sprężonego. Ogólne zasady wzmacniania silosów podano w Instrukcji ITB. Optymalny sposób wzmacnienia silosów zależy od geometrii i stanu technicznego konstrukcji, zakresu i charakteru wad i uszkodzeń oraz stopnia agresywności środowiska. W przypadku awarii silosów opisanej w przykładzie „1” zalecenia obejmowały odtworzenie stanu pierwotnego płaszcza silosu nr 4 oraz jego wzmocnienie i sprężenie, jak również pozostałych silosów (nr 1, 2 i 3) obrysami stalowymi, przy przyjęciu dla wszystkich silosów jednakowej liczby opasek i doprowadzeniu ich do płyty górnej. Awaria cięgien sprężających silosów na sodę, opisana w przykładzie „2”, mogła doprowadzić do dekompozycji powłoki złożonej z prefabrykatów, toteż w tym przypadku po analizach uznano, iż wzmocnienie powłoki płaszczem stalowym było rozwiązaniem optymalnym. W przykładzie „2” opisano inny, praktycznie trudny problem, gdyż strefa uszkodzenia strun rozwijała się w czasie i konstrukcja wzmocnienia nie zawsze nadążała za postępami korozji, a pełnego jednorazowego wzmocnienia silosów użytkownik nie mógł zaakceptować ze względów ekonomicznych. Wynikały stąd ograniczenia napełniania silosów i okresowe zalecenia dotyczące bezpieczeństwa ich użytkowania. W 1995 r., z uwagi na pojawienie się na naszym rynku nowych technologii dopuszczono wzmacnianie silosów także przez zewnętrzne sprężenie kablami typu Freyssineta w osłonkach z tworzywa sztucznego i zabezpieczonych smarem (za pomocą niskotarciowego systemu sprężania (NSS)). System ten jest efektywniejszy od tradycyjnego z uwagi na znaczne obniżenie strat od tarcia na krzywiznie przy równocześnie zwiększonej odporności korozyjnej oraz eliminację pilastrów do kotwienia kabli przez zastosowanie jednego na obwodzie zakotwienia krzyżowego typu X. Ostatecznie, z uwagi na niską wytrzymałość i liczne uszkodzenia części monolitycznych powłok żelbetowych zastosowano wzmocnienie obu silosów od zewnątrz płaszczem stalowym, ocieplonym pianką poliuretanową pod osłoną z PCW. Natomiast system NSS zastosowano do wzmocnienia silosów na cukier [13,14] (na całej wysokości komór). Na przestrzeni ostatnich 25. lat sposoby wzmocnień silosów zmieniały się wraz z rozwojem techniki, pewne sposoby zarzucano na rzecz nowych technologii. Kierunek rozwoju polega na podnoszeniu efektywności i trwałości przy równoczesnym obniżaniu ciężaru wzmocnienia.

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Zapobieganie powstawaniu zagrożeń konstrukcyjnych w żelbetowych silosach sprężonych obejmuje trzy następujące grupy zagadnień.

Projektowanie silosów sprężonych. W związku z awariami silosów sprężanych przez nawijanie wycofano się z projektowania tych konstrukcji. Jednak obecnie, dysponując nowoczesnymi technologiami torkretowania i izolowania konstrukcji od wpływów atmosferycznych, należałoby wrócić do tych stosunkowo tanich rozwiązań, które stosuje się np. w USA. Warto podkreślić, że ocieplenie powłoki sprężonej (choćby metodą lekką) niezwykle podnosi jej trwałość; szczególnie istotne jest uniemożliwienie wykraplania się pary wodnej w pobliżu stref zakotwienia cięgien. Przy projektowaniu silosów nie należy zaniedbywać obciążeń termiczno-skurczowych, w tym parcia spowodowanego spadkiem temperatury zewnętrznej.

Wykonawstwo silosów sprężonych. Podczas budowy silosów musi funkcjonować sprawny system zapewnienia jakości oraz kontroli sił sprężających. Ciężna sprężająca powinny być atestowane nie tylko pod kątem właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych, ale także gwarantowanych cech w zakresie relaksacji stali. Wykonawcy powinni zwracać uwagę na miejsca wrażliwe, takie jak połączenia konstrukcyjne i izolacyjne.

Eksplotacja silosów sprężonych. Jak pokazują opisane wyżej przypadki, nawet bardzo zaawansowany stan awaryjny konstrukcji, w przypadku właściwie opracowanego programu naprawczego, nie musi oznaczać trwałego wyłączenia obiektu z eksploatacji. Należy zwracać baczną uwagę na wszelkie przypadki nieszczelności, zacieków i zawilgocenia konstrukcji. Maksymalne okresy między koniecznymi przeglądami i badaniami silosów zależą od stopnia agresywności środowiska i klasy wrażliwości konstrukcji. Każda eksploatowana bateria silosów powinna być na bieżąco oceniana zgodnie z indywidualnie opracowanymi wytycznymi eksploatacji i przeglądów.

Literatura

- [1] Borcz A., Runkiewicz L.: *Potrzeby badawcze w projektowaniu, budowie i utrzymaniu silosów*. Konferencja PAN i PZITB, Krynica, 1989 r.
- [2] Donten K., Knauff M., Sadowski A.: *Wzmocnienie silosu na cement przez sprężenie systemem SNOKO*. Prace Nauk. Inst. Budown. Politechniki Wrocławskiej Nr 51, Seria: Konf. 16, Wrocław 1987
- [3] Dyduch K., Płachecki M., Szydłowski R.: *Analiza wzmocnień i napraw szczelności okrągłych zbiorników żelbetowych na cieczę techniką sprężania*. Materiały Budowlane 9/2015, str. 90-91
- [4] Halicka A., Franczak D.: *Projektowanie zbiorników żelbetowych. T. 1. Zbiorniki na materiały sypkie*. PWN, Warszawa, 2011.
- [5] Kamiński, M. Bywalski, C. Pawlak, W.: *Uszkodzenia zbiornika komory fermentacyjnej (WKF) wraz z koncepcją naprawy*. Przegląd Budowlany, Tom 83, nr 4, 2012, str. 130-134
- [6] Kuś S.: *Sprężone silosy cylindryczne*. Inżynieria i Budownictwo, nr 3, 1957
- [7] Lewiński P.: *Analiza współpracy żelbetowych zbiorników cylindrycznych z podłożem*. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, Rozprawy, Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2007
- [8] Lewiński P. M.: *Analiza współpracy żelbetowych silosów cylindrycznych z podłożem (z uwzględnieniem parcia wywołanego spadkiem temperatury zewnętrznej)*. Przegląd Budowlany Nr 4/2012, s. 112-115
- [9] Lewiński P. M.: *Modele sprężyste współpracy żelbetowych i sprężonych silosów cylindrycznych z podłożem*. Monografie ZWMTSiP, T. 3, rozdz. IX, Oficyna Wyd. Pol. Warsz., Warszawa 2013, s. 121-134.
- [10] Parzniewski Z., Libura S.: *Wzmocnienie żelbetowych silosów przez sprężenie*. Inż. i Bud., nr 11, 1978
- [11] Runkiewicz L., Lewiński P.: *Doświadczenia i postęp w technologii wzmacniania żelbetowych i wstępnie sprężonych silosów i zbiorników*. Konferencja Konstrukcje Sprężone KS2015, Kraków, 16 - 17 kwietnia 2015 roku, Politechnika Krakowska, Kraków 2015, s. 209-212
- [12] Runkiewicz L., Lewiński P.: *Efektywność nowych technologii wzmacniania żelbetowych i wstępnie sprężonych silosów i zbiorników w świetle wieloletniego monitoringu*. Przegl. Bud. nr 11/2015, s. 36-42.
- [13] Runkiewicz L., Lewiński P.: *Diagnostyka, wzmacnianie i monitorowanie żelbetowych i sprężonych zbiorników na materiały sypkie i cieczę*. Przegląd Budowlany nr 10/2014, s. 25-32
- [14] Runkiewicz L., Plechawski S.: *Silosy żelbetowe na materiały sypkie po wzmocnieniu*. XI Konferencja Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i cieczę, Świeradów Zdrój, 18-21.10.2000, Oficyna Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2000, s. 177-184.
- [15] Runkiewicz L.: *Zasady oceny bezpieczeństwa i wzmacniania silosów żelbetowych*. Instytut Techniki Budowlanej, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki ITB, nr 366, Warszawa, 2000.
- [16] Runkiewicz L.: *Analizy zagrożeń, awarii i katastrof żelbetowych zbiorników i silosów*. Przegląd Budowlany, Nr 4/2012, s. 75-79

OPERATION OF THE STRENGTHENED PRESTRESSED CONCRETE SILOS AFTER THE PASSAGE THROUGH BREAKDOWN STATES



PERI Polska Sp. z o.o.
Deskowania Rusztowania
Doradztwo techniczne
www.peri.com.pl | info@peri.com.pl



Wieże wysokonośne VST

Za pomocą systemowych elementów zestawu inżynierskiego VARIOKIT montowane są wieże wysokonośne, przeznaczone do przenoszenia dużych obciążeń i dopasowane do zróżnicowanych geometrii.

Niezawodnie mocne

Wysoka nośność wieży — do 280 t (700 kN na słupek)

Bezpieczne

Kompatybilne z systemem rusztowań PERI UP, zapewniającym bezpieczne schodnie i pomosty robocze

Uniwersalne

Stosowane jako wieża, kombinacje wież, tarcze podporowe, rusztowanie przestrzenne

Przedsiębiorstwo Produkcji Betonów SIBET S.A. w Kielcach jest liczącym się na rynku krajowym producentem prefabrykatów żelbetowych i strunobetonowych. W ostatnich latach zrealizowaliśmy dostawy prefabrykatów dla wielu prestiżowych inwestycji związanych z modernizacją infrastruktury drogowej i kolejowej. Wysoko wykwalifikowana kadra w połączeniu z dużym potencjałem produkcyjnym oraz wieloletnim doświadczeniem sprawia, że jesteśmy wiarygodnym i solidnym partnerem do współpracy, zwłaszcza w realizacji zadań o dużym stopniu zaawansowania technologicznego i organizacyjnego.

PREFABRYKATY DLA BUDOWNICTWA MOSTOWEGO I DROGOWEGO:

- strunobetonowe belki mostowe typu T, Kujan, Kujan NG, DS.
- przepusty drogowe zamknięte i dwudzielne

PREFABRYKATY DLA BUDOWNICTWA KOLEJOWEGO

- ścianki peronowe „L” i płyty peronowe „P”
- elementy kolejowych przepustów ramowych

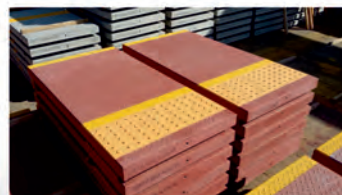
PREFABRYKATY WG INDYWIDUALNYCH PROJEKTÓW

Przedsiębiorstwo Produkcji Betonów SIBET S.A.

25-852 Kielce, ul. Chorzowska 22
sibet@sibet.com.pl
Centrala/Sekretariat
tel: 41/ 346 52 11 do 13
fax: 41/ 346 50 41
sekretariat@sibet.com.pl



belki T



płyty peronowe



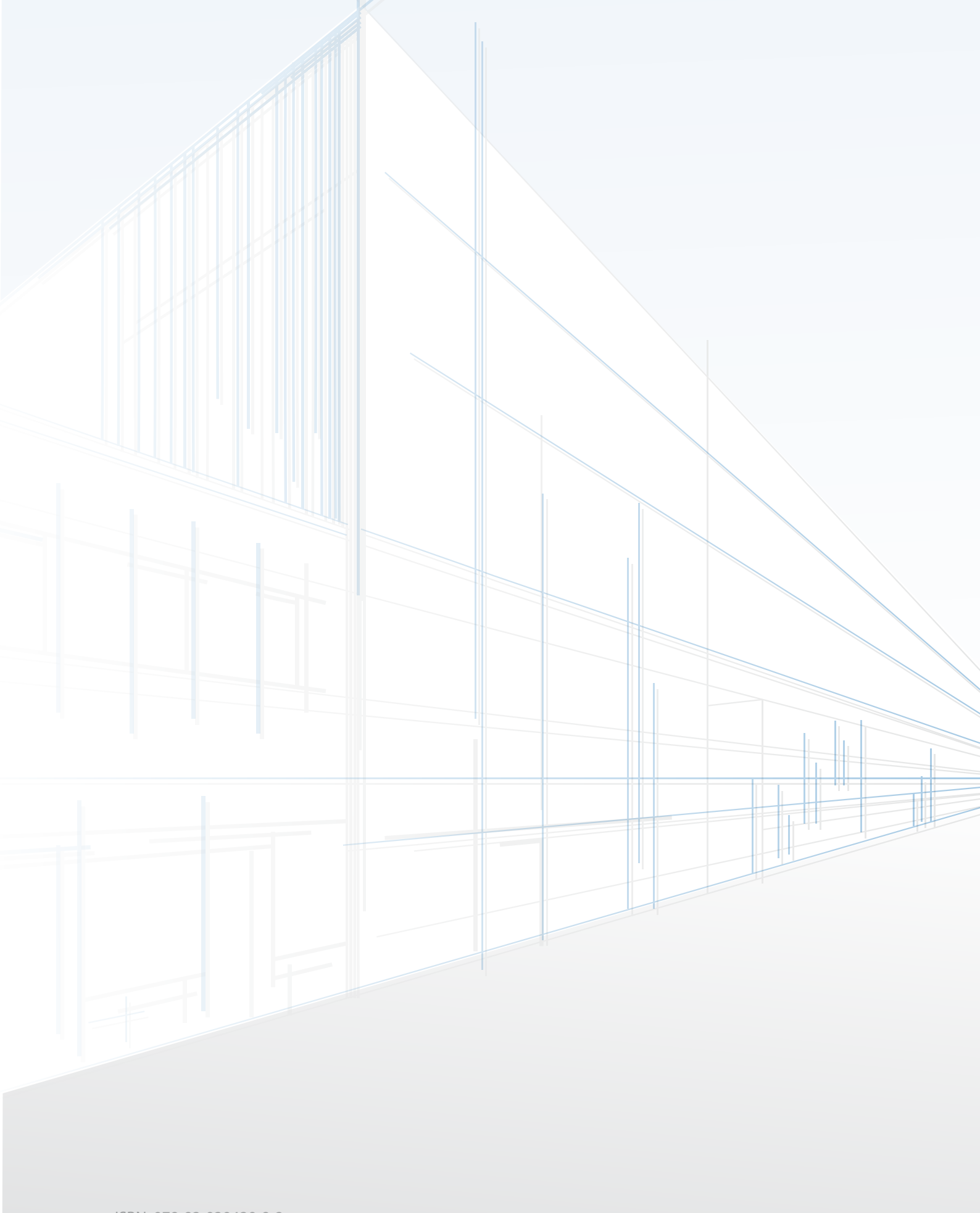
ścianki peronowe



kujan NG



belki DS



ISBN: 978-83-939439-8-2