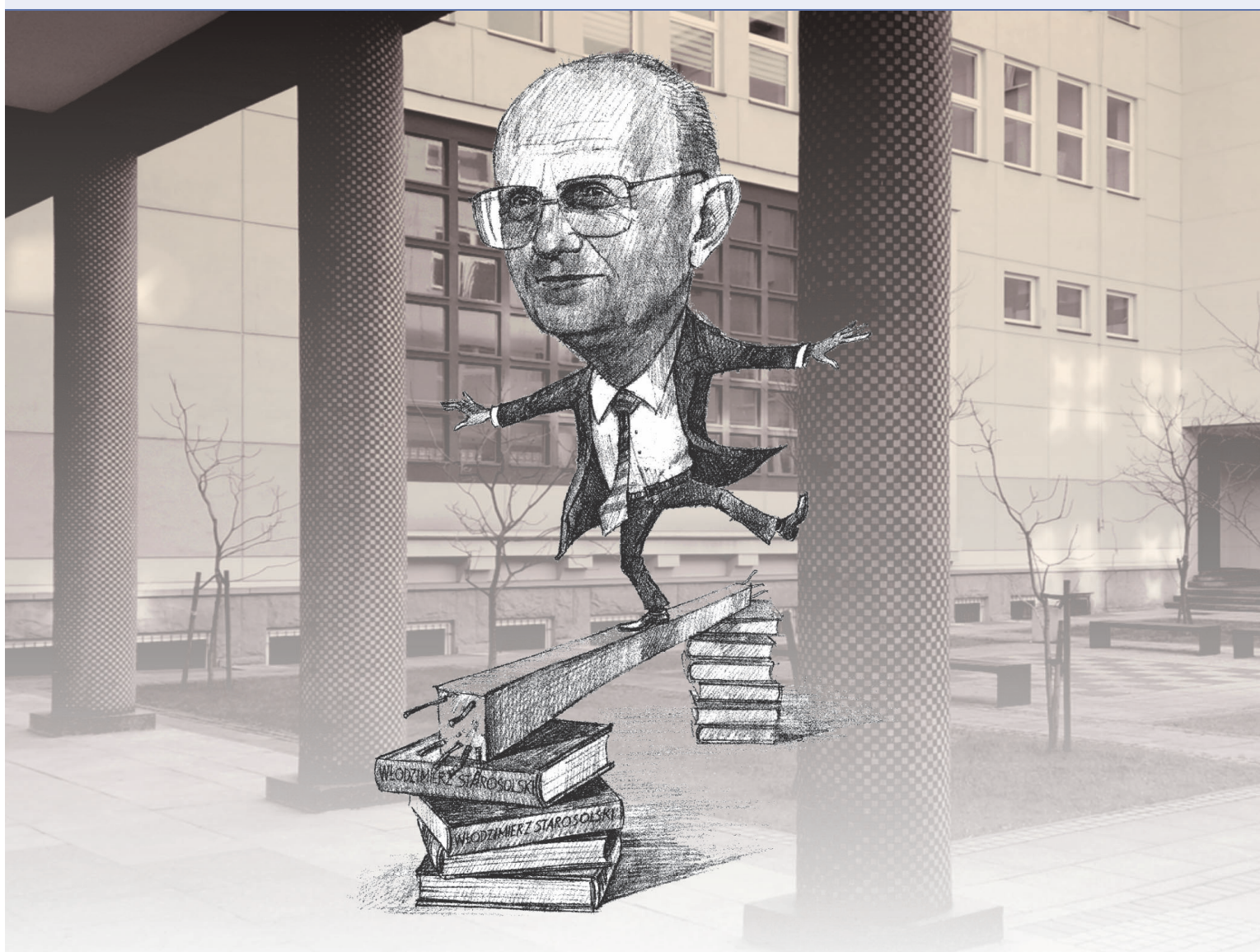




# 68. Krynicka Konferencja Naukowa

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN  
oraz Komitetu Nauki PZITB

## Księga Jubileuszowa z okazji 90-lecia prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego



Gliwice 2023

## MONOGRAFIA JUBILEUSZOWA





**Księga Jubileuszowa z okazji 90-lecia  
prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego**

Gliwice  
24 – 28 września 2023 r.

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ  
GLIWICE 2023

### ***Opiniodawcy***

Prof. zw. dr hab. inż. Wojciech RADOMSKI

Dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. Politechniki Rzeszowskiej

### ***Kolegium redakcyjne***

REDAKTOR NACZELNY – Dr hab. inż. Barbara KULESZ, prof. PŚ

REDAKTOR DZIAŁU – Prof. dr hab. inż. Łukasz DROBIEC

SEKRETARZ REDAKCJI – Mgr Monika MOSZCZYŃSKA-GŁOWACKA

**Wydano za zgodą**

**Rektora Politechniki Śląskiej**

*Projekt dofinansowany ze środków budżetu państwa, przyznanych przez Ministra Edukacji i Nauki w ramach Programu „Doskonała Nauka II”*

### ***Redakcja językowa***

Mgr Justyna SZMYT

### ***Redakcja techniczna***

Ewa TENEROWICZ

### ***Projekt okładki***

Dr inż. Marcin JASIŃSKI

ISBN 978-83-7880-914-2

© Copyright by

Wydawnictwo Politechniki Śląskiej

Gliwice 2023

## SPIS TREŚCI

1.	Łukasz DROBIEC. Jubileusz 90-lecia prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego .....	7
2.	Barbara GOSZCZYŃSKA, Justyna TWORZEWSKA. Probabilistyczny opis procesu zarysowania belek żelbetowych .....	47
3.	Krzysztof GROMYSZ. Przykłady wychyleń budowli oraz metod ich rektyfikacji	63
4.	Anna HALICKA, Dominika FRAN CZAK-BALMAS. Metoda „pola naprężeń” a klasyczne wymiarowanie powłok na przykładzie ścian cylindrycznego zbiornika żelbetowego .....	83
5.	Jacek HULIMKA. Beton wysokiej wytrzymałości w polskich realiach lat 50. i 60. dwudziestego wieku .....	97
6.	Radosław JASIŃSKI. Uproszczona metoda sprawdzania nośności murowych ścian usztywniających według prEN 1996-3:2017 .....	109
7.	Artur KISIOŁEK, Marcin GURTATOWSKI. Wpływ wojny w Ukrainie na kondycję budownictwa mieszkaniowego w Polsce .....	129
8.	Michał KNAUFF. Minimalne zbrojenie zapobiegające kruchemu zniszczeniu żelbetowych elementów zginanych jako zagadnienie probabilistyczne .....	143
9.	Jan KUBICA. Minimalne obciążenie pionowe ścian murowanych – modyfikacja metody uproszczonej .....	159
10.	Zbigniew PAJĄK. Niepowodzenia w realizacji żelbetowych stropów płaskich – studium przypadków .....	175
11.	Łukasz SZOBLIK, Zofia DRABCZYK, Ewa CZECHOWSKA, Agnieszka TANISTRA-RÓŻANOWSKA, Krzysztof GROMYSZ. Analiza uszkodzeń ścian mieszkalnego baraku murowanego o nr inw. B136 na terenie byłego Kl Auschwitz II-Birkenau .....	185
12.	Tadeusz URBAN, Michał GOŁDYN. Meandry procedur dotyczących obliczania stropów żelbetowych z uwagi na przebicie .....	197
13.	Barbara WIECZOREK. Analiza numeryczna żelbetowego połączenia płyty ze słupem usytuowanym osiowo .....	217
14.	Mirosław WIECZOREK. Analiza numeryczna belek żelbetowych zbrojonych w strefie podporowej strzemionami ze stali o różnych parametrach .....	229
15.	Jakub ZAJĄC, Łukasz DROBIEC. Pełnoskalowe badania połowe stropów panelowych .....	243
16.	Adam ZYBURA, Andrzej ŚLIWKA. Projektowanie konstrukcji żelbetowych o przewidywanej trwałości w warunkach zimowego utrzymania dróg .....	257





Prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski





Łukasz DROBIEC

Politechnika Śląska, Gliwice, Wydział Budownictwa

## **JUBILEUSZ 90-LECIA PROF. DRA HAB. INŻ. WŁODZIMIERZA STAROSOLSKIEGO**

Prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski urodził się 14 czerwca 1933 r. w Warszawie, gdzie spędził lata dziecięce, aż do czasu rozpoczęcia powstania warszawskiego. Jego wczesna edukacja przypadła na okres okupacji – uczęszczał kolejno do szkół w Warszawie, Zakopanem i w Krakowie. Po wojnie mieszkał w Bytomiu, gdzie w 1951 r. zdał maturę. W tym samym roku rozpoczął studia na Wydziale Budowlanym Politechniki Śląskiej. W 1956 r. na Wydziale Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego uzyskał dyplom magistra inżyniera budownictwa przemysłowego i ogólnego z zakresu specjalności mosty i budowle podziemne. W okresie studiów, w latach 1951-1956 i w pierwszych latach pracy na Politechnice Śląskiej (1956-1959) mieszkał w Bytomiu, a po ślubie z Anicetą w 1959 r. zamieszkał w Zabrze. Następnie wraz z żoną przeprowadził się do Gliwic, gdzie doczekali się trzech synów i gdzie Jubilat mieszka do dziś. Żona Profesora zmarła w 2012 r.

Bezpośrednio po obronie pracy magisterskiej prof. Włodzimierz Starosolski rozpoczął pracę jako asystent w Katedrze Konstrukcji Żelbetowych i prawie jednocześnie jako projektant w BPPK „Koksoprojekt” Zabrze, w pracowni budowlanej w Gliwicach. Przeszedł kolejno przez wszystkie szczeble kariery akademickiej na macierzystym Wydziale. W 1962 r. uzyskał stopień naukowy doktora nauk technicznych na podstawie pracy pt. „Studium belki sprężonej przy dowolnej zmienności kształtu i parametrów sprężania”, a w 1968 r. – stopień naukowy doktora habilitowanego nauk technicznych w zakresie budownictwa i konstrukcji betonowych, na podstawie oceny ogólnego dorobku naukowego i przedłożonej rozprawy pt.: „Z zagadnień płaskich stropów bezgłowicowych”. W 1986 r. otrzymał tytuł profesora nadzwyczajnego nauk technicznych. Od 1998 r. jest profesorem zwyczajnym na Politechnice Śląskiej w Gliwicach. W 2018 r. został uhonorowany godnością Honorowego Profesora Politechniki Śląskiej.

W latach 1994-2003 prof. Włodzimierz Starosolski pełnił funkcję kierownika Katedry Konstrukcji Budowlanych. W czasie pracy na Uczelni Jubilat prowadził badania i analizy naukowe, zajęcia dydaktyczne i angażował się w działalność organizacyjną i projektową.

## Zainteresowania naukowe prof. Włodzimierza Starosolskiego

Po ukończeniu studiów zainteresowania naukowe Jubilata, ukierunkowane przez Profesora Stefana Kaufmana, skupiały się wokół zagadnień teorii i projektowania kablobetonowych elementów sprężonych, a w szczególności ciągłych belek sprężonych. Prace te zaowocowały artykułami w Archiwum Inżynierii Lądowej, a w krótkim czasie zostały uwieńczone doktoratem na podstawie obrony rozprawy „Studium belki sprężonej przy dowolnej zmienności kształtu i parametrów sprężania”, opracowanej pod kierunkiem Profesora Stefana Kaufmana.



*Bankiet po obronie pracy doktorskiej Jubilata – 1962 r.*

*Siedzą od lewej: CZ. Thullie, S. Kaufman, A. Starosolska, W. Starosolski*

Po doktoracie prof. Włodzimierz Starosolski prowadził badania eksperymentalne belek sprężonych oraz ścian ceramicznych. Od 1964 r. przedmiotem zainteresowań Jubilata stały się konstrukcje płytowo-słupowe. Z tej dziedziny przygotował on rozprawę habilitacyjną „Z zagadnień płaskich stropów bezgłowicowych”, którą obronił na macierzystym Wydziale w 1968 r. Od połowy lat 70. prof. Włodzimierz Starosolski prowadził badania doświadczalne i teoretyczne związane z zagadnieniami prefabrykacji betonowej. W pierwszym okresie były to zagadnienia związane z konstrukcjami ścianowymi. Od połowy lat 80. zajmował się problemami konstrukcji szkieletowych, a przede wszystkim różnych typów połączeń. Profesor badał i analizował zachowanie się zespolonych stropów deskowych, a głównie strefę połączeń w takich stropach. W ostatnim czasie działalność naukowa Jubilata koncentrowała się na zagadnieniach modelowania obiektów przy komputerowym wspomaganii projektowania.

Profesor Włodzimierz Starosolski jest autorem i współautorem 392 publikacji. Na największą uwagę zasługują tu książki i publikacje zwarte. Jubilat wydał 32 książki i 41 druków zwartych (nierecenzowanych), a wiele z nich doczekało się wznowień i wydań poprawionych. Spośród książek wymienić trzeba obszerną 6-tomową monografię „Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych”, nad którą Profesor ciągle pracuje, rozszerzając i uzupełniając dzieło.

Jubilat wypromował 11 doktorów, recenzował 11 prac doktorskich, 7 prac habilitacyjnych, 7 wniosków profesorskich, 2 wnioski na stanowisko profesora nadzwyczajnego i jeden wniosek na stanowisko docenta. Jubilat jest ponadto autorem i współautorem 22 patentów i 5 wzorów użytkowych.

Profesor Włodzimierz Starosolski został odznaczony Złotym Krzyżem Zasługi, Krzyżem Kawalerskim Orderu Odrodzenia Polski i Krzyżem Oficerskim Orderu Odrodzenia Polski. Uzyskał również liczne medale i odznaki stowarzyszeń technicznych, w tym medal PZITB im. prof. Stefana Kaufmana, swego promotora. Jubilat uzyskał 15 nagród ministra i 11 nagród rektora.

### **Najważniejsze daty z życiorysu naukowego prof. Włodzimierza Starosolskiego**

- 1956 – dyplom magistra inżyniera budownictwa przemysłowego i ogólnego z zakresu specjalności Mosty i Budowle Podziemne (z wyróżnieniem) na Wydziale Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego Politechniki Śląskiej w Gliwicach,
- 1956 – podjęcie pracy w charakterze asystenta w Katedrze Budownictwa Żelbetowego Wydziału Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego Politechniki Śląskiej w Gliwicach, kierowanej przez Profesora Stefana Kaufmana,
- 1962 – stopień naukowy doktora nauk technicznych nadany uchwałą Rady Wydziału Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego Politechniki Śląskiej w Gliwicach, na podstawie rozprawy pt.: „Studium belki sprężonej przy dowolnej zmienności kształtu i parametrów sprężania”, opracowanej pod kierunkiem Profesora Stefana Kaufmana,
- 1962-1974 – wykładowca w punkcie Konsultacyjnym Politechniki Śląskiej w Opolu,
- 1963-1969 – adiunkt w Katedrze Konstrukcji Żelbetowych Politechniki Śląskiej,
- 1964-1966 – kierownik naukowo-dydaktyczny punktu konsultacyjnego Politechniki Śląskiej w Opolu – przyszłego Wydziału Budownictwa i Architektury,
- 1968 – stopień naukowy doktora habilitowanego nauk technicznych w zakresie budownictwa i konstrukcji betonowych nadany uchwałą Rady Wydziału Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego Politechniki Śląskiej, na podstawie oceny dorobku naukowego i rozprawy pt.: „Z zagadnień płaskich stropów bezgłowicowych”,

- 1969 – stanowisko docenta w nowo utworzonej Katedrze Konstrukcji Budowlanych kierowanej przez Profesora Wilhelma Króla na Wydziale Budownictwa i Architektury Politechniki Śląskiej,
- 1971-1991 – zastępca dyrektora ds. nauki i współpracy z przemysłem w Instytucie Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Budownictwa i Architektury Politechniki Śląskiej,
- 1984-1988 – kierownik Zakładu Konstrukcji Betonowych w Instytucie Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Budownictwa i Architektury Politechniki Śląskiej,
- 1986 – tytuł profesora nadzwyczajnego nauk technicznych i stanowisko profesora nadzwyczajnego na Politechnice Śląskiej w Gliwicach,
- 1991-1994 – dyrektor Instytutu Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Budownictwa Politechniki Śląskiej,
- 1994-2003 – kierownik Katedry Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Budownictwa Politechniki Śląskiej,
- 1998 – stanowisko profesora zwyczajnego na Politechnice Śląskiej w Gliwicach,
- 2018 – godność Honorowego Profesora Politechniki Śląskiej.



*Pracownicy Katedry Konstrukcji Budowlanych w czasie uroczystości z okazji mianowania przez Ministra Edukacji Narodowej prof. Włodzimierza Starosolskiego na stanowisko profesora zwyczajnego – wrzesień 1998 r.*



*Jubilat wraz z pracownikami Katedry Konstrukcji Budowlanych – 2003 r.*



*Prof. Włodzimierz Starosolski odbiera gratulacje podczas jubileuszu 70-lecia – grudzień 2003 r.*



*Jubilat odbiera z rąk J.M. Rektora prof. dr. hab. inż. Arkadiusza Mężyka dyplom nadania godności Honorowego Profesora Politechniki Śląskiej (2018 r.)*



*Prof. Włodzimierz Starosolski wraz z pracownikami Katedry Konstrukcji Budowlanych – 2020 r.*

## Działalność inżynierska prof. Włodzimierza Starosolskiego

Wraz z dorobkiem naukowym i naukowo-technicznym prof. Włodzimierz Starosolski rozwijał dorobek zawodowy, działając w projektowaniu, doradztwie projektowym i orzecznictwie technicznym. W 1963 r. uzyskał uprawnienia budowlane w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej do sporządzania projektów budowlanych konstrukcyjnych, a w 1989 r. tytuł rzeczoznawcy budowlanego w specjalności konstrukcyjno-budowlanej w zakresie budownictwa powszechnego i betonowego. W ramach działalności inżynierskiej Jubilat współtworzył nowe systemy konstrukcyjne. Za najważniejsze dokonania Profesora w tej dziedzinie można uznać:

- Stropy SH (współautor R. Hyla) – jest to rozwiązanie konstrukcyjno-technologiczne, umożliwiające stosowanie prefabrykowanych płyt stropowych, żelbetowych, pełnych, o grubości 14 cm i szerokości 1,8 m do przekrywania pomieszczeń rzędu 6,0×6,0 m w obiektach mieszkalnych. Pomysł rozwiązania polega na wymuszeniu w czasie montażu płaskości płyt stropowych (likwidacja ugięć doraźnych) i zabetonowaniu w tym stanie węzłów między płytami. W ten sposób znaczna część obciążenia przekazana zostaje na ściany równoległe do długości prefabrykatów. Stropy takie znalazły zastosowanie jako zamiennie dla płyt sprężonych w systemach wielkopłytowych.
- System SBD (współautorzy: Z. Dzierżewicz , J. Baczkowski) – to system szkieletowy, prętowy, zespolony. Założeniem systemu było niestosowanie do połączeń węzłowych spawania, przy jednoczesnym pełnym zmonolityzowaniu węzłów. Główną cechą rozwiązania był węzeł podporowy kielichowy, z głowicą wewnętrzną ukrytą między ryglami. Ze względu na konsekwentne zapewnienie współpracy betonu prefabrykatów z betonem uzupełniającym uzyskano stosunkowo małe zużycie stali zbrojeniowej.
- System GPS-90 (współautor: Z. Puchała i inni ) – to szczególne rozwiązanie ustroju o stropach podnoszonych. Walerami ustroju były żelbetowe (niespawane) połączenia podnoszonego stropu ze słupami, przez wewnętrzne, specjalne zdyblowania. Jednocześnie rozwiązano problemy podnoszenia i samoistnego parkowania płyt na pobocznicę słupów. Wzniesiono w ten sposób prototypowy, sześciokondygnacyjny budynek mieszkalny.
- Strop 2K (współautor: R. Hyla) – jest stropem zespolonym, złożonym z cienkiej, prefabrykowanej płyty, wzmocnionej na czas montażu lekkimi kratowniczkami i nanoszonym na budowie betonem uzupełniającym, z ewentualnym dozbrojeniem stref podporowych. Cechą szczególną tego stropu jest to, że prefabrykaty zbrojone są dwukierunkowo, a specjalny żelbetowy zamek wzdłuż podłużnych styków płyt umożliwia przeniesienie momentów w kierunkach poprzecznych. Strop stosowano do rozpiętości 7,2 m.
- System U-F (współautor: R. Hyla i inni) – jest systemem budowy parkingów wielopoziomowych prefabrykowano-monolitycznych. Stropy parkingu złożone są

z cienkiej płytki i nanoszonego betonu uzupełniającego. Rozwiązanie zastosowano w budowie parkingu o siatce słupów 7,2×7,2 m.

Profesor Włodzimierz Starosolski brał udział w projektowaniu budynku Altus w Katowicach, do niedawna najwyższego budynku na Śląsku (30 kondygnacji, 125 m).

### **Główne daty działalności w zawodzie inżyniera**

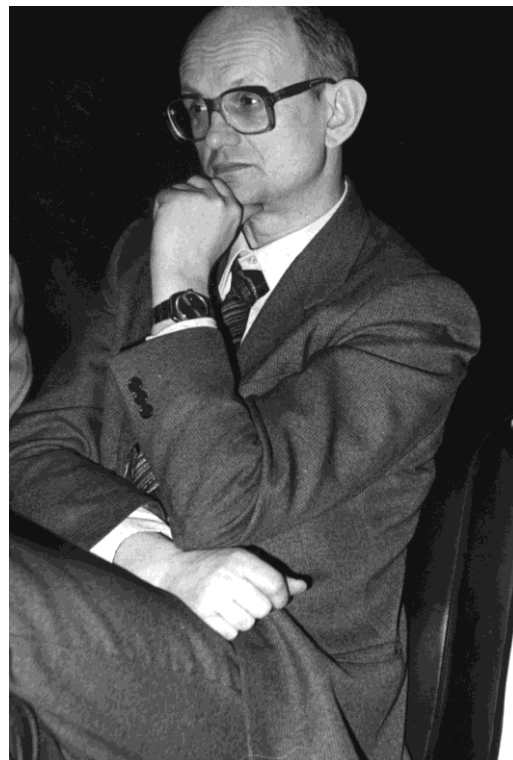
- 1956-1957 projektant w BP Przemysłu Koksowniczego „Koksoprojekt” Zabrze,
- 1957-1962 – starszy projektant w BPPK „Koksoprojekt” Zabrze,
- 1972 konsultant w BPBBO „Miastoprojekt” Opole,
- 1973 konsultant w BP „Inwestprojekt” Gliwice,
- 1972 konsultant BPBBO „Miastoprojekt” - Opole,
- 1975-1990 – COSPiR „Inwestprojekt” Katowice – kolejno: starszy projektant, starszy specjalista, konsultant naukowo-techniczny,
- 1983-1989 – starszy projektant, konsultant BPBBO „Miastoprojekt” – Gliwice,
- 1989-nadal – konsultant i udziałowiec PP-U „Unidom” – Katowice.

### **Działalność stowarzyszeniowa i organizacyjna prof. Włodzimierza Starosolskiego**

Od 1956 r. prof. Włodzimierz Starosolski jest członkiem Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa (PZITB). W tym czasie pełnił przez jedną kadencję funkcję prezesa Oddziału Gliwickiego oraz 2 kadencje wiceprezesa Zarządu Głównego PZITB. Od 1963 r. Jubilat jest członkiem Komitetu Nauki PZITB. Od 1974 r. członek Polskiego Towarzystwa Mechaniki Teoretycznej i Stosowanej (PTMTS), w tym dwie kadencje pełnił funkcję wiceprzewodniczącego Oddziału Gliwickiego. Od 1974 r. jest również członkiem Sekcji Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, w tym dwie kadencje pełnił funkcję wiceprzewodniczącego Sekcji. Od 1989 r. członek Komisji Inżynierii Budowlanej Oddziału PAN w Katowicach. W latach 1990-1996 członek Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, a w latach 1994-2004 przewodniczący Normalizacyjnej Komisji Problemowej 213 (obecnie Komitet Techniczny 213) ds. projektowania i wykonawstwa konstrukcji z betonu i konstrukcji zespolonych.

Profesor Włodzimierz Starosolski brał czynny udział w organizowaniu licznych konferencji i był członkiem wielu komitetów naukowych. Należy podkreślić Jego ogromny wkład w rozwój corocznej Konferencji – Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji (WPPK).





*Jubilat podczas obchodów 30-lecia gliwickiego Oddziału PZITB – 1983 r.*



*Konferencja Krynica 2000. Jubilat wraz z reprezentacją Katedry Konstrukcji Budowlanych*



*Konferencja WPPK – 2002. Jubilat wraz z Przewodniczącym Komitetu Organizacyjnego Konferencji Ireneuszem Józwiakiem prowadzi sesję plenarną*



*Krynica 2008. Jubilat wraz z prof. Bohdanem Lewickim i doc. Stanisławem M. Wierzbickim*

Dorobek naukowo-projektowo-wdrożeniowy prof. Włodzimierza Starosolskiego jest olbrzymi. Każdy, kto miał jakąkolwiek styczność z konstrukcjami żelbetowymi musiał się zetknąć z pracami Pana Profesora. Wielokrotnie rozmawiałem z projektantami konstrukcji, którzy wspominali ich twórcze dyskusje z Panem Profesorem. Trzeba bowiem dodać, że Jubilat wciąż prowadzi liczne szkolenia i kursy dla projektantów. Nigdy przy tym nie odżegnuje się od dyskusji, nawet na trudne tematy. Za cały dorobek, wytyczenie drogi, życzliwość i zainteresowanie problemami innych – dziękuję Mistrzowi.

## Publikacje prof. Włodzimierza Starosolskiego

### Druki zwarte i rozdziały w drukach zwartych (recenzowane)

1. W. Król, W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe cz.I., Dział Wydawnictw Politechniki Warszawskiej. (s. 245, rys. 145, tabl. 17, poz. bibl. 34.)
  - wyd. 1 - 1965 r.
  - wyd. 2 - 1967 r. (poprawione)
  - wyd. 3 - 1969 r. (poprawione)
  - wyd. 4 - 1969 r.
  - wyd. 5 - 1973 r.
2. W. Król, W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe cz. II, Dział Wydawnictw Politechniki Warszawskiej. (s. 364, rys. 312, tabl. 10., poz. bibl. 29)
  - wyd. 1 - 1966 r.
  - wyd. 2 - 1967 r.
  - wyd. 3 - 1971 r.
  - wyd. 4 - 1973 r.
  - wyd. 5 - 1975 r.
3. Laboratorium z konstrukcji betonowych - przewodnik do ćwiczeń - Praca zbiorowa pod redakcją W. Króla - opracowali: A. Ajdukiewicz, J. Mames, W. Starosolski, Z. Sulimowski - Politechnika Śląska, Skrypty uczelniane nr 270, Gliwice, (s. 189, rys. 86, tabl. 19, poz. bibl. 25)
  - wyd. 1 - 1970
  - wyd. 2 - 1976
4. W. Starosolski: Z zagadnień płaskich stropów bezgłowicowych (skrót). Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. nr 288 - budownictwo nr 23 Praca habilitacyjna nr 81, 1968, (s. 68).
5. W. Starosolski: Elementy budownictwa uprzemysłowionego. PWN W-wa 1976, (s. 412, rys. 529, tabl. 3, poz. bibl. 97).
6. W. Król, W. Starosolski: konstrukcje betonowe cz. I. Wymiarowanie konstrukcji żelbetowych metodą stanów granicznych. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Warszawa 1976. (s. 364, rys. 182, tabl. 23).
7. A. Ajdukiewicz, W. Starosolski: Żelbetowe ustroje płytowo-słupowe. Arkady, Warszawa 1981, (s. 416, rys. 272, tabl. 78, poz. bibl. 422).
  - 7.b. A. Ajdukiewicz, W. Starosolski: Stahlbeton - Platten - Stützen - Systeme, Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn. Berlin - München, 1984, (s. 426, rys. 273, tabl. 73, poz. bibl. 502).

- 7.c. A. Ajdukiewicz, W. Starosolski: Reinforced - Concrete Slab-Column Structures, Elsevier, Amsterdam, 1990, (s. 371).
8. W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, R. Kliszczewicz, Z. Pająk: Wytyczne projektowania monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych. Wyd.: Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego (COB-PBO) Warszawa 1984, (s. 47).
9. W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, R. Kliszczewicz, Z. Pająk, J. Kubik,: Komentarz do Wytycznych projektowania monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych. Wyd. Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego (COB-PBO) Warszawa 1984, (s. 62).
10. W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe, PWN - Warszawa
- wyd. 1 - 1985 (s. 615, rys. 602, tabl. 66, poz. bibl. 185),
  - wyd. 2 - 1989 - zmienione, dwu tomowe. Dodano 12 a.a. nowego tekstu ( tom I – s. 413, tom II – s. 401, rys. 795, tabl. 90)
  - wyd. 3 - 1995 - poprawione, dwu tomowe (tom I – s. 383, tom II – s. 367, rys. 768, tabl. 90, poz. bibl. 230)
  - wyd. 4 - 1996 - dwu tomowe (tom I – s. 383, tom II – s. 367, rys. 768, tabl. 90, poz. bibl. 230)
  - wyd. 5 - 1998 - dwu tomowe (tom I – 384 s., tom II – 367str, 768 rys. 90 tab. 230 poz. bibl.)
  - wyd. 6 – 2000 – dostosowane do przepisów PN-B-03264:1999- dwu tomowe (tom I – 404 str, tom II – 376 s. 831 rys. 89 tab. 248 poz. bibl.)
  - wyd.7 – 2001 – dwu tomowe (tom I – 404 str, Tom II – 376 str, 831 rys. 89 tab. 248 poz. bibl.)
  - wyd. 8 – 2003 – według PN-B-03264:2002, dwu tomowe (tom I – 450 str, tom II – 422 s. 971 rys. 98 tab. 328 poz. bibl.)
  - wyd. 9 – 2005 – według PN-B-03264:2002, dwu tomowe (tom I – 450 str, tom II – 422 s. 971 rys. 98 tab. 328 poz. bibl.)
  - wyd.10 – rozszerzone według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2, (tom I – s. 516 + XXII, 2006, tom II – s. 582 + XIX, 2007)
  - wyd.11 (tom I, s. 516 + XXVII, 2007, tom II, s. 582 + XIX, 2008)
  - wyd.12 (tom I, s. 516 +XXVII, 2009, tom II, s. 582 + XIX, 2009)
  - wyd.13 – zmienione – według Eurokodu 2 i norm związanych (tom I, s. 663 + XXXII, 2011, tom 2, s. 582 + XVIII, 2011)
  - wyd.14 – według Eurokodu 2 i norm związanych (tom I, s. 663 + XXXII, 2012, tom 2, s. 602 + XX, 2013)
  - wyd.15 według Eurokodu 2 i norm związanych, (tom I, s. 665 + XXXIV, 2014, tom 2, s. 617 + XXII, 2016)
  - wyd.16 według Eurokodu 2 i norm związanych, (tom I, miękka oprawa, s. 666 + XXXIV, , 2015, ISBN 978-83-01-18421-6 t.1, tom I, twarda, oprawa. s. 666 + XXXIV 2017 ISBN 978-83-01-19170-2 t.1, tom II, s. 617 + XX, 2019)
  - wyd.17 według Eurokodu 2 i norm związanych, (tom 1, s. 666 + XXXIV, 2019)
  - wyd.18 według Eurokodu 2 i norm związanych, (tom 1, s. 905 + XXXVI, 2022)
11. A. Ajdukiewicz, W. Starosolski: 8.2. Особенности расчета эданий, возводимых методом подбема, rozdział 8.2 s.177-184 w książce pod red. R.O. Saakjan, Проектирование и строительство эданий методом подбема, Москва, Стройиздат 1986.
12. A. Ajdukiewicz, A. Kliszczewicz, R. Kliszczewicz, Z. Pająk, W. Starosolski, pod red. W. Starosolskiego: Badania doświadczalne żelbetowych ustrojów płytowo-słupowych, PWN, Warszawa - Łódź, 1988, s. 129, (Udział: redakcja i s. 5-9, 42-60).

13. W. Starosolski: Elementy łączenia zbrojenia i prefabrykatów. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 1989, (s. 76, rys. 98, poz. bibl. 46).
14. W. Starosolski: Konstruowanie połączeń w żelbetowych prefabrykowanych konstrukcjach szkieletowych, Politechnika Śląska, Skrypty Uczelniane nr 1583, Gliwice 1992, (s. 264, rys. 253, tabl. 5, poz. bibl. 286).
15. A. Ajdukiewicz, W. Starosolski, Z. Sulimowski: Konstrukcje betonowe - laboratorium, Politechnika Śląska, Skrypty Uczelniane
  - wyd.1 – 1980 r. (skrypt nr 926, s. 217, rys. 97, tabl. 34, poz. bibl. 44).
  - wyd.2 – 1982 r.
  - wyd.3 – 1993 r – poprawione ( skrypt nr 1735, s. 229, rys. 89, tabl. 27, poz. bibl.49).
  - wyd.4 – 1998 r. – poprawione (skrypt nr 2111, s. 229, rys. 89, tabl. 27, poz. bibl. 49).
16. W. Starosolski: Połączenia w żelbetowych konstrukcjach szkieletowych, Arkady, Warszawa, 1993, (s. 271, rys. 431, tabl. 8, poz. bibl. 370).
17. W. Starosolski: Stropy monolityczne - Zasady projektowania z przykładami obliczeń. Wyd. COB-PBO Warszawa 1994, (s. 153, rys. 112, tabl. 31, poz. bibl. 36).
18. W. Starosolski: Wybrane zagadnienia komputerowego modelowania konstrukcji inżynierskich, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003, (s. 451, rys. 357, poz. bibl. 67)
19. Z. Pająk, W. Strosolski: Docisk. Rozdział w książce „Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone” Część podstawowa. Wyd. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, Grudzień 2003. T. II, s. 33-46.
20. K. Gromysz, I. Józwiak, W. Starosolski: Wymagania dotyczące zbrojenia konstrukcji żelbetowych. Rozdział w książce „Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone” Część podstawowa. Wyd. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, Grudzień 2003. T. II, s. 155-190.
21. W. Starosolski: Półwiecze zmian zaleceń konstrukcyjnych w polskich normach konstrukcji z betonu. Rozdział w książce „Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone” Część podstawowa. Wyd. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, Grudzień 2003. T. II, s. 277-310
22. Z. Pająk., W. Starosolski: Docisk. Rozdział 12 w Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002. Edytor. Bohdan Lewicki. Tom 2 s. 39-52. Wyd. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2005.
23. K. Gromysz, I. Józwiak, W. Starosolski: Wymagania dotyczące zbrojenia konstrukcji żelbetowych. Rozdział w książce „Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone” T.2, s. 209- 244. Wyd. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2005.
24. W. Starosolski (współautorstwo): Podstawy Konstrukcyjne. rozdział 13 w książce Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne Wrocław 2006.
25. W. Starosolski : Połączenia w żelbetowych prefabrykowanych konstrukcjach szkieletowych (monografia) Wydawnictwo Politechniki Śląskiej 2006, s. 255.
26. W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe tom 3, PWN – Warszawa.
  - wyd. 1 – 2007, (s. 682, rys. 800).
  - wyd. 2 – 2008, (s. 682, rys. 800).
  - wyd. 3 – 2009, (s. 682, rys. 800).
  - wyd. 4 – 2012 zmienione – według Eurokodu 2 i norm związanych, (s. 672 + XXIII, rys. 673).
  - wyd. 5 – 2013 według Eurokodu 2 i norm związanych, (s. 668 + XXIII, rys. 673).
  - wyd. 6 – 2016 według Eurokodu 2 i norm związanych, ( 672 str + XXIII, 673 rys).
  - wyd. 7 – 2019 według Eurokodu 2 i norm związanych, ( 672 str + XXIII, 673 rys).

27. W. Starosolski: Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice
  - wyd. 1 – 2009, (tom 1, s. 299, tom 2, s. 227, poz. bibl. 86).
  - wyd. 2 – 2010, (tom 1, s. 299, tom 2, s. 227, poz. bibl. 86).
  - wyd. 3 – 2011 rozszerzone, (tom 1, s. 239, tom 2, s. 246, poz. bibl. 100).
  - wyd. 4 – 2012 (tom 1, s. 329, tom 2, s. 246, poz. bibl. 100).
  - wyd. 5 – 2013 (tom 1, s. 329, tom 2 rozszerzony, s. 276, poz. bibl. 100).
  - wyd. 6 – 2013 (tom 1 rozszerzony, s. 383, tom 2 rozszerzony, s. 351. Poz. bibl. 95+normy 29 + materiały 7).
28. Z. Dzierżewicz, W. Starosolski: Systemy budownictwa wielkopłytkowego w Polsce w latach 1970-1985. Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych. Oficyna a Wolters Kluwer Business, Warszawa 2010, s. 245.
29. Z. Kałkowski, J. Krasnowski, H. Raszka, W. Starosolski: XXV lat Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji – 1985-2010, s. 36, Szczyrk 2010. wyd, PZITB Oddziały w Bielsku – Białej, Gliwicach, Katowicach i Krakowie.
30. W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe, według Eurokodu 2 i norm związanych, tom 4, PWN – Warszawa.
  - wyd. 1 – 2012 (s. 729 + VIII, rys. 836).
  - wyd. 2 – 2019 (s. 867 + XX, rys. 970).
31. W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, tom 5, PWN – Warszawa, wyd. 1 – 2016, (s. 885 + XXII, rys. 1022).
32. W. Starosolski: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, tom 6, PWN – Warszawa, wyd. 1 – 2019, (s. 1030 + XIX, rys. 1219).

### **Druki zwarte (nierecenzowane)**

1. W. Starosolski: Materiały szkoleniowe "Projektowanie prefabrykowanej konstrukcji szkieletowych. Wyd. "Miastoprojekt Sosnowiec " 1988 r. Wydane w formie 8 zeszytów. Sumarycznie 19.4 a.a.
  - Zeszyt 1, (s. 33, rys. 40, tab.1).
  - Zeszyt 2, (s. 36, rys. 44).
  - Zeszyt 3, (s. 43, rys. 54).
  - Zeszyt 4, (s. 20, rys. 8, tab. 5)
  - Zeszyt 5, (s. 34, rys. 27).
  - Zeszyt 6, (s. 47, rys. 54).
  - Zeszyt 7, (s. 27, rys. 17, tab. 2).
  - Zeszyt 8 (s. 15, rys. 20).
2. W. Starosolski: Komputerowe modelowanie ustrojów inżynierskich – Wybrane zagadnienia wyd. PRO-SOFT, Gliwice.
  - część I – Wstęp do komputerowego modelowania płaskich ustrojów inżynierskich, (s. 334).
  - część II – Niektóre zagadnienia modelowania ustrojów prętowych, (s. 37).
  - część III – Wybrane zagadnienia modelowania stropów płaskich, (s. 31).  
wersja 5 – kwiecień 2001 r.  
wersja 6 – kwiecień 2003 r.
3. W. Starosolski: Projektowanie płytowo-słupowych ustrojów i fundamentów żelbetowych i sprężonych, wspomagane komputerowo – kształtowanie, obliczanie, wymiarowanie, zbrojenie, wyd. PRO-SOFT, Gliwice
  - wersja 3, listopad 2000 r.

- wersja 4, listopad 2001 r.
  - wersja 5, listopad 2003 r.
  - wersja 6, listopad 2004 r. (s. 256).
  - wersja 7, marzec 2007 r. (s. 320).
  - wersja 8, marzec 2008 r. (s. 320).
  - wersja 9, marzec 2009 r. (s. 320).
  - wersja 10, kwiecień 2010 (s. 338).
4. W. Starosolski: Aneks do Wybrane zagadnienia komputerowego modelowania konstrukcji inżynierskich, wyd. PRO-SOFT, Gliwice
    - wersja 1, 2004, (s. 34).
    - wersja 2, 2005, (s. 68).
    - wersja 3, 2007, (s. 86).
  5. W. Starosolski: Wybrane zagadnienia projektowania konstrukcji żelbetowych ze względu na odporność ogniową, wyd. PRO-SOFT,
    - wersja 1, 2005, (s. 34).
    - wersja 2, 2006, (s. 34).
  6. W. Starosolski: Niezawodność obiektu budowlanego ( w świetle pakietu norm PN-ISO) wyd. PRO-SOFT, 2007 s. 14
  7. W. Starosolski: Ściągą czyli krótki przewodnik obliczania płyt i tarcz z zastosowaniem wspomaganie komputerowego wyd. PRO-SOFT Gliwice
    - wersja 1, 2006, (s. 84).
    - wersja 2, 2007, (s. 76).
  8. W. Starosolski: Aktualne zagadnienia projektowania konstrukcji żelbetowych. Materiały szkoleniowe dla Członków DOIIB. Wyd. DOIIB, Wrocław listopad-grudzień 2005., (s. 31).
  9. W. Starosolski: Rysowanie konstrukcji żelbetowych w świetle dzisiejszych unormowań, (s. 15). Materiały szkoleniowe, wyd. PZITB oddział Gliwice, Gliwice 2008.
  10. W. Starosolski: O obliczaniu zbrojenia w programach ABC-Płyta i ABC-Tarcza wyd. PRO-SOFT Gliwice marzec 2008, (s. 95).
  11. W. Starosolski: Komputerowe modelowanie ustrojów inżynierskich – Wybrane zagadnienia wyd. PRO-SOFT, Gliwice
    - tom I, (s. 310).
    - tom II, (s. 239).wersja robocza 7 – listopad 2008.
  12. W. Starosolski: Laudacja Prof. dr inż. Bohdana Lewickiego z okazji nadania tytułu doktora *honoris causa* Politechniki Śląskiej, w książce: Uroczystość nadania tytułu doktora honoris causa Politechniki Śląskiej Profesorowi Bohdanowi Lewickiemu, s.11-18 – wyd. Politechnika Śląska 2009.
  13. W. Starosolski: Dorobek nadawczo-naukowy , dydaktyczny i organizacyjny Profesora Bohdana Lewickiego, w książce: Uroczystość nadania tytułu doktora honoris causa Politechniki Śląskiej Profesorowi Bohdanowi Lewickiemu, s. 39-49 – wyd. Politechnika Śląska 2009.
  14. W. Starosolski: Aneks do Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich, 50 s. PRO-SOFT,
    - wyd. 1, Gliwice 2009.
    - wyd. 2, Gliwice 2010.
  15. R. Jasiński, R. Kupczyk. W. Starosolski, Mirosław M.: Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych w stadium awaryjnym. Biuletyn Techniczny nr 2, Wyd. Centrum Promocji Jakościowej Stali, Warszawa 2009.

16. W. Starosolski. Zabezpieczenie ustrojów przed obciążeniami wyjątkowymi. s. 85. wyd. PRO-SOFT Gliwice 2011.
17. R. Kupczyk, W. Starosolski: Badania zakotwień strzemion wykonanych ze stali EPSTAL o wysokiej ciągliwości. Biuletyn Techniczny nr 3. Wyd. Centrum Promocji Jakościowej Stali, Warszawa 2011.
18. W. Starosolski.: Zabezpieczenie ustrojów przed obciążeniami wyjątkowymi. s. 70. wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2012.
19. W. Starosolski. Zabezpieczenie ustrojów żelbetowych przed obciążeniami wyjątkowymi. s. 89. wyd. Centrum Promocji Jakości Stali – Warszawa 2012.
20. W. Starosolski. Ugięcia od skurczu a ugięcia od obciążeń grawitacyjnych. s. 13. wyd. Centrum Promocji Jakości Stali – Warszawa 2012.
21. W. Starosolski. Wybrane zagadnienia z zakresu projektowania konstrukcji żelbetowych s. 48 wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2013.
22. M. Wieczorek, W. Starosolski: Badanie zachowania się narożnego fragmentu monolitycznego ustroju płytowo- słupowego zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory. Biuletyn Techniczny nr 4 Wvd. Centrum Promocji Jakościowej Stali, Warszawa 2012.
23. M. Wieczorek, B. Wieczorek, W. Starosolski: Badanie zachowania się płyty żelbetowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory krawędziowej. Biuletyn Techniczny nr 5. Wyd. Centrum Promocji Jakościowej Stali, Warszawa 2013.
24. W. Starosolski. Projektowanie oszczędne konstrukcji żelbetowych. Analiza obliczeniowa w poszukiwaniu rezerw. Część I. Obliczenia tradycyjne. s.66 wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2015.
25. Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M.: Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej. Biuletyn Techniczny nr 6. Wyd. Centrum Promocji Jakościowej Stali, Warszawa 2015.
26. W. Starosolski. Projektowanie oszczędne konstrukcji żelbetowych. Analiza obliczeniowa w poszukiwaniu rezerw. Część II. Projektowanie z zastosowaniem analizy liniowo sprężystej z ograniczoną redystrybucją, Projektowanie z zastosowaniem analizy plastycznej. ArtMedia Technics Warszawa 2016.
27. Wieczorek M., Wieczorek B., Starosolski W.: Badania zachowania się płyty żelbetowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej przeciążeniem. Biuletyn Techniczny nr 7. Wyd. Centrum Promocji Jakościowej stali, Warszawa 2016.
28. Starosolski W., Cicer cum Caule czyli wybrane subiektywnie przypadki obliczania i konstruowania konstrukcji żelbetowych, Część I. s. 41, wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2017.
29. Wieczorek B., Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania się krawędziowych połączeń płyta-słup zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stadium awaryjnym wywołanym przebiciem. Biuletyn Techniczny nr 8. Wvd. Centrum Promocji Jakościowej stali, Warszawa 2017.
30. W. Starosolski: Rozwój polskiej myśli konstruktorskiej w budownictwie halowym, w IV edycja konferencji Konstrukcje Budowlane 2017. wyd. Instytut PWN.
31. W. Starosolski. Cicer cum Caule czyli wybrane subiektywnie przypadki obliczania i konstruowania konstrukcji żelbetowych, Część II. s.60, wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2016.
32. W. Starosolski: Ewolucja wybranych przepisów konstrukcyjnych w polskich wymaganiach normowych, w V edycja konferencji Konstrukcje Budowlane 2018. wyd. Instytut PWN.



33. W. Starosolski. Cicer cum Caule czyli wybrane subiektywnie przypadki obliczania i konstruowania konstrukcji żelbetowych, Część III. s. 53, wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2019.
34. W. Starosolski: Uwzględnienie sytuacji wyjątkowych w projektowaniu konstrukcji żelbetowych, w VI edycja konferencji Konstrukcje Budowlane 2019. wyd. Instytut PWN.
35. B. Wieczorek, M. Wieczorek, W. Starosolski: Badania zachowania się połączeń płyta-słup zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stadium awaryjnym wywołanym przebiciem. Biuletyn Techniczny nr 9. Wyd. Centrum Promocji Jakościowej stali, Warszawa 2019.
36. W. Starosolski: Projektowanie płytowo – słupowych żelbetowych ustrojów i fundamentów. Wybrane zagadnienia, Część I, s. 150, część II s. 135 wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2020.
37. W. Starosolski: Projektowanie płytowo – słupowych ustrojów i fundamentów żelbetowych i sprężonych . Wybrane zagadnienia, Tom I s. 295, Tom II s.198, wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2020.
38. W. Starosolski. Cicer cum Caule czyli wybrane subiektywnie przypadki obliczania i konstruowania konstrukcji żelbetowych, Część IV s. 57, wyd. ArtMedia Technics Warszawa 2019.
39. W. Starosolski: Projektowanie konstrukcji żelbetowych - Fundamenty s. 219. ArtMedia Technics Warszawa 2022.
40. W. Starosolski: Ściany oporowe s. 83. ArtMedia Technics Warszawa 2022.
41. W. Starosolski: Modelowanie, obliczanie i konstruowanie wybranych miejsc szczególnych w konstrukcjach żelbetowych s. 157. ArtMedia Technics Warszawa 2023.

### **Publikacje w periodykach**

1. W. Starosolski: Projektowanie sprężonych przekrojów zginanych z uwzględnieniem wszystkich programowych stanów obciążenia belki. Archiwum Inżynierii Lądowej i Wodnej. tom IV, z. 3/1958, s. 305-369.
2. W. Starosolski: Sprężona belka ciągła o zmiennym momencie bezwładności - dobór siły. Archiwum Inżynierii Lądowej. tom V, z. 3/1959, s. 347-373.
3. W. Starosolski: Projektowanie sprężonych belek ciągłych o zmiennym momencie bezwładności z uwzględnieniem zmienności siły sprężającej, Archiwum Inżynierii Lądowej. tom V, z. 4/1959, s. 539-557.
4. W. Starosolski: Odginanie kabli w belce sprężonej z uwzględnieniem wszystkich programowych stanów obciążenia, Inżynieria i Budownictwo z.10/1959, s. 428-432.
5. W. Starosolski: O przyśpieszeniu doboru trasy współbieżnej osi kabli w sprężonych belkach ciągłych. Inżynieria i Budownictwo z. 9/1960, s. 340-342.
6. W. Starosolski: Pewne rozwiązanie płyty pierścieniowej wspartej na obu krawędziach. Problemy Projektowania. z. 11/1960, s. 349-353.
7. W. Starosolski, Z. Sulimowski: Projektowanie przekrojów obciążonych mimośrodowo, Zeszyty Naukowe Pol. Śl. nr. 24, Budownictwo nr 2/1960, s. 43-102.
8. W. Starosolski: Ogólny przypadek przekroju sprężonego. Analiza i dobór siły. Archiwum Inżynierii Lądowej, tom VI, z. 3/1960, s. 327-340.
9. W. Starosolski: The General Case of a Prestressed Element. Analysis and Choice of the Prestressing Force. Bulletin de l'Academie Polonaise des Sciences. Serie des sciences techniques. Vol. IX, No. 1/1961, s. 69-76.
10. W. Starosolski: Wykresy do szybkiego projektowania przekrojów sprężonych. Inżynieria i Budownictwo, z. 1/1963, s. 1-4; z. 2/1963, s. 10-12.

11. J. Mikulec, W. Starosolski: Badania sztywności masywu ceramicznego przegubowego fundamentu baterii koksowniczej. *Problemy Projektowania*, z. 6/1963, s. 180-189.
12. W. Starosolski, Z. Palka: Prefabrykowane pomosty sprężone o nietypowych gabarytach. *Problemy Projektowania* 3/1964, s. 72-76.
13. W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, J. Denkiewicz: Współczynniki sprężystości i odkształcenia graniczne przy zginaniu w zależności od inhibitorów i ilości wody zarobowej dla gipsu modelowego. *Cement, Wapno, Gips*. z. 6/1965, s. 162-167.
14. W. Starosolski: Uwzględnienie nośności granicznej i odporności na rysy przy projektowaniu konstrukcji sprężonych. *Inżynieria i Budownictwo* z. 1/1967, s. 28-33.
15. W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, J. Denkiewicz: Badania własności gipsu jako materiału do modelowania konstrukcji. *Archiwum Inżynierii Lądowej.*, tom XIII, z. 1/1967, s. 43-60.
16. W. Starosolski, A. Ajdukiewicz: Rozwój budownictwa realizowanego metodą podnoszenia stropów. *Inżynieria i Budownictwo* z. 2/1971 s. 58-66.
17. A. Ajdukiewicz, W. Starosolski: Problemy konstrukcyjne w budynkach z podnoszonymi *Inżynieria i Budownictwo* z. 5/1971 s.
18. W. Starosolski: Momenty zginające w płytach żelbetowych punktowo podpartych ze wspornikami. *Inżynieria i Budownictwo*, z. /1972, s. 257-258, i 259-264.
19. W. Starosolski, T. Badora, R. Kliszczewicz: badania nośności betonowych i żelbetowych słupów poddanych obciążeniom na docisk miejscowy przyłożony w otworach. *Zeszyty Naukowe Pol. Sl. nr 348, Budownictwo* z. 31/1972, s. 33-46.
20. W. Starosolski: Momenty zginające w płytach żelbetowych podpartych punktowo spowodowane deplanacją podpór. *Inżynieria i Budownictwo*, z. 11/1973, s. 471-474.
21. W. Starosolski: Ugięcia w płytach punktowo podpartych o kwadratowej siatce podpór. *Inżynieria i Budownictwo*, z. 12/1975, s. 528-531.
22. W. Starosolski, A. Zybura: Nośność elementów z betonu żwirowego i łupkoporytowego przy obciążeniach pasmowych. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, tom XXI, z. 3/1975, s. 465-481.
23. W. Starosolski, A. Zybura: Dokładność montażu prefabrykowanych wielkopłytowych budynków mieszkalnych wznoszonych przez budowlany kombinat produkcyjno - montażowy. *Zeszyty naukowe Pol.Sl. Budownictwo*, z. 41/1976, s. 143-153.
24. W. Starosolski, J. Guziakiewicz, H. Wójcik, A. Zybura, Urządzenia do pomiaru cech geometrycznych płytowych elementów prefabrykowanych. *Przegląd Budowlany* nr 1/1976 s. 23-27.
25. W. Starosolski, J. Mazanowska: Obliczanie płaskich stropów bezgłowicowych. *Inżynieria i Budownictwo* z. 10/1976, s. 380-385.
26. W. Starosolski: O kształtowaniu ustrojów płytowo-słupowych, *Prace COBPBO*, z. 1-2/1977, s. 3-27.
27. W. Starosolski, J.Mazanowska: Obliczanie płaskich stropów bezgłowicowych, *Prace COBPBO*, z. 1-2/1977, s. 28-56.
28. W. Starosolski, A. Zybura,: Jednorodność cech sprężystych betonowych płyt produkowanych w formach bateryjnych. *Przegląd Budowlany*, z. 4/1977, s. 209 - 211.
29. W. Starosolski, Z. Pająk.: Badania elementów podłogi szczelinowej w bukaciarniach. *Budownictwo Rolnicze* nr 5/1977, s. 27 - 29.
30. R. Kliszczewicz, Z. Pająk, W .Starosolski: Badania nośności połączenia płyty ze słupem prefabrykowanym przy obciążeniu osiowym. *Archiwum Inżynierii Lądowej*. tom XXIII, z. 4/1977, s. 410-418.
31. W. Starosolski, Z. Pająk, J. Mazanowska: Konstrukcja stropów monolitycznych w ustrojach płytowo-słupowych. *Inżynieria i Budownictwo* z. 1/1978 s. 26-30.

32. W. Starosolski, Z. Pająk, J. Mazanowska: Konstrukcja strefy podporowej stropów monolitycznych w ustrojach płytowo-słupowych. *Inżynieria i Budownictwo* z. 7/1978 s. 257-262.
33. W. Starosolski, A. Zybura,: Doświadczalne określenie mimośrodków sił w ścianach prefabrykowanego budynku. *Inżynieria i Budownictwo* nr 3/1978, s. 108-111.
34. W. Starosolski, H. Wójcik, A. Zybura: Analiza cech geometrycznych płytowych elementów prefabrykowanych. *Przegląd Budowlany*, nr 4/1978, s. 175-177.
35. W. Starosolski, J. Mazanowska: Metody techniczne obliczania ugięć stropów w ustrojach płytowo-słupowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 1/1979, s. 29-35.
36. W. Starosolski, Aktualne problemy mieszkaniowego budownictwa systemowego, *Przegląd Budowlany* nr 3/1979, s.125-128.
37. W. Starosolski, M. Glenszczyk,: Wpływ wieku oraz warunków pielęgnacji na wytrzymałość gipsobetonu prasowanego. *Archiwum Inżynierii Lądowej.*, tom XXVIII, z. 1/1981, s.171-183.
38. W. Starosolski: Konferencja na temat konstrukcji szkieletowych w budownictwie miejskim. *Przegląd Budowlany*, z. 6/1981, s.323.
39. W. Starosolski, M. Glenszczyk,: Określanie ugięć zbrojonych elementów płytowych na podstawie bezpośrednio określonej krzywizny. *Archiwum Inżynierii Lądowej.*, tom XXVII, z. 2/1981, s. 323-343.
40. W. Starosolski. J. Badura, J. Góra,: Badania łączników klamrowych i hakowych, *Inżynieria i Budownictwo* nr 6/1981, s. 227-231.
41. W. Starosolski. J. Badura, J. Góra,: Analiza modelowa pracy ustroju płytowo-słupowego pod obciążeniem doraźnym. *Archiwum Inżynierii Lądowej.* tom XXX, z.2-3/1984 s.483-514.
42. W. Starosolski, A. Zybura: Współpraca prefabrykowanych płyt stropowych w budynku. *Inżynieria i Budownictwo* nr 1/1984, s. 23-25.
43. W. Starosolski, J. Badura: Badania zarysowań w prefabrykowanym budynku wielkopłytowym. *Przegląd Budowlany*, 4/1984, s. 211-214.
44. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Analyse experimentale et thoretique du comportement des plaques isostatiques et hyperstatiques armes unidirectionnellement. *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, no 431. Janvier 1985. Serie: Theories et methodes de calcul 270, s.85-125.
45. Z. Pająk, R. Kliszczewicz, W. Starosolski: Badania na przebicie grubych płyt żelbetowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej* 1985, Nr 841, *Budownictwo*, z. 60 s. 42-49.
46. W. Starosolski, A. Zybura,: Próba oceny sprawności połączenia warstwy fakturowej w ścianach zewnętrznych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 1/1986, s. 11-14.
47. W. Starosolski, R. Kliszczewicz, Z. Pająk: Prace Instytutu Konstrukcji Budowlanych w zakresie ustrojów płytowo-słupowych. *Budownictwo Ogólne, Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Biuletyn Informacyjny o Budownictwie*, nr 4/1986 s. 15-20.
48. W. Starosolski, A. Zybura: Uszkodzenie i naprawa słupów żelbetowych. *Przegląd Budowlany* nr 8-9/1986 s. 412-414.
49. Z. Pająk, W. Starosolski, A. Zybura: Ocena nośności połączeń warstw ścian trójwarstwowych przy dodatkowym ociepleniu. *Przegląd budowlany* nr 8-9/1986 s. 408-411.
50. W. Starosolski: Poszukiwanie nowych rozwiązań konstrukcyjnych w budownictwie miejskim. *Przegląd Budowlany* nr 10/1986 s. 464-469.
51. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Z problematyki wzmacniania stropowych płyt kanałowych. *Przegląd Budowlany*, 1987, nr 7, s. 313-316.

52. W. Starosolski, Z. Pająk: Żelbetowe prefabrykowane konstrukcje szkieletowe w budownictwie mieszkaniowym, Budownictwo Ogólne, Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego (COBPBP), nr 5-6/1987, s. 68-80.
53. W. Starosolski, Z. Pająk: Przegląd żelbetowych konstrukcji szkieletowych w budownictwie mieszkaniowym, Biuletyn Informacyjny o Budownictwie, Budownictwo Ogólne, Centralny Ośrodek Badawczo - Projektowy Budownictwa Ogólnego (COBPBO), 1987, nr 6, s. 19-24.
54. W. Starosolski, J. Góra, A. Sitko: Pominięcie przestrzennej pracy ustroju źródłem nieskuteczności jego wzmocnienia. Przegląd Budowlany, 1988, nr 1, s. 23-25.
55. W. Starosolski, A. Zybura: Awaria i wzmocnienie wspornikowej galerii komunikacyjnej, Przegląd Budowlany, 1988, nr 2, s. 88-89.
56. W. Starosolski, A. Zybura: Badania wytrzymałościowe łączników warstw w ścianach trójwarstwowych, Budownictwo Ogólne, Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego (COBPBO), 1988, nr 1-2, s. 3-15.
57. W. Starosolski: Warsztaty pracy projektanta konstrukcji. (Informacja) Busola (COIB), 1988, nr 5, s. 27-28.
58. W. Starosolski, A. Zybura: Badania zakotwień wieszaków ze stali zwykłej zabezpieczonej antykorozyjnie w ścianach trójwarstwowych, Budownictwo Ogólne, COBPBO, 1988, nr 3-4, s. 3-13.
59. W. Starosolski: Łączniki rozporowe - przegląd, Przegląd Budowlany, 1988, nr 8-9, s. 382-388.
60. Z. Pająk, W. Starosolski: Badania żelbetowych elementów przestrzennych, Inżynieria i Budownictwo, 1988, nr 6, s. 215-219.
61. W. Starosolski: Połączenia śrubowe i zaciskowe prętów zbrojeniowych. Przegląd Budowlany, 1989, nr 1, s. 25-29.
62. W. Starosolski, A. Zybura: O pewnym sposobie naprawy złącz poziomych w warunkach zimowych. Przegląd Budowlany, 1989, nr 3, s. 124-125.
63. W. Starosolski: Badania pośrednie w mechanice konstrukcji żelbetowych. Inżynieria i Budownictwo, 1989, nr 1, s. 19-24.
64. W. Starosolski: Łączniki stalowe z blach i profili walcowanych - przegląd rozwiązań. Przegląd Budowlany, 1989, nr 8-9, s. 393-396.
65. W. Starosolski: Kształtowanie łączników stalowych. Przegląd Budowlany, 1989, nr 10, s. 455-459.
66. W. Starosolski, W. Wuwer: O pewnym sposobie wzmocnienia żelbetowych belek podsuwnicowych przy ciągłej eksploatacji suwnicy. Przegląd Budowlany, 1989, nr 11, s. 491-494.
67. W. Starosolski, A. Zybura: W sprawie stosowania w ścianach trójwarstwowych wieszaków aluminiowanych ze stali zwykłej. Przegląd Budowlany, 1990, nr 7, s. 279-280.
68. W. Starosolski: System SBD - geneza i kształtowanie rozwiązań konstrukcyjnych. Przegląd Budowlany, 1990, nr 10, s. 395-399.
69. W. Starosolski: Sprawozdanie z XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Konstrukcje betonowe - Zagadnienia Inżynierskie, AIL, 1990, nr 4, s. 459-460.
70. W. Starosolski: O obliczaniu zakotwień w betonie. Inżynieria i Budownictwo, 1991, nr 3, s. 90-99.
71. W. Starosolski, I. Józwiak: Zastosowanie podkładek elastycznych w konstrukcjach prefabrykowanych. Inżynieria i Budownictwo, 1991, nr 8, s. 296-301.
72. W. Starosolski, R. Kliszczewicz, J. Kubica: Badania żelbetowych modeli ram żelbetowych wypełnionych murami z drobnowymiarowych elementów. Prace ITB , 1991, nr 1-2, s. 96-105.

73. W. Starosolski, R. Kliszczewicz, J. Kubica: Badania zachowania się murów z elementów drobnowymiarowych w jednoosiowym stanie naprężenia, Prace ITB, Warszawa, 1991, nr 3 (79) s. 27-33.
74. W. Starosolski, A. Zybura: Nowe rozwiązanie wieszaka do łączenia warstw w prefabrykowanych ścianach zewnętrznych. Przegląd Budowlany, 1992, nr 12, s. 521-523.
75. K. Grajek, W. Starosolski: Program ABC - Płyta, Inżynieria i budownictwo, 1992, nr 12, s. 487 - 489.
76. W. Starosolski: O inne spojrzenie na projektowanie płyt żelbetowych, Inżynieria i Budownictwo, 1992, nr 12, s. 494-497.
77. S. Matlinkiewicz, W. Starosolski: O pewnej próbie zniszczenia dźwigarów strunobetonowych, Przegląd Budowlany 8-9/1993, s. 26 - 27.
78. W. Starosolski, J. Kubica: Wysoka attyka - problemy obliczeniowe i konstrukcyjne, Przegląd Budowlany, nr 10/93, s. 22,23 i 26.
79. Z. Pająk, W. Starosolski, I. Józwiak: Dodatkowe rezerwy nośności stropów drewnianych wzmacnianych przez zespolenie belek z żelbetową płytą. Przegląd Budowlany. 11/93, s. 13-15.
80. W. Starosolski: O niektórych aspektach obliczeń stropów za pomocą programów komputerowych, Inżynieria i Budownictwo nr 1-2/1994, s. 41-45.
81. W. Starosolski: O projektach technicznych dotyczących usuwania wad przegród zewnętrznych budynków, Materiały Budowlane 1/1994 s. 8-10.
82. W. Starosolski: Wady przegród zewnętrznych budynków - orzeczenia techniczne, Przegląd Budowlany, 3/1994, s. 4-6.
83. W. Starosolski: Śp. Prof. dr inż. Stanisław Kaufman (1894 - 1994) Inżynieria i Budownictwo nr 5/1994, s. 238 - 239.
84. W. Starosolski: Przypadek nieadekwatności tradycyjnych metod obliczeń stropów żelbetowych. Przegląd Budowlany, 8/94 s. 36-38.
85. Z. Pająk, W. Starosolski: Badania rygli systemu SBD. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/94, s. 455-458.
86. W. Starosolski: Tests on precast floor subjected to immediate and long term loads, Archives of Civil Engineering, Vol. XL, 3-4/1994, s. 383-404.
87. W. Starosolski: Jeszcze o dylatacjach, Przegląd Budowlany, nr 1/95, s. 14-15.
88. K. Grajek, W. Starosolski: Nowa edycja programu ABC Płyta do projektowania stropów żelbetowych i fundamentów. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/95, s. 77-80.
89. W. Starosolski, I. Józwiak: Wpływ sposobu kształtowania ściennych pustaków termoizolacyjnych na nośność ich rdzenia betonowego. Przegląd Budowlany, nr 8-9/95, s. 9, 10.
90. W. Starosolski: O stosowaniu w obliczaniu płyt krzyżowo-zbrojonych wg metody Eurocode 2. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria: Budownictwo z. 81 Nr.kol.1292, Gliwice 1995, s. 111-120.
91. W. Starosolski, A. Zybura, J. Kubica: Badanie zestawów belek nadprożowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria: Budownictwo z.81 Nr.kol.1292, Gliwice 1995, s. 121-130.
92. W. Starosolski, R. Hyla: Z dotychczasowych doświadczeń stosowania stropów 2k, Przegląd Budowlany, nr 10/1995, s. 16-18.
93. W. Starosolski: Projekt budowlany a dokumentacja techniczna przy docieplaniu budynków. Przegląd Budowlany, nr 12/1995, s. 8-10.
94. R. Hyla, W. Starosolski: Sposób podparcia warstwy fakturowej w ścianach szczelinowych. Przegląd Budowlany, nr 3/1996, s. 10-12.

95. W. Starosolski: O potrzebie uwzględniania wpływu nagrzania słonecznego w projektowaniu wielopolowych płyt żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 7/96, s. 405-407.
96. W. Starosolski: O niektórych uściśleniach obliczania płyt krzyżowo zbrojonych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 10/96, s. 582-585.
97. J. Kubica; Z. Pająk; W. Starosolski: Analiza uszkodzeń systematycznych w 24 kondygnacyjnym budynku mieszkalnym. *Budownictwo i Gospodarka Miejska*, nr 10/96 s. 9-11.
98. W. Starosolski: Modelowanie strefy przysłupowej przy projektowaniu ustrojów płytowo słupowych, Sesja Naukowa z okazji jubileuszu profesora Wiesława Stachurskiego, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, s. 175- 182, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1996.
99. W. Starosolski, R. Hyla, Z. Walo: Żelbetowe parkingi płytowo - słupowe w systemie U-F, *Przegląd Budowlany*, nr 11/1996, s. 22-24.
100. W. Starosolski: Współpraca w kierunku poprzecznym deskowych stropów zespolonych typu 2K, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1/1997, s. 32-37.
101. W. Starosolski, Z. Pająk, J. Kubica: Badania przemieszczeń w rysach żelbetowej monolitycznej belki podsuwnicowej. *Przegląd Budowlany* nr. 4/1997, s. 23-25.
102. W. Starosolski: Humanitarne aspekty w tworzeniu inżynierskich programów obliczeniowych dla konstrukcji żelbetowych. *Przegląd Budowlany* nr. 7-8/1997, s. 33-36.
103. W. Starosolski, K. Gromysz: Szczególny rodzaj uszkodzenia konstrukcji żelbetowej, *Przegląd Budowlany*, 1997, nr 10, s. 27-28.
104. W. Starosolski: Wpływ wymiarów na wyniki inżynierskich obliczeń statycznych. Księga Jubileuszowa z okazji 70-lecia profesora Tadeusza Godyckiego – Ćwirko, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1998 r. s. 157-167.
105. W. Starosolski: Obciążenia termiczne jako przyczyna uszkodzeń w budynkach ścianowych, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1/1999, s. 32-36.
106. W. Starosolski: Praca zespolonych stropów deskowych w kierunku poprzecznym, *Inżynieria i Budownictwo* nr 2/1999, s. 103-108.
107. W. Starosolski, I. Józwiak: Kształtki styropianowe jako element nośny w pokryciach dachowych, *Przegląd Budowlany*, 1999, nr 3, s. 8-11.
108. W. Starosolski: Prefabrykacja betonowa – stropy, *Materiały Budowlane* nr 6/1999 s. 146-155.
109. W. Starosolski, I. Józwiak: Kumulacja błędów wykonawczych jako przyczyna zagrożenia konstrukcji żelbetowych budynków szkieletowych, *Przegląd Budowlany* nr1/2000 s. 4-6.
110. W. Starosolski: Niektóre zagadnienia współczesnych systemów konstrukcyjnych. *Materiały Budowlane* nr5/2000 s. 169-174.
111. W. Starosolski, Z. Pająk, R. Jasiński, Ł. Drobiec: Badania przebicia żelbetowych płyt zbrojonych bolcami. *Inżynieria i Budownictwo*, nr2/2001, s. 101-106.
112. W. Starosolski: Kształtowanie i konstruowanie szkieletu żelbetowego. *Materiały Budowlane* nr 9/2001 s. 152-157.
113. W. Starosolski: Morfologia wczesnych zarysowań żelbetowych płyt prefabrykowanych. *Przegląd Budowlany* nr 11/2001 s. 31-33.
114. W. Starosolski: Porównanie technicznych metod wymiarowania płyt krzyżowo zbrojonych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2/2002, s. 97-100.
115. W. Starosolski: Stany graniczne użyteczności ustrojów płytowych w świetle PN-B-03264:1999 i PN-84/B-03264. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 5/2002, s. 250-254.
116. J. Kubica, W. Starosolski, B. Kowolik: Specyfika wzmocnienia uszkodzonej konstrukcji nośnej budynku nadszybia. *Przegląd Budowlany* nr 1/2003 s. 18-23.

117. W. Starosolski: Analiza sił w stropie zespolonym 2K w strefie połączenia prefabrykatów na obszarze działania momentów ujemnych. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2003, s. 99-102.
118. W. Starosolski: Stropy prefabrykowane i zespolone (cz I) Ogólne zasady projektowania stropów. Przegląd Budowlany nr 5/2003, s. 22-24.
119. W. Starosolski: Stropy prefabrykowane Przegląd Budowlany (2) nr 6/2003, s. 34-36. Ponownie wydrukowany pod tym samym tytułem Przegląd Budowlany nr 7-8/2003, str 56-59, (3) Przegląd Budowlany nr 9/2003, s. 50-54, (4) Przegląd Budowlany nr 10/2003, s. 49-50, (5) Przegląd Budowlany nr 11/2003, s. 51-53, (6) Przegląd Budowlany nr 12/2003, s. 50-51.
120. Z. Pająk, A. Piekarczyk, W. Starosolski: Wzmocnienie żelbetowych stropów płytowych wklejanymi kotwami – analiza, badania, realizacja. Przegląd Budowlany nr 6/2003, s. 44-47.
121. W. Starosolski: Współpraca zewnętrznych ścian murowych z cegły ze stropami. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2003, s. 335-340.
122. W. Starosolski: O cenach Polskich Norm. Inżynieria i Budownictwo, nr 8/2003, s. 468.
123. K. Gromysz, W. Starosolski: Badania zespolonego stropu deskowego w skali naturalnej. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2003, s. 522-526.
124. W. Starosolski: O modelowaniu wpływu górniczej niecki obniżeniowej na budynki przy zastosowaniu podręcznych programów obliczeniowych, Budownictwo górnicze i tunelowe, Kwartalnik naukowo - techniczny nr 3/2003 s. 18-28.
125. W. Starosolski: O modelowaniu oddziaływania uskoków górotworu na budynki przy zastosowaniu podręcznych programów obliczeniowych, Budownictwo górnicze i tunelowe, Kwartalnik naukowo - techniczny nr 4/2003 s. 16- 22.
126. W. Starosolski: Założenia konstrukcyjne i obliczeniowe nowej serii prefabrykowanych żelbetowych płyt stropowych. Materiały Budowlane nr 3/2005 s. 29-31, s. 63.
127. K. Grajek, W. Starosolski: Rezerwy obliczeniowe tkwiące w uwzględnieniu poprzecznej współpracy stropowych elementów prefabrykowanych,. Materiały Budowlane nr 3/2005 s. 39-41, s. 54.
128. R. Jasiński, A. Piekarczyk, W. Starosolski, H. Ortega: Zbrojenie belek stala o dużej i małej ciągliwości – badania porównawcze. Przegląd Budowlany 7-8/2006 s. 25-29.
129. W. Starosolski: Krajowe systemy uprzemysłowionej zabudowy mieszkaniowej. Materiały Budowlane nr 9/2007 s.120-124.
130. R. Jasiński, R. Kupczyk, W. Starosolski, M. Wieczorek: Badania belek żelbetowych zbrojonych na ścinanie stalą o zróżnicowanej ciągliwości. w: Problemy naukowo – badawcze budownictwa. Polska Akademia Nauk, Wyd. Politechniki Białostockiej, 2007, tom II s. 79-86.
131. W. Starosolski; Niezawodność obiektu budowlanego ( w świetle pakietu norm PN-ISO)
  - a) Przegląd Budowlany, nr 1 /2008 s. 44-50.
  - b) Wiadomości Projektanta Budownictwa nr 2/2008 s. 27-32.
132. W. Starosolski: O rozmieszczaniu obciążeń zmiennych w stropach krzyżowo zbrojonych i płytowo-słupowych, Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2008 s. 177-180.
133. W. Starosolski: Współczesne zalecenia dotyczące stropów z żelbetowych płyt kanałowych. Materiały Budowlane nr 5/2008 s. 5-8.
134. W. Starosolski: Uwagi o obliczaniu belek w trakcie modelowania stropów płytowo-żebrowych, Przegląd Budowlany, nr 9 /2008 s. 50-53.
135. W. Starosolski: Metody obliczania płyt fundamentowych, przyczynek w sprawie stosowanych metod obliczania płyt fundamentowych na podłożu sprężystym. Geoinżynieria, Drogi, Mosty, Tunele, nr 3 (18) /2008 s. 26-28,30, 32-33.

- 136.W. Starosolski: O modelowaniu belek w stropach płytowo-żebrowych, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2008 s. 550-553.
- 137.W. Starosolski: O polskiej normalizacji projektowania konstrukcji, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2008 s. 561-562.
- 138.W. Starosolski Oddziaływania wyjątkowe na obiekty żelbetowe w świetle współczesnych ustaleń normowych, Materiały Budowlane nr 11/2008 s. 25-27,42.
- 139.W. Starosolski: Projektowanie konstrukcji kubaturowych z uwagi na obciążenia wyjątkowe Materiały Budowlane nr 12/2008 s. 22-25.
- 140.W. Starosolski: Ewolucja zaleceń konstrukcyjnych w polskich normach projektowania konstrukcji żelbetowych Materiały Budowlane, cz.1, nr 1/2009 s.35-43, cz. 2, nr. 2/2009 s. 30-39.
- 141.W. Starosolski: Uwagi o obliczaniu fundamentów na podatnym podłożu, Inżynieria i Budownictwo nr 3/2009 s. 140-143.
- 142.W. Starosolski: O obliczaniu płyt jednokierunkowo pracujących, Inżynieria i Budownictwo nr 6/2009 s 319-320.
- 143.W. Starosolski: Techniczne metody obliczania fundamentów płaskich. Geoinżynieria, Drogi, Mosty, Tunele, nr 3 (22) /2009 s. 22-24, 26-28, 30-31.
- 144.W. Starosolski: Analiza obliczeniowa w ocenie stanu awaryjnego konstrukcji żelbetowych. Inżynieria i Budownictwo. nr.9/2009 s. 512-519 (nieco skrócony przedruk z 3. poz. 144).
- 145.R. Jasiński, R. Kupczyk, W. Starosolski, M. Wieczorek: Badania żelbetowych połączeń płyta – słup w stadium awaryjnym. Inżynieria i Budownictwo nr 11/2009 s. 595-600.
- 146.Z. Kałkowski, J. Krasnowski, H. Raszka, W. Starosolski: 25 lat konferencji inżynierskiej „Warsztat pracy projektanta konstrukcji”, Inżynieria i Budownictwo, Nr 3/2010, s. 115
- 147.B. Wieczorek, W. Starosolski: Load eccentricity effect on load capacity of slab-column connections after punching, 58<sup>th</sup> Annual Conference on Scientific Problems of Civil Engineering, 16-21 September 2012, Krynica – Rzeszów, s. 86-87.
- 148.B. Wieczorek, W. Starosolski: Wpływ mimośrodowo obciążenia na nośność połączenia płyta–słup po przebiciu, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 59 (3/12/II) 2012, Rzeszów 2012, s. 133-140

#### **Publikacje w periodykach (nierecenzowane)**

1. W. Starosolski: Dorobek nadawczo-naukowy , dydaktyczny i organizacyjny Profesora Bohdana Lewickiego. Przegląd Budowlany nr 3/2009 s. 63.
2. W. Starosolski: Zarys dokonań Profesora Bohdana Lewickiego, doktora honoris causa Politechniki Śląskiej. Inżynieria i Budownictwo – nr 5/2009 s. 292-293.

#### **Referaty na konferencji (publikowane)**

1. W. Starosolski. :Projektowanie sprężonych belek ciągłych o zmiennym momencie bezwładności z uwzględnieniem zmienności siły sprężającej na długości belki, Materiały Konferencji Naukowej KN PZITB, Zakopane 1958 r.
2. W. Starosolski, Z. Sulimowski: Projektowanie przekrojów sprężonych obciążonych mimośrodowo. Materiały Konferencji Naukowej KN PZITB , Zakopane 1958 r.
3. W. Starosolski: Kształtowanie sprężonych belek ciągłych. Materiały VII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1961, s. 296-300.
4. W. Starosolski: Badania belek przy sukcesywnym sprężaniu kablami. Materiały IX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Gliwice-Krynica 1961, s. 333-337.



5. S. Kaufman, W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, J. Denkiewicz,:Gips jako materiał do modelowania konstrukcji. Zeszyty naukowe Pol. Śl.- Budownictwo z. 14 /1964, s. 59-60. IV sesja naukowa Wydziału Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego.
6. S. Kaufman, W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, J. Denkiewicz: Powierzchnie wpływowe płyt punktowo podpartych w oparciu o badania modelowe. Zeszyty naukowe Pol. Śl.- Budownictwo z. 14 /1964, IV sesja naukowa Wydziału BPiO.
7. S. Kaufman, W. Starosolski, A. Ajdukiewicz, J. Denkiewicz: Analiza modelowa wpływu przemieszczeń pionowych podpór w płytach punktowo podpartych. Zeszyty naukowe Pol. Śl.- Budownictwo z. 14 /1964, IV sesja naukowa Wydziału BPiO.
8. W. Starosolski: Praca płyty kwadratowej punktowo podpartej ze wspornikami na podstawie badań modelowych. Materiały XII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław-Krynica 1966, s. 251-258.
9. W. Starosolski: Z zagadnień ustrojów płytowo słupowych. Materiały XIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Warszawa-Krynica 1968, tom I, s. 97-103.
10. W. Starosolski, T. Badora, R. Kliszczewicz: Badania bezpośredniego połączenia płyty ze słupem. Materiały XVI Konferencji Naukowej KN PZITB i KILiW PAN, Krynica 1970.
11. W. Starosolski, T. Badora, R. Kliszczewicz,: Badania połączenia płyty ze słupem obciążonego siłą i momentem. Materiały XVII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1971, tom II, s. 420-427.
12. W. Starosolski: Zagadnienia konstrukcyjne budynków wznoszonych metodą podnoszenia stropów. Materiały konferencji Naukowo-technicznej - Nowe technologie wykonawstwa robót "Ślizg-ROW" i wypychania kondygnacji - Śląskie Zjednoczenie Budownictwa Miejskiego, Katowice, kwiecień 1972, s. 1-18.
13. W. Starosolski, A. Zybyra: Badania wytrzymałości na docisk prasowanych betonów łupkoporytowych i żwirowych betonów wibrowanych przy obciążeniach pasmowych. Materiały XXI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica- Kraków 1975, tom II, s. 63-72.
14. R. Kliszczewicz, Z. Pająk, W. Starosolski: Nośność połączenia płyty ze słupem pod obciążeniem osiowym w zależności od sposobu ukształtowania połączenia. Materiały XXII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica- Kraków 1976, tom II, s. 151-160.
15. W. Starosolski, A. Zybyra, Badania jednorodności betonu płyt ściennych produkowanych w formach bateryjnych. Materiały XXII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica- Kraków 1976, tom II, s. 141-150.
16. Z.Pająk, R.Kliszczewicz, W.Starosolski: Szczególny przypadek przebicia żelbetowych płyt. Materiały XXIII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1977, tom II, s. 127-134.
17. W. Starosolski, : Zagadnienia konstrukcyjne systemowego budownictwa wielorodzinnego. Materiały XXIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1978, tom V/2, s. 23-28.
18. W. Starosolski, J. Badura,: Wpływ zbrojenia na nośność przy krawędziowych dociskach liniowych. Materiały XXIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1978, tom II, s. 237-243.
19. W. Starosolski, M. Glenszczyk: Eksperymentalne ustalenie wpływu wieku oraz warunków ciepłno-wilgotnościowych pielęgnacji na wytrzymałość gipsobetonowych elementów prasowanych. Materiały XXIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1978, tom IV, s. 81-87.
20. W. Starosolski: Monolityczne ustroje płytowo-słupowe. materiały XV Konferencji problemowej PZITB, Kołobrzeg 1978, s. 119-123.

21. W. Starosolski: Samonapężenia jako istotny czynnik zagrożenia ścianowych fundamentów przemysłowych. Materiały V Sympozium na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych", Szczecin, maj 1979, s. 153-180.
22. J. Badura, W. Starosolski: Badania nośności i odkształcalności złączy płytowych systemu W-70 PRAS-BET. Materiały XXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1979, tom II, s. 27-34.
23. J. Góra, W. Starosolski: Nośność płaskich złączy poziomych na przykładzie systemu PRAS-BET. Materiały XXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1979, tom II, s. 141-147.
24. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Ugięcia i zarysowania prasowanych gipsobetonowych płyt zbrojonych pod działaniem obciążeń doraźnych. Materiały XXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1979, tom II, s. 97-104.
25. W. Starosolski, M. Glenszczyk: Badania nieniszczące jednorodności cech sprężystych elementów produkowanych według technologii PRAS-BET. Materiały III-go krajowego Sympozjum p. t. :Badania nieniszczące w budownictwie. Warszawa - Jadwisin październik 1979, s. 81-83.
26. Z. Pająk, W. Starosolski: Badania szczególnego rozwiązania konstrukcji skrajnej strefy przypodporowej stropu płytowo-słupowego. Materiały XXVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1980, tom III, s. 171-178.
27. J. Góra, J. Mazanowska, W. Starosolski: Doświadczalne określenie rozdziału momentów w ustrojach płytowo-słupowych. Materiały XXVIII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1982, tom II, s. 81-87.
28. J. Badura, J. Góra, J. Mazanowska, W. Starosolski: Doświadczalna ocena ugięć ustroju płytowo-słupowego pod obciążeniem doraźnym i długotrwałym. Materiały III Konferencji naukowej - Konstrukcje szkieletowe w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Akademia techniczno - rolnicza Instytut Budownictwa Lądowego w Bydgoszczy, Bydgoszcz 1982. cz. I. s. 40-53.
29. J. Badura, J. Góra, J. Mazanowska, W. Starosolski: Badanie reakcji podporowych w żelbetowym ustroju płytowo-słupowym. Materiały III Konferencji naukowej - Konstrukcje szkieletowe w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Akademia techniczno-rolnicza Instytut Budownictwa Lądowego w Bydgoszczy, Bydgoszcz 1982. cz.I. s. 54-60.
30. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Doświadczalno-obliczeniowa metoda modelowania pracy ustroju ścianowego. Materiały XXIX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1983 tom II, s. 51-56.
31. W. Starosolski, J. Badura, J. Góra: Proces niszczenia ustroju płytowo-słupowego. Materiały XXIX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1983, tom II, s. 163-168.
32. Z. Pająk, W. Starosolski: Testing of integrted box-shaped units. CIB - International council for building research, studies and documentation. Third International Symposium on Wall Structures - Warszawa, june 1984. Materiały: vol. I, s. 65-72.
33. W. Starosolski, J. Badura, J. Góra, Investigation on linear pressures in reinforced and unpeinforced precast wall slabs. CIB - International council for building research, studies and documentation. Third International Symposium on Wall Structures - Warszawa, june 1984. Materiały: vol. I, s. 261-268.
34. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Experimental - computational method for modelling the behaviour of precast wall structure in complete load range. CIB - International council for building research, studies and documentation. Third International Symposium on Wall Structures - Warszawa, June 1984. Materiały: vol. II, s. 125-132.

35. W. Starosolski, A. Zybyra, J. Baczkowski, Z. Dzierżewicz: The effort of load-bearing wall loaded with a floor element. CIB - International council for building research, studies and documentation. Third International Symposium on Wall Structures - Warszawa, June 1984. Materiały: vol. II s. 361-368.
36. Z. Pająk, W. Starosolski: Badanie elementów przestrzennych obciążonych pionowo i poziomo. Materiały XXX Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1984, tom II, s. 143-148.
37. W. Starosolski, A. Zybyra: Nośność i odkształcalność wiotkiego zawieszenia warstwy fakturowej w ścianach zewnętrznych. Materiały: II Seminarium Naukowo - Techniczne - problemy naukowo techniczne budownictwa mieszkaniowego i infrastruktury "Fadom Żory"- Żory listopad 1984.
38. Z. Pająk, W. Starosolski, A. Zybyra: Niektóre problemy konstrukcyjne dodatkowego ocieplenia trójwarstwowych ścian zewnętrznych. Materiały: XXI Konferencja Problemowa w Kołobrzegu, Gdańsk - Kołobrzeg, maj 1985, s. 253-267.
39. W. Starosolski, Decentralizacja projektowania systemowego a postęp w budownictwie miejskim. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 40, seria Konferencje nr 10, s. 229-245, Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1985.
40. E. Kłowan, Z. Pająk, W. Starosolski: Niedoścignienie sił poziomych jako przyczyna uszkodzeń belek podsuwnicowych. Materiały VII Sympozjum na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych", Szczecin 1985, s. 213-220.
41. S. Majewski, W. Starosolski, A. Zybyra: Skutek błędów wykonawczych oraz eksploatacji górniczej na przykładzie awarii 10-cio kondygnacyjnego budynku mieszkalnego. Materiały VII Sympozjum na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych" , Szczecin 1985, s. 89-97.
42. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Analiza pracy prefabrykowanego ustroju ścianowego w zależności od charakterystyki odkształceniowej złączy. Materiały XXXI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1985, tom II, s. 187-192.
43. M. Glenszczyk, W. Starosolski: O pewnym sposobie wzmocnienia stropowych płyt kanałowych. Materiały VIII Sympozjum na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych" Szczecin 1986, s. 179-187.
44. W. Starosolski, A. Zybyra: Awaria i zabezpieczenie słupów żelbetowych budynku szkieletowego. Materiały VIII Sympozjum na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych", Szczecin 1986, s. 152-156.
45. W. Starosolski, J. Kubica: Identyfikacja momentów zginających w żelbetowych przekrojach zginanych. Materiały XXXII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1986, tom II, s. 171-176.
46. W. Starosolski, A. Zybyra: Wytężenie łączników ścian trójwarstwowych w świetle badań. Materiały XXXII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1986, tom II, s. 177-182.
47. W. Starosolski, Z. Pająk : Żelbetowe prefabrykowane konstrukcje szkieletowe w budownictwie mieszkaniowym. Mat. Sympozjum " Systemy wielorodzinnego budownictwa mieszkaniowego" Jadwisin kwiecień 1987.
48. W. Starosolski, J. Góra, A. Sitko: O potrzebie prowadzenia dokładniejszych obliczeń przy wzmacnianiu ustroju, Materiały IX Sympozjum na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych", Szczecin 1987, Referaty s. 27-35.
49. W. Starosolski, A. Zybyra: O skutkach braku wyobraźni przy projektowaniu galerii wspornikowej. Materiały IX Sympozjum na temat " Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych", Szczecin 1987, Referaty s. 233-238.

50. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Z problematyki wzmacniania belek żelbetowych, Materiały IX Sympozjum na temat "Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych", Szczecin 1987, Referaty s. 351-356.
51. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Wpływ założeń upraszczających w obliczeniach prefabrykowanych ustrojów o podatnych złączach, Mat: XXXIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1987, t. 2, s. 85-90.
52. W. Starosolski, Z. Pająk: Badania żelbetowych kielichowych połączeń słupów., Mat: XXXIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1987, t. 2, s. 201-206.
53. Z. Dzierżewicz, J. Baczkowski, W. Starosolski: System szkieletowy SBD dla obiektów budownictwa towarzyszącego. Mat. Konf." Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym", Książ 08-10.06.88, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr. 54, s. 39-34.
54. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Sprężone płyty stropowe z miękkim zbrojeniem podporowym. Mat. Konf.: "Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym", Książ 08-10.06.88, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 54, s. 35-40.
55. Z. Pająk, W. Starosolski: Badania wytrzymałościowe węzłów prefabrykowanego żelbetowego szkieletu systemu SBD, Mat. Konf.: "Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym", Książ 08-10.06.88, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 54, s. 95-100.
56. W. Starosolski, J. Baczkowski, Z. Dzierżewicz: Proces kształtowania połączeń w żelbetowych systemach szkieletowych. Mat. Konf.: "Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym", Książ 08-10.06.88, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 54 s. 129-138.
57. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Badania kanałowych płyt stropowych sprężonych metodą termiczną, Mat. XXXIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica-Gliwice, 1988, t. 2, s. 85-90.
58. B. Jonajtis, J. Kubica, W. Starosolski: Badania połączeń prefabrykowanych rygli z wielokanałowymi płytami stropowymi. Mat.: XXXIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica-Gliwice, 1988, t. 2 s. 141-146.
59. W. Starosolski, Z. Pająk: Badania zmonolityzowanych węzłów prefabrykowanego szkieletu, Mat.: XXXIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica-Gliwice, 1988, t. 2, s. 159-164.
60. W. Starosolski, W. Wuwer: O wzmacnianiu żelbetowych belek podsuwnicowych w warunkach ciągłej eksploatacji suwnicy, Mat.: X Sympozjum na temat "Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych" Szczecin, październik 1988, t. 1, s. 197-204.
61. W. Starosolski, A. Sitko: Ograniczone zabezpieczenie hali na terenach górniczych przez zmianę jej schematu statycznego, Mat.: X Sympozjum na temat "Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych" Szczecin, październik 1988, t. 1, s. 205-210.
62. W. Starosolski, A. Zybyra: Zastosowanie gniazdowego sposobu przy wzmacnianiu złączy poziomych budynków wieloblokowych w temperaturze ujemnej. Mat.: X Sympozjum na temat "Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych" Szczecin, październik 1988, t. 1, s. 211-215.
63. W. Starosolski: Ocena i zwiększanie odporności obiektów kubaturowych- Referat generalny dotyczący referatów II sesji. IV Naukowo Techniczna Konferencja "Budownictwo na terenach górniczych" Gliwice - Kamień k. Rybnika. maj 1988. Materiały pokonferencyjne s. 12-24.

64. W. Starosolski, B. Jonajtis: Issledovani/ soedienij mnogopustotnyh plit perekryti/, Problemy sovewenstvovani/ stroitel'nyh materialov kontrukcij i osnovanij, Vil'nus, 1989, s. 32-33.
65. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Wpływ miękkiego zbrojenia podporowego na pracę sprężonych płyt stropowych. Mat. XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB Wrocław - Krynica, 1989, t. 2 s. 37-42.
66. Z. Pająk, W. Starosolski: Badania nośności i odkształcalności złączy płyta-słup w budynkach realizowanych metodą podnoszenia stropów. Mat.: XXXV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Wrocław - Krynica, 1989, t. 2 s. 95-100.
67. W. Starosolski, A. Zybura, J. Kubica: Badania nietypowych elementów stropowo-nadprożowych. Mat.: XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB Wrocław - Krynica, 1989, t.2, s. 119-124.
68. W. Starosolski: Istota konstrukcyjnych rozwiązań systemu SBD. XXVI Problemowa Konferencja w Kołobrzegu, Gdańsk - Kołobrzeg, 1990, Materiały, s. 1-15.
69. M. Glenszczyk, W. Starosolski: Badania sprężonych płyt stropowych z wycięciami technologicznymi. XXXVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Wrocław - Krynica 1990, Materiały t. 2, s. 35-40.
70. W. Starosolski, I. Józwiak: Z badań nad zastosowaniem kształtek z Thermomuru. XXVII Konferencja problemowa w Kołobrzegu -1991, Mat. s. 1-11.
71. Z. Pająk, W. Starosolski Badania strefy podporowej płyt stropowych systemu GPS 90 XXXVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1991, Materiały t. 1, s. 103-108.
72. W. Starosolski, J. Kubica: Wysoka attyka, problemy obliczeniowe i konstrukcyjne. XIII Sympozjon na temat: Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych. Szczecin - Świnoujście październik 1992. Materiały: tom I, s. 106-111.
73. W. Starosolski, I. Józwiak, Jan Kubica: Badanie wpływu obciążeń ściskających na nośność ścian podlegających ścinaniu, XXXIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1993, Materiały t. 3, s. 193-200.
74. Z. Pająk, W.S tarosolski, I. Józwiak: System podnoszenia stropów GPS-90 z dyblowymi złączami płyta-słup. IV Konferencja Naukowo - Techniczna, pt. "Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym" Wrocław - Szklarska Poręba, czerwiec 1994, Materiały s. 123-128.
75. W. Starosolski, J. Kubica: O jednym ze sposobów zwiększania sztywności połączenia prefabrykowanych płyt otworowych z żelbetowym rygłem, IV Konferencja Naukowo - Techniczna, pt."Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym" Wrocław -Szklarska Poręba, czerwiec 1994, Materiały s. 149-154.
76. W. Starosolski, R. Hyla: Strop S.H.- geneza, obliczenia, badania. IV Konferencja Naukowo - Techniczna, pt. "Nowe rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w budownictwie betonowym" Wrocław -Szklarska Poręba, czerwiec 1994, Materiały s. 186-187 (komunikat).
77. W. Starosolski, A. Zybura, J. Kubica: Zastosowanie prostego modelu numerycznego do analizy złożonego elementu żelbetowego, XL Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Rzeszów, Krynica, Warszawa 1994 Materiały t. 3, s. 185-192.
78. W. Starosolski, I. Józwiak: O oddziaływaniu kształtowania cieplnego i montażowego elementów ściennych na nośność ścian na przykładzie stosowania kształtek "Thermomur". Konferencja naukowo-techniczna "Problemy projektowania, realizacji i eksploatacji budynków o niskim zapotrzebowaniu na energię" - Kraków 19-22 październik 1994. Materiały: s. 245-252.
79. K. Grajek, W. Starosolski: System ABC Płyta 3, na drodze do integralnego projektowania stropów żelbetowych. I Krajowe Sumpozium "Komputerowe systemy

- wspomagania prac inżynierskich" WSI Radom. Radom 8 i 9 grudzień 1994r. Materiały: s. 365-372.
80. W. Starosolski, K. Grajek: Problemy "normozgodnego" projektowania stropów żelbetowych w programie ABC - Płyta 3. I Krajowe Sumpozium "Komputerowe systemy wspomagania prac inżynierskich" WSI Radom. Radom 8 i 9 grudzień 1994 r. Materiały: s. 381-388.
  81. W. Starosolski: "Model obliczeniowy a wynik ekspertyzy" I konferencja naukowo - techniczna „Rzeczoznawstwo Budowlane”, Kielce - Cedzyna, 27-28 kwietnia 1995 - materiały s. 77-86.
  82. W. Starosolski: "Nagrzanie słoneczne jako czynnik sprawczy uszkodzeń wielopolowych płyt żelbetowych" Konferencja naukowo - techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 25-27 maja 1995, Referaty, Tom 2 s. 709-716.
  83. J. Kubica, Z. Pająk, W. Starosolski: "Analiza uszkodzeń systematycznych w 24-kondygnacyjnym budynku mieszkalnym" Konferencja naukowo - techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 25-27 maja 1995, Referaty, Tom 2 s. 677-682.
  84. Z. Pająk, W. Starosolski: "Efekt unoszenia naroży żelbetowego dachu" Konferencja naukowo - techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 25-27 maja 1995, Referaty, Tom 1 s. 123-130.
  85. W. Starosolski, I. Józwiak: "O metodologii badania zagrożonych konstrukcji żelbetowych na przykładzie trzonu zbiornika wieżowego". Konferencja naukowo-techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 25-27 maja 1995, Referaty, Tom 1 s. 177-184.
  86. W. Starosolski: Połączenie poprzeczne w zespolonych stropach płytowych. Problemy Naukowo – Badawcze Konstrukcji Inżynierskich, Sesja naukowa z okazji 70- lecia urodzin profesora Romana Ciesielskiego, Politechnika krakowska, Monografia 194, Kraków 1995. s. 307-318.
  87. W. Starosolski: Badanie strefy łączenia siatek zbrojeniowych, XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 1995, Materiały t. 5, s. 173-180.
  88. W. Starosolski: Modelowanie komputerowe w diagnostyce konstrukcji budowlanych. II Konferencja Naukowo-Techniczna: Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce 26-27 kwietnia 1996, T. I s. 105-126. (Referat zamówiony).
  89. W. Starosolski: O wpływie uwzględniania podatności podpór na wyniki sprawdzających obliczeń stropów krzyżowo zbrojonych, II Konferencja Naukowo-Techniczna: Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce 26-27 kwietnia 1996, T. I, s. 127-134.
  90. W. Starosolski, Z. Pająk: Analiza pewnego typu żelbetowych dźwigarów dachowych. II Konferencja Naukowo - Techniczna: Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce 26-27 kwietnia 1996, T. I s. 135-140.
  91. I. Józwiak, W. Starosolski: Zniszczenie wypełnienia szkieletu budynku spowodowane wpływem temperatury. Konferencja naukowo - techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 22-25 maja 1996, Referaty, Tom 1 s. 41-48.
  92. J. Kubica, W. Starosolski: O konieczności uwzględniania w obliczeniach wszystkich współpracujących elementów. Konferencja naukowo - techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 22-25 maja 1996, Referaty, Tom 1, s. 131-138.
  93. J. Ślusarek, Z. Pająk, W. Starosolski: O rekonstrukcji stropów w budynkach systemu "Fadom" uszkodzonych w wyniku pożaru. Konferencja naukowo – techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 22 - 25 maja 1996, Referaty, Tom 1, s. 305-312.
  94. W. Starosolski: Problemy obliczeniowe zespolonych stropów deskowych typu 2k. IV Konferencja Naukowa: "Konstrukcje zespolone" Zielona Góra 3-4 czerwiec 1996, Referaty s. 75-83.

95. W. Starosolski: Problemy obliczeniowe przy nadbudowie domów jednorodzinnych w systemie "EL PROGOR". VII Konferencja Naukowo - Techniczna: "Problemy remontowe w budownictwie ogólnym" Wrocław - Szklarska Poręba 5-7.12.1996 r. Referaty s. 123-130.
96. W. Starosolski: Błędy modelowania w obliczeniach sprawdzających ustrojów płaskich. III Konferencja Naukowo - Techniczna: Warsztat Pracy Rzecznawcy Budowlanego, Kielce 24-25 kwietnia 1997, T. II, s. 151-165. (Referat zamówiony).
97. W. Starosolski: Wpływy obciążeń termicznych na bezpieczeństwo budynków ścianowych. III Konferencja Naukowo - Techniczna: Warsztat Pracy Rzecznawcy Budowlanego, Kielce 24-25 kwietnia 1997, T. II, s. 167-174.
98. W. Starosolski: Wpływy termiczne jako czynnik sprawczy uszkodzeń ścian w budynkach wysokich. XVIII Konferencja Naukowo Techniczna : Awarie Budowlane. Szczecin - Międzyzdroje 19-22 maj 1997. Tom I s.333-340.
99. I. Józwiak, W. Starosolski; Wpływ lodu na degradację płyty wspornikowej przekrywającej taras budynku 10-cio kondygnacyjnego. XVIII Konferencja Naukowo Techniczna: Awarie Budowlane. Szczecin - Międzyzdroje 19-22 maj 1997. Tom I, s. 379-386.
100. K. Gromysz, M. Jaśniok, J. Kubica, W. Starosolski: Tarcza ścienna jako element nośny odciażający niedozbrojone ramy. XVIII Konferencja Naukowo - Techniczna: Awarie Budowlane. Szczecin - Międzyzdroje 19-22 maj 1997. Tom I s. 289-295.
101. W. Starosolski: Referat generalny na sesji: Konstrukcje betonowe - teoria żelbetu. XLIII Konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 1997, Poznań - Krynica Tom IX, Materiały pokonferencyjne s. 55-64.(Referat zamówiony)
102. W. Starosolski: Wzmocnienie przez zmianę schematu statycznego. XIII Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji” Ustroń - 26-28 luty 1998, tom I, s. 233-248.(Referat zamówiony).
103. W. Starosolski: Praca poprzeczna stropów zespolonych typu 2K i innych. XVI Konferencja Naukowo - Techniczna "Jadwisin 98"- 'Beton i prefabrykacja" Serock 20-23 kwietnia 1998; tom. 2. s. 235-242.
104. W. Starosolski: Rezerwy tkwiące w sprawdzaniu obliczeniowym istniejących konstrukcji, IV Konferencja Naukowo - Techniczna „Warsztat Pracy Rzecznawcy Budowlanego” Kielce 27-29 kwietnia 1998, s. 361-374, (referat zamówiony).
105. J. Kubica, Z. Pająk, W. Starosolski: O sposobach wykorzystania niedokończonych budynków, IV Konferencja Naukowo - Techniczna Warsztat Pracy Rzecznawcy Budowlanego, Kielce 27-29 kwietnia 1998, s. 207-212.
106. Z. Pająk, J. Kubica, W. Starosolski, Ł. Drobiec: Problemy zabezpieczenia na wpływy górnicze i pogórnice obiektów sakralnych. IV Konferencja Naukowo-Techniczna Na Temat : Inżynieryjne Problemy Odnowy Staromiejskich Zespołów Zabytkowych „REW-INŻ. KRAKÓW 98”, 21-23 maja 1998 r., s. 171-178.
107. W. Starosolski, J. Kubica: O wyborze zabezpieczenia kościoła zabytkowego, IV Konferencja Naukowo - Techniczna "Inżynieryjne problemy odnowy staromiejskich zespołów zabytkowych, Kraków 21-23 maja 1998r, Tom II, s. 207-214.
108. Z. Pająk, W. Starosolski, J. Kubica, J. Głąbik: Rekonstrukcja uszkodzonej wieży zabytkowego kościoła w Piekarach Śląskich, IV Konferencja Naukowo - Techniczna "Inżynieryjne problemy odnowy staromiejskich zespołów zabytkowych, Kraków 21-23 maja 1998 r., Tom II, s. 215-222.
109. W. Starosolski, Z. Pająk, J. Kubica: Repair of a Swimming Pool after Design Errors. IABSE Colloquium, Berlin 1998, Saving Buildings in Central and Eastern Europe, Report s. 48-49.

110. W. Starosolski, Z. Dzierzewicz, R. Cramer: Sandwich-Systems in Poland in the Years 1970-1985. IABSE Colloquium, Berlin 1998, Saving Buildings in Central and Eastern Europe, Report, s. 160-161.
111. W. Starosolski, Z. Pająk, J. Kubica: Repair of Coal Processing under Continuing Production. IABSE Colloquium, Berlin 1998, Saving Buildings in Central and Eastern Europe, Report s. 198-199.
112. W. Starosolski, I. Józwiak: Wymagania i zalecenia konstrukcyjne dotyczące konstrukcji żelbetowych, Konferencja naukowo –techniczna „Podstawy projektowania konstrukcji z betonu w ujęciu normy PN-B-03264:1998 – w świetle Eurokodu 2”. Puławy, 15-17 czerwca 1998 (referat zamawiany).
113. K. Gromysz, W. Starosolski; Badanie zginanych połączeń zbrojenia na zakład. XLIV Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 1998, Poznań - Krynica Tom IV, s. 53-60.
114. M. Jaśniok, J. Kubica, W. Starosolski: O pewnym zagrożeniu nośności więźby dachowej. XIX Konferencja naukowo - techniczna "Awary budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 19-22 maja 1999, Referaty, Tom 1 s. 221-228.
115. J. Kubica, W. Starosolski, B. Kowolik: Dwuetapowy sposób wzmocnienia uszkodzonej konstrukcji nośnej budynku nadszybia, XIX Konferencja naukowo - techniczna "Awary budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 19-22 maja 1999, Referaty, Tom 1, s. 307-314.
116. K. Gromysz, M. Jaśniok, W. Starosolski: Awaria strefy podparcia belek podciętych, XIX Konferencja naukowo - techniczna "Awary budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 19-22 maja 1999, Referaty, Tom 2, s. 687-694.
117. K. Gromysz, W. Starosolski: Wpływ obecności zbrojenia pionowego na nośność połączeń poprzecznych w zespolonych stropach deskowych na podstawie badań modeli monolitycznych, V Konferencja Naukowa „Konstrukcje zespolone” Zielona Góra, 1999, tom II, referaty, s. 73-48.
118. Z. Pająk, J. Kubica, W. Starosolski: On problems with saving of sacral buildings situated on coal mining terrains, Structural Studies, Repairs and Maintenance Historical Buildings VI, Ed: C.A. Brebbia, W. Jäger, WIT-PRES, Southampton, Boston 1999. s. 789-798.
119. J. Kubica, Z. Pająk, W. Starosolski, J. Głębik: Reconstruction of the Kalwaryjski church tower without desassembling the 17,0 m high timber spire, Structural Studies, Repairs and Maintenance Historical Buildings VI, Ed: C.A. Brebbia, W. Jäger, WIT-PRES, Southampton, Boston 1999. s. 687-696.
120. W. Starosolski, Z. Pająk, R. Jasiński, Ł. Drobiec; Badania na przebiegu żelbetowych płyt zbrojonych bolcami. XLV Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 1999, Wrocław - Krynica Tom 2, s. 191-198.
121. K. Gromysz, W. Starosolski: Behaviour of vertical reinforcement in two layer lap splices, XI Mezinárodní vědecká konference, 18.-20. Řijna 1999 – Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavebni, s. 125-128.
122. W. Starosolski Z. Pająk, R. Jasiński, Ł. Drobiec: Punching shear test of r/c slabs with double headed studs. International Scientific Conference „Quality and reliability in building industry, Levoca, october 27-29, 1999, s. 81-86.
123. W. Starosolski, R. Jasiński, A. Piekarczyk: Impact-Echo – nowoczesna aparatura do nieniszczących badań diagnostycznych konstrukcji betonowych i murowych. 28. Krajowa Konferencja Badań Nieniszczących, Zakopane, 26-28 10.1999, s. 269-276.



124. W. Starosolski: Modelowanie konstrukcji za pomocą tarczy sprężystej, VI Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego – warsztat pracy. Czeczyna koło Kielc 5-7.04.2000, s. 245-260.
125. W. Starosolski, Z. Pająk, Ł. Drobiec.: Przyczyny zniszczeń i sposoby remontu helmu wieży kościoła p.w. Piotra i Pawła w Katowicach. V konferencja Naukowo Techniczna REW-INŻ. 2000 „Inżynieryjne problemy odnowy staromiejskich zespołów zabytkowych” Kraków 17-19 maja 2000 r.
126. K. Gromysz, W. Starosolski: Badania niszczące zespolonego stropu deskowego w skali naturalnej. XLVI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 2000, Wrocław - Krynica Tom 2, s. 71-78.
127. W. Starosolski: Wczesne zarysowania płyt prefabrykowanych, IX Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych” Wrocław – Szklarska Poręba 7-9 grudnia 2000, s. 445-451.
128. W. Starosolski, M. Czerwińska: Problemy odkształceń i uszkodzeń monolitycznej płyty stropowej w dużym parkingu. XX Konferencja naukowo - techniczna "Awaryje budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 22-26 maja 2001, Referaty, Tom 1, s. 101-108.
129. W. Starosolski, J. Kubica, R. Jasiński, Ł. Drobiec: O pewnym przypadku braku stężenia poprzecznego w stropie DZ-3. XX Konferencja naukowo - techniczna "Awaryje budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 22 - 26 maja 2001, Referaty, Tom 1, s. 109-116.
130. W. Starosolski: O technicznych metodach wymiarowania płyt krzyżowo zbrojonych. XLVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 2001, Opole - Krynica Tom 3, s. 123-130.
131. Ł. Drobiec, Z. Pająk, W. Starosolski: Reasons for damages and methods of repairing the tower of the St. Paul and Peter's church in Katowice. II International Scientific Conference "Quality and Reliability in Building Industry" Levoca, October 24-26, 2001, s. 114-119.
132. W. Starosolski: Budynki ze ścianami monolitycznymi, próba recenzji dorobku Profesora Bohdana Lewickiego w tej dziedzinie. Sesja jubileuszowa z okazji 80-lecia urodzin prof. zw. dr. inż. Bohdana Lewickiego, dr.h.c. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 25 października 2001, s. 29-37.
133. W. Starosolski: Stropy prefabrykowane i zespolone. XVII Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji” Ustroń - 20-23 luty 2002, tom III, s. 1-51. (Referat zamówiony).
134. W. Starosolski: Analiza sił w stropie 2K w strefie połączenia prefabrykatów na obszarze działania momentów ujemnych. VI Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone Zielona góra 20-21 czerwca 2002, Tom 1, s. 163-174.
135. W. Starosolski: Wpływ zakotwienia zbrojenia w wieńcu na charakter pracy stropów płaskich zespolonych. VI Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone Zielona Góra 20-21 czerwca 2002, Tom 1, s. 281-294.
136. W. Starosolski: Odkształcenia ustroju a lokalizacja uszkodzeń krótkich wsporników. XXI Konferencja naukowo - techniczna "Awaryje budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 20-23 maja 2003, Referaty, s. 705-712.
137. K. Gromysz, W. Starosolski: Badanie zespolonego stropu deskowego w skali naturalnej. IV Konferencja Naukowo-Techniczna, MPL Katowice, 20, 21 listopad 2003 Ustroń.
138. W. Starosolski Model obliczeniowy a wyniki obliczeń. Budownictwo w energetyce, IV Konferencja naukowo – techniczna Wrocław 2004. S. 181-188.
139. W. Starosolski: Założenia obliczeniowe nowej serii prefabrykowanych żelbetowych płyt stropowych, Konferencja „Dni betonu - tradycja i nowoczesność” – s. 953-964 Wisła 11-13 10.2004.

140. K. Gromysz, W. Starosolski: Rozdział sił w konstrukcjach zespolonych pomiędzy zespoleniem a zakotwionym na podporze zbrojeniem, Materiały konferencji „Konstrukcje zespolone” s.145-154 Oficyna Wydawnicza Uniwersytetu Zielonogórskiego, Zielona Góra 2005.
141. R. Jasiński, H. Ortega, A. Piekarczyk, W. Starosolski: Zbrojenie belek stalą o dużej i małej ciągliwości – badania porównawcze. 50-ta Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 2005, Tom 2, s. 73- 80.
142. A. Piekarczyk, W. Starosolski: Uszkodzenia balkonów spowodowane wpływami termicznymi. XXIII Konferencja naukowo - techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 23-26 maja 2007, Referaty, s. 765-772.
143. W. Starosolski, R. Jasiński, M. Wieczorek, R. Kupczyk: Research of Failure RC Shear Beams Reinforced with Diverse Ductility steel Bars, Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings. s. 217-220, Bratislava 2007.
144. R. Jasiński, R. Kupczyk, W. Starosolski, M. Wieczorek: Badania belek żelbetowych zbrojonych na ścinanie stalą o zróżnicowanej ciągliwości. 53 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2007, 16-21 wrzesień, tom II, s. 79-86.
145. W. Starosolski, M. Wieczorek, R. Jasiński, R. Kupczyk: Research of failure RC shear beams reinforced with diverse ductility steel bars. 6<sup>th</sup> International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings. Slovakia, Bratislava 2007, 18-19 october, s. 217-220.
146. W. Starosolski, M. Wieczorek, R. Jasiński, R. Kupczyk: Research of RC Slab-Column Structures in the Failure Stage. International Conference 70 Years of FCE STU. Slovakia, Bratislava, 2008, (materiały konferencyjne - wersja elektroniczna).
147. R. Jasiński, R. Kupczyk., W. Starosolski., M. Wieczorek: Badania żelbetowych ustrojów płytowo-słupowych w stadium awaryjnym. w Problemy naukowo – badawcze budownictwa, Tom VI s. 195-203, Badawczo – projektowe zagadnienie w budownictwie, PAN KILiW, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej 2008
148. R. Jasiński, R. Kupczyk, W. Starosolski, M. Wieczorek: Research of failure RC shear beams reinforced with diverse ductility steel bars. Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, Bratysława 2007, s. 217-220.
149. W. Starosolski.: Analiza obliczeniowa w ocenie stanu awaryjnego konstrukcji żelbetowych. w XXIV Konferencja Naukowo - techniczna „Awarie Budowlane“ Szczecin – Międzyzdroje maj 2009, Wydawnictwo uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie s. 177-196.
150. R. Kupczyk, W. Starosolski: Wpływ sposobu zakotwienia sytrzemion na ich nośność. W Problemy naukowo – badawcze budownictwa, Krynica 2009 s. 239-248 Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2009.
151. W. Starosolski, Ł. Drobiec, R. Jasiński, T. Jaśniok, M. Jaśniok, A. Piekarczyk.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych, XI Konferencja Naukowo – Techniczna „Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego”, Warszawa – Miedzeszyn, 14-16 kwietnia 2010, s. 151-166.
152. W. Starosolski, Ł. Drobiec: Nieniszczące elektromagnetyczne metody badania zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych. 39 Krajowa Konferencja Badań Nieniszczących, Szczyrk 2010.
153. W. Starosolski: Zabezpieczenie ustrojów przed obciążeniami wyjątkowymi, w Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne –

- Konstrukcje żelbetowe, tom III s. 263- 345. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2010.
154. W. Starosolski., R. Kupczyk: Badania zakotwień strzemion. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji 2010, Szczyrk 10-13 marzec, tom IV, s. 21-66.
  155. M. Wieczorek, W. Starosolski: Badania zachowania się narożnego fragmentu ustroju płytowo-słupowego zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stanie awaryjnym. Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne. Budownictwo ogólne. XXVI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 9-12 marca 2011 r. T. 3: Wykłady. Gliwice: Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa. Oddział w Bielsku-Białej, 2011, s. 41-54.
  156. M. Wieczorek, W. Starosolski: Badanie wpływu ciągliwości stali zbrojeniowej na pracę giętno-ciężną wąskich pasm żelbetowych. Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne. Budownictwo ogólne. XXVI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 9-12 marca 2011 r., T. 3: Wykłady. Gliwice: Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa. Oddział w Bielsku-Białej, 2011, s. 55-68.
  157. W. Starosolski, Z. Pająk, B. Wieczorek: Określenie rezerw bezpieczeństwa strefy przypodporowej słupów wewnętrznych ustrojów płytowo-słupowych po jej zniszczeniu przez przebicie –część I, I Konferencja Naukowa „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”, Łódź, 16-18 października 2011
  158. W. Starosolski, Ł. Drobiec, R. Jasiński, A. Piekarczyk: Badania konstrukcji żelbetowych. 41 Konferencja Badań Nieniszczących, Toruń, 23-25 października 2012, s. 248-251.
  159. W. Starosolski, Z. Pająk, B. Wieczorek, M. Wieczorek: Określenie rezerw bezpieczeństwa strefy przypodporowej słupów wewnętrznych ustrojów płytowo-słupowych po jej zniszczeniu przez przebicie –część II, II Konferencja Naukowa „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”, Łódź, 18–20 listopada 2012.
  160. W. Starosolski: Mimowolne błędy w konstruowaniu konstrukcji żelbetowych. Konferencja naukowo- techniczna „Tech-Bud’2013, Kraków, 23-25 października 2013. s. 263-277, Wyd. PZITB-CUTOB Oddział Małopolski w Krakowie.
  161. W. Starosolski: Zabezpieczenie ustrojów przed obciążeniami wyjątkowymi, w Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne – Konstrukcje żelbetowe, tom III, s. 263- 345. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2010.
  162. W. Starosolski: Analiza obliczeniowa – poszukiwanie rezerw. w Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych – konstrukcje żelbetowe, tom III s. 217- 298. XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2014.
  163. W. Starosolski: O dokładniejsze szacowanie ugięć stropów – Wybrane zagadnienia. XIII Konferencja Naukowo- Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego”. Kielce - Cedzyna 21-23 maja 2014 r, s. 236- 261.
  164. Z. Dzierżewicz, W. Starosolski: Budownictwo wielkopłytowe realizowane w Polsce w latach 1970-1990, charakterystyka materiałowo-konstrukcyjna, ocena trwałości konstrukcji, oraz dostosowanie do współczesnych wymagań i potrzeb. VI Śląskie Forum Inwestycji, Budownictwa , Nieruchomości, Katowice, 24-25 września 2014 r., s. 44-46 +CD.

165. W. Starosolski, A. Zybyra: Konstrukcje z betonu. Księga Jubileuszowa – 70 lat Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej na tle rozwoju inżynierii budowlanej – Wydawnictwo Politechniki Śląskiej Gliwice 2015. s. 21-78.
166. W. Starosolski: O pewnej grupie błędów w projektowaniu konstrukcji żelbetowych. XIV Konferencja Naukowo- Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego”. Kielce - Cedzyna 11-13 maja 2016 r, s. 161-171.
167. W. Starosolski: Rozwój polskiej myśli konstruktorskiej w budownictwie halowym. IV konferencja Konstrukcje Budowlane 2017. budownictwo wysokościowe i podziemne. Katowice listopad 2017- Instytut PWN s. 4-19.
168. W. Starosolski: Modelowanie płyt żelbetowych przy analizie konstrukcji istniejących - wybrane zagadnienia.. XVI Konferencja Naukowo- Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego”. Kielce - Cedzyna 26 - 28 październik 2020 r., s. 103-122.
169. W. Starosolski: Poszukiwanie rezerw w analizie konstrukcji istniejących. w Naprawy i wzmocnienia konstrukcji – konstrukcje żelbetowe, tom II s. 375- 520. XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy projektanta Konstrukcji, Wisła 2023.

## **Patenty i wzory użytkowe prof. Włodzimierza Starosolskiego**

### **Patenty**

1. W. Starosolski, W. Jackiewicz: Rezonator akustyczny. Patent tymczasowy nr 73699, od dnia 30.05.1973, ogłoszono 20.05.1975.
2. W. Jackiewicz, W. Starosolski: Sposób wykonania przekryć cienkościennych. nr 73698, od dnia 30.05.1973, ogłoszono 31.12.1974.
3. W. Starosolski, J. Mikulec: Płyta dyszowa baterii koksowniczej. Patent nr 75036, od dnia 31.05.1973, ogłoszono 15.09.1976.
4. W. Starosolski, J. Mikulec, Z. Palka: Podbudowa baterii koksowniczej. Patent tymczasowy nr 77433, od dnia 15.10.1973, opublikowano 25.07.1975.
5. W. Starosolski, W. Jackiewicz: Ekran Akustyczny nr.77730, od dnia 30.05.1973, opublikowano 30.11.1975.
6. W. Starosolski, A. Zybyra: Sposób i urządzenie do pomiaru usytuowania prefabrykatów ściennych w złączach poziomych budynków wielkopłytowych, Patent tymczasowy nr 85746, od dnia 18.05.1973, opublikowano 15.07.1976.
7. R. Hyla, W. Starosolski, M. Zyga: Warstwowa ściana betonowa- nr 139640 od 11.07.1983, opublikowano 31.08.1987.
8. Cz. Byrdziak, W. Starosolski: Konstrukcja zabezpieczająca budynek. nr 145114 od dnia 24.08.1984, opublikowano 30.06.1989.
9. W. Starosolski, J. Baczkowski, Z. Dzierżewicz: Sposób wykonania monolitycznego połączenia prefabrykowanego żelbetowego słupa z fundamentem. nr.148861 od dnia 24.05.1985, opublikowano 31.05.1990.
10. W. Starosolski, Z. Dzierżewicz, J. Baczkowski: Sposób wykonania połączenia elementów żelbetowego szkieletu prefabrykowanego. nr 148863 z dnia 31.05.1990.
11. W. Starosolski, J. Pałka, K. Flaga, H. Jasiński, L. Zawadzki: Sposób wykonania konstrukcji połączeń ścian zbiorników żelbetowych i betonowych z dnem, zwłaszcza zbiorników na cieczy. Nr 149399 od dnia 17.03.1986 opublikowano 31.03.1990.
12. W. Starosolski, R. Maćkowski: Sposób iniekcji uszkodzonych konstrukcji z betonu. nr 150364 od dnia 4.12.1985 opublikowano 31.08.1990.

13. W. Starosolski, K. Konieczny: Element kotwiący. nr 155586 od dnia 04.08.1988, opublikowano 31.12.1991.
14. W. Starosolski, K. Konieczny: Łącznik do zabetonowania w konstrukcjach monolitycznych lub prefabrykowanych nr 155666 od dnia 30.06.1988, opublikowano 29.05.1992.
15. Z. Puchała, W. Starosolski, K. Koziół, Z. Dzierżewicz, W. Myca, H. Kurek: Rama nośna, nr 159316 od dnia 13.01.1989, ogłoszono 31.12.1992.
16. Z. Puchała, W. Starosolski, K. Koziół, Z. Dzierżewicz, W. Myca, H. Kurek: Urządzenie do podnoszenia stropów i przekryć. nr 160059 od dnia 30.12.1988, ogłoszono dnia 26.02.1992.
17. W. Starosolski, K. Konieczny: Element scalający. nr, 161013, od dnia 31.10.1989, ogłoszono 31.05.93.
18. W. Starosolski, A. Zybur: Wieszak warstw ściennych w ścianach warstwowych, PL-164189 od dnia 12.03.1991, decyzja z dnia 04.01.94.
19. R. Hyla, W. Starosolski, M. Stasik: Cienkościenna żelbetowa płyta stropowa, zwłaszcza dla stropów dwukierunkowo zginanych. PL 166681 B1 od dn. 26.04.1991 ogłoszono 30.06.1995.
20. R. Hyla, W. Starosolski: Prefabrykowano monolityczny strop płytowy, zwłaszcza dwukierunkowo zginany, patent P 300128 od dnia 16.08.93, ogłoszono 17.02.97.
21. W. Starosolski: Element do zbrojenia na przebicie, patent P nr 203058 od dn. 28.02.2002 dokument wystawiony 18.11.2009.
22. R. Hyla, G. Kożuch, W. Starosolski: Prefabrykowany strop żelbetowy, P nr 237736 od 18.01.2018, dokument wystawiony 20.05.2021.

### **Wzory użytkowe**

1. W. Starosolski, J. Mikoś, W. Zamorowski: Samonośne stracone deskowanie konstrukcyjne. nr.31016, od dnia 31.10.1975, ogłoszono 28.12.1979.
2. W. Starosolski, J. Baczkowski, Z. Dzierżewicz: Prefabrykowana płyta stropowa, nr 42373 z dn. 23.04.87.
3. J. Baczkowski, Z. Dzierżewicz, J. Olesiak, W. Starosolski: Element prefabrykowany do wykonywania monolitycznych ścian piwnic zwłaszcza dla budownictwa ogólnego na terenach silnie odkształcalnych, nr 44364 od dnia 03.10.1983 opublikowano 19.09.1988.
4. R. Hyla, W. Starosolski: Prefabrykowana płyta stropowa, W.94033 od dnia 1991.12.06. przyznany decyzją z dn. 1993.03.10.
5. R. Hyla, W. Starosolski, M. Stokłosa: Żelbetowy prefabrykowany element wsporczy dla zewnętrznych ścian warstwowych, nr W-92 572 przyznany decyzją z dnia 1995.04.13.

### **Ordery i odznaczenia**

- Złoty Krzyż Zasługi I st., nr 1861-77-73, 15.09.1977
- Krzyż Kawalerski Orderu Odrodzenia Polski, nr 3393-87-23, 16.09.1987
- Krzyż Oficerski Orderu Odrodzenia Polski IV kl, nr 192-2003-9, 12.09.2003

### **Wyróżnienia i odznaki**

- Srebrna Odznaka „Zasłużonemu dla Województwa Katowickiego” 41317 21.09.1973
- Odznaka „Zasłużonemu dla Politechniki Śląskiej” 639 28.09.1977

- Złota Odznaką Honorowa PZITB 19294 15.03.1983
- Srebrna Odznaką Honorowa NOT 20398 wrzesień 1986.
- Złota Odznaką Honorowa NOT 11625 22.06.1989.
- Złota Odznaką „Zasłużonemu dla budownictwa i przemysłu materiałów budowlanych” 192/90 29.05.1990.
- Złota Odznaką „Zasłużonemu dla budownictwa i przemysłu materiałów budowlanych” 720/95 17.10.1995.
- Medal Komisji Edukacji Narodowej 109947 19.06.2008.
- Złota Odznaką „Zasłużonemu dla Polskiego Towarzystwa Mechaniki Technicznej i Stosowanej nr 57, Warszawa, 26.05.2008.
- Złota odznaka Honorowa Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa nr 234 06.07.2012.
- Złoty medal za długoletnią służbę nr 301-2021-43 nadany 28.06.2012.
- Tytuł honorowy „Osobowość budownictwa śląskiego” nadany 16.11.2012.
- Złota Odznaka Honorowa Za Zasługi dla Województwa Śląskiego nr 3251 Katowice kwiecień 2013.
- Odznaka Politechniki Śląskiej o numerze 004 – Gliwice 26.maj 2018 roku.
- Tytuł Honorowego Profesora Politechniki Śląskiej nadany 26 maja 2018 roku.

### **Nagrody i wyróżnienia**

1. Nagroda Ministra Szkolnictwa Wyższego i Techniki - indywidualna III st. "za szczególne osiągnięcia w dziedzinie badań naukowych za pracę doktorską pt. " Studium belki sprężonej przy dowolnej zmienności kształtu i parametrów sprężenia" 1.10.1964.
2. Nagroda Ministra Oświaty i Szkolnictwa Wyższego - indywidualna III st. " za szczególne osiągnięcia w dziedzinie badań naukowych za pracę habilitacyjną pt. "Z zagadnień płaskich stropów bezgłowicowych" 1.10.1969.
3. Nagroda Ministra Nauki, Szkolnictwa Wyższego i Techniki indywidualna III st. za osiągnięcia w dziedzinie autorstwa wyróżniających się podręczników dla studentów za skrypt pt. " Elementy budownictwa uprzemysłowionego” W-wa 1977.
4. Nagroda PZITB im. Stefana Bryły - 05.1979.
5. Nagroda zespołowa II stopnia Ministra Nauki, Szkolnictwa Wyższego i Techniki w roku 1982 z dziedziny autorstwa podręczników za podręcznik "Żelbetowe ustroje płytowo – słupowe.
6. Nagroda specjalna zespołowa Ministra B i PMB za najwybitniejsze publikacje naukowo - techniczne w okresie 40 - lecia PRL za książkę "Żelbetowe ustroje płytowo- słupowe" wydaną w 1981 przez Wydawnictwo Arkady- W-wa listopad 1984 r.
7. Nagroda II st. zespołowa Ministra BiPMB "Za całokształt badań zakończony opracowaniem wytycznych projektowania monolitycznych ustrojów płytowo - słupowych" W-wa 1985 (W. Starosolski, R. Kliszczewicz, Z. Pająk, A. Ajdukiewicz, A. Kliszczewicz, J. Badura, J. Góra, J. Kubik).

8. Nagroda Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego, Indywidualna II st. z tytułu osiągnięć dydaktyczno - wychowawczych za skrypt p.t. "Konstrukcje żelbetowe" W-wa, październik 1986.
9. Wyróżnienie zbiorowe MBiPMB I st. w grupie VI - Prace badawcze, rozwojowe i inne w ramach II przeglądu prac projektowych " Warszawa 86" za opracowanie projektu technicznego p.t. Ściany zewnętrzne z elementów GM dla budownictwa uprzemysłowionego - zbiorowa wrzesień 1986.
10. Nagroda zbiorowa III st. Ministerstwa Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa „Za opracowanie i wdrożenie ścian zewnętrznych z elementów GM w technologii wielkopłytywowej 1989.
11. Nagroda zespołowa Ministra Edukacji Narodowej "za współautorstwo podręcznika pt. Reinforced - Concrete -Column Structures" W-wa 1991
12. Wyróżnienie honorowe „Inżynierii i Budownictwa” za artykuł pt. Współpraca w kierunku poprzecznym deskowych stropów zespolonych typu 2K” ( I i B nr.1/1997).
13. Medal PZITB im. prof. Stefana Kaufmana – nadany przez Kapitułę Medalu” w dniu 11.05.1999.
14. Nagroda Indywidualna Ministra Edukacji Narodowej i Sportu za całokształt osiągnięć naukowych i dydaktycznych. Warszawa 01.10.2003.
15. Nagroda Inżynierii i Budownictwa za rok 2003 za artykuł pt. Współpraca zewnętrznych (...) opublikowany w zeszycie 6/2003.
16. Wyróżnienie Ministra Infrastruktury za publikację pt. „Konstrukcje Żelbetowe według PN-B-03264:2002 kwiecień 2004.
17. Godność Członka Honorowego PZITB. Gdańsk 3-4 czerwca 2005.
18. Nagroda zespołowa Ministra Budownictwa za publikację pt. „Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2” Warszawa 14 maja 2007
19. Nagroda Ministra Infrastruktury za publikację pt. „Konstrukcje Żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2 – tom I-III - maj 2008.
20. Nagroda Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego indywidualna I stopnia za osiągnięcia dydaktyczne za trzy-tomowy podręcznik akademicki pt. „Konstrukcje żelbetowe wg PN-B-03264 i Eurokodu 2” Warszawa 24 wrzesień 2008.
21. Wyróżnienie Rady programowej „Inżynierii i Budownictwa” na rok 2008, za artykuł pt. „O rozmieszczeniu obciążeń zmiennych w stropach krzyżowo zbrojonych i płytowo-słupowych” opublikowany w zeszycie nr.4/2008 oraz artykuł pt. ”O modelowaniu belek w stropach płytowo-słupowych” opublikowany w zeszycie nr 10/2008.

## **Nagrody Rektora**

1. 1962 – indywidualna, „Za osiągnięcia w pracy zawodowej”.
2. 1978 – indywidualna, „Za wyróżniającą się działalność dydaktyczno-wychowawczą i organizacyjną”.
3. 1983 – indywidualna, „Za osiągnięcia dydaktyczne”.
4. 1985 – zespołowa II st. „Za osiągnięcia w dziedzinie badań naukowych”.
5. 1987 – indywidualna I st., „Za osiągnięcia w dziedzinie badań naukowych”.
6. 1994 – indywidualna I st., „Za osiągnięcia naukowe”.
7. 1996 – indywidualna II st., „Za osiągnięcia w dziedzinie naukowej”.
8. 2004 – indywidualna I st., „Za osiągnięcia w dziedzinie naukowej”.
9. 2008 – indywidualna I st., „Za osiągnięcia w dziedzinie naukowej”.
10. 2008 – zespołowa I st. Za osiągnięcia naukowe.
11. 2010 – indywidualna I st., „Za osiągnięcia dydaktyczne”.

**Wypromowani doktorzy**

1. Ryszard Kliszczewicz (1976)
2. Edward Małek (1980)
3. Marianna Glenszczyk (1982)
4. Zbigniew Pająk (1982)
5. Andrzej Kowal (1995)
6. Jan Kubica (1996)
7. Ireneusz Józwiak (1997)
8. Krzysztof Gromysz (2001)
9. Grzegorz Gremza (2006)
10. Radosław Kupczyk (2012)
11. Mirosław Wieczorek (2012)



Barbara GOSZCZYŃSKA, Justyna TWORZEWSKA  
Politechnika Świętokrzyska, Kielce

## PROBABILISTYCZNY OPIS PROCESU ZARYSOWANIA BELEK ŻELBETOWYCH

**Streszczenie.** Do opisu stochastycznej wielkości charakteryzujących pracę żelbetu niezbędna jest znajomość charakterystyk probabilistycznych analizowanych wielkości. Uzyskanie rzeczywistych charakterystyk probabilistycznych wielkości określających zarysowanie jest możliwe tylko na drodze analizy statystycznej wyników badań doświadczalnych. W pracy przedstawiono empiryczną funkcję losową, opisującą proces powstawania rys na odcinku stałego momentu, opartą na wynikach badań belek żelbetowych różniących się konstrukcją zbrojenia, programem obciążania oraz przyczyną niszczenia.

**Słowa kluczowe:** belki żelbetowe, rysy, proces zarysowania, system pomiarowy Aramis.

## PROBABILISTIC DESCRIPTION OF THE CRACKING PROCESS IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

**Summary.** To describe the stochastic quantities characterizing the behavior of reinforced concrete, it is necessary to know the probabilistic characteristics of the analyzed quantities. Only a statistical analysis of experimental results will make it possible to obtain real probabilistic characteristics of these quantities. The paper presents an empirical random function describing the process of crack formation in reinforcement concrete beams. The tested beams differed in loading, reinforcement and destruction type. The analysis was made only for this section beams where the moment was constant.

**Keywords:** reinforced concrete beams, cracks, cracking process, Aramis system - DIC

## 1. Wprowadzenie

We współczesnym budownictwie beton jako materiał budowlany jest powszechnie stosowany. Główną tego przyczyną są zalety konstrukcji betonowych, w tym szczególnie: łatwość formowania dowolnych, często skomplikowanych, kształtów, stosunkowo wysoka wytrzymałość, wysoki stopień sztywności, ognioodporność, odporność na działania dynamiczne, a także trwałość. Rozwój stosowania konstrukcji żelbetowych spowodował konieczność oszczędzania betonu i stali, która możliwa jest na drodze rozwoju i unowocześnienia technologii wykonania tych materiałów. Postęp w technologii to głównie trend do stosowania w konstrukcjach żelbetowych materiałów o coraz to wyższej wytrzymałości, a także eliminujących wady ich zastosowania, takie jak np.: czas dojrzewania, skurcz, szczelność, mrozoodporność, urabialność, ciągliwość. Wykorzystanie stali wysokich wytrzymałości prowadzi do wystąpienia w niej odpowiednio większych odkształceń, co pociąga za sobą wzrost przemieszczeń elementów żelbetowych i tym samym wpływa na proces powstawania i szerokość rys. Efekty te, niemające istotnego wpływu na nośność elementów żelbetowych, wpływają jednak decydująco na walory użytkowe konstrukcji. W metodzie stanów granicznych [14] zaliczane są do stanów granicznych użytkowości. Stan zarysowania jest jednak szczególnie ważny, bo przede wszystkim od niego zależy trwałość konstrukcji. Mnogość czynników mających istotny wpływ na stan zarysowania [4, 12, 14], niejednorodność materiałów oraz skomplikowany stan naprężeń i odkształceń, jaki towarzyszy procesowi tworzenia się rys sprawiają, że opisy tych zjawisk, szczególnie przy zmieniających się cechach wytrzymałościowych stosowanego betonu i stali, są ciągle przedmiotem badań. Zapewnienie trwałości konstrukcji żelbetowych związane jest z ograniczeniem dopuszczalnej szerokości rys z warunków zagrożenia korozyjnego lub z wymagań stawianym konstrukcjom określonego typu. Warunek stanu granicznego, w najprostszy sposób, można zapisać:

$$w_{max} \leq w_{dop} \quad (1)$$

Na wielkość szerokości rys wpływają czynniki będące zmiennymi losowymi, stąd wielkość szerokości rys jest zmienną losową, której charakterystyka probabilistyczna jest zbliżona do rozkładu normalnego [11] lub log-normalnego [10]. W ujęciu stanów granicznych  $w_{max}$  jest kwantylem na poziomie  $\beta$ , gdzie prawdopodobieństwo tego zdarzenia  $\beta$  jest ustalone arbitralnie *a priori* i może być funkcją przeznaczenia, warunków użytkowania i założonej trwałości obiektu. Sprawdzenie tego stanu granicznego wymaga znajomości rozkładu zmiennej losowej  $a_f$ , tzn. dystrybuanty empirycznej lub teoretycznego rozkładu granicznego i jego parametrów.

Przedmiotem przedstawionych w pracy rozważań jest empiryczna funkcja losowa, opisująca proces powstawania rys na odcinku stałego momentu badanych belek żelbetowych,

różniących się rozmieszczeniem strzemion, niszczeniem spowodowanym momentem zginającym lub siłą poprzeczną, a także programem obciążania, w tym zmiennego cyklicznie.

## 2. Rysy w belkach żelbetowych

Przyczyny powodujące powstawanie rys są różnorodne, w literaturze [1, 2, 5, 6] opisane są przyczyny zarysowań w trakcie wiązania mieszanki betonowej, w młodym betonie oraz betonie stwardniałym, takie jak wahania temperatury, agresja chemiczna, błędy konstrukcyjne, błędy wykonania, osiadanie podpór, przeciążenie. Każda z nich wywołuje w elemencie żelbetowym określone pole naprężeń i odkształceń powiązane ze sobą ogólnymi prawami fizyki lub też zmienia właściwości materiału konstrukcji. Niewątpliwie jednak, na powstanie zarysowania wpływają te oddziaływania, które w elemencie wywołują naprężenia rozciągające. Ponieważ przedmiotem dalszych rozważań jest stan zarysowania belek żelbetowych poddanych czystemu zginaniu, więc czynnikiem wpływającym na stan zarysowania będzie moment zginający  $M$ .

W elementach prętowych stan zarysowania charakteryzowany jest zazwyczaj trzema wielkościami: momentem rysującym  $M_{cr}$ , odległością między rysami  $l_w$  oraz szerokością rozwarcia rys  $w$ . O ile odległość między rysami i szerokość rys są przede wszystkim funkcjami momentu, co można zapisać równaniami (2) i (3):

$$l_w = F_l(M, \dots) \quad (2)$$

$$w = F_w(M, \dots) \quad (3)$$

o tyle moment, przy którym powstaje pierwsza rysa jest tylko pewną charakterystyką stanu zarysowania danego elementu. Łatwo wykazać, że moment rysujący jest szczególną właściwością funkcji (2) i (3), gdyż dla  $M < M_{cr}$  zachodzi (4) i (5):

$$l_w = F_l(M, \dots) > L \text{ oraz} \quad (4)$$

$$w = F_w(M, \dots) = 0 \quad (5)$$

gdzie  $L$  jest długością belki.

Powiązanie odległości między rysami z ich szerokością jest konsekwencją istnienia funkcji odwrotnych (6) do (2) i (3), które są monotoniczne dla każdego momentu  $M$ :

$$M = F_w^{-1}(w, \dots) = F_l^{-1}(l, \dots) \quad (6)$$

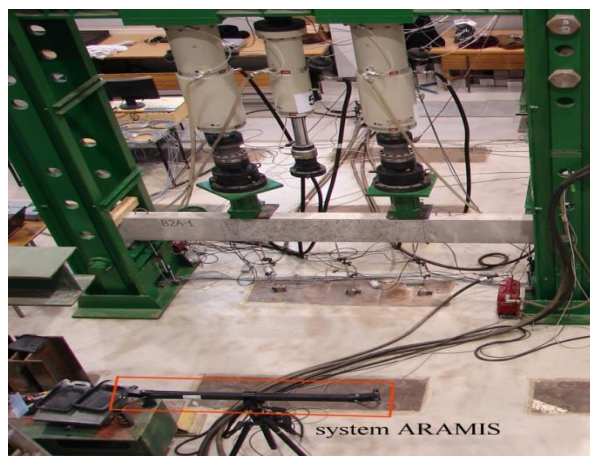
Wynika stąd, że odległość między rysami i szerokość rys są ze sobą powiązane, tak, że jedna wielkość może być wykorzystana do opisu drugiej. Związki (2) i (3) deterministycznie określają wartości przeciętne lub bliżej niesprecyzowane, w sensie poziomu ufności

ekstremalne wielkości odległości między rysami, szerokości rys oraz momentów rysujących. W większości uznawane jest [13], że przy projektowaniu elementów żelbetowych taki opis jest wystarczający. Po wprowadzeniu statystycznych metod oceny właściwości materiałów i niezawodności wydaje się, że tylko deterministyczna forma opisu wielkości charakteryzujących pracę żelbetu staje się niewystarczająca. Pierwszy EIMER już w 1963 roku stwierdził w pracy [3], że powstawanie rys jest procesem losowym, a szczególnie dotyczy to powstania pierwszej rysy w rozciągającym lub zginanym elemencie żelbetowym [7]. Do opisu stochastycznego niezbędna jest jednak znajomość charakterystyk probabilistycznych analizowanych wielkości. W ujęciu probabilistycznym, funkcje (2) i (3) są funkcjami losowymi, a moment rysujący jest zmienną losową. Uzyskanie rzeczywistych charakterystyk probabilistycznych wielkości określających zarysowanie jest możliwe tylko na drodze analizy statystycznej wyników badań doświadczalnych. Wyniki badań belek żelbetowych, wykonanych z zastosowaniem nowoczesnego systemu optycznego typu ARAMIS, w ramach projektu badawczego realizowanego w laboratorium Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Świętokrzyskiej, wykorzystano do przedstawienia procesu zarysowania w ujęciu stochastycznym.

### 3. Opis badań belek żelbetowych

#### *Stanowisko badawcze*

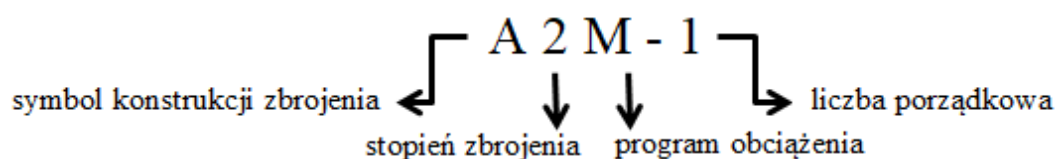
Badanie belek wykonano na stanowisku badawczym, które przedstawiono na rys. 1. Belki zostały obciążone 2 siłami skupionymi, realizowanymi przez sterowane automatycznie siłowniki, zsynchronizowane z pozostałą aparaturą pomiarową. Do badania odkształceń polowych przygotowanego obszaru belki zastosowano optyczny system pomiarowy Aramis.



Rys. 1. Stanowisko badawcze  
Fig. 1. The test setup

*Opis belek*

Empiryczną funkcję losową opisującą proces powstawania rys oparto na wynikach badania 13 belek żelbetowych, różniących się konstrukcją zbrojenia, programem obciążania oraz niszczeniem spowodowanym momentem zginającym lub siłą poprzeczną. Belki miały jednakowe wymiary 120x300x3300 (rozpiętość w osiach podpór 3000 mm), tę samą projektowaną klasę betonu C40/50 oraz stopień zbrojenia, wynoszący 2% ze stali BST500. Podczas badania belki obciążane były monotonicznie do zniszczenia „M”, z odciążeniami „O” oraz w sposób zmienny cyklicznie „C”. Zestawienie badanych elementów ilustruje tab. 1, a opis przyjętych symboli belek przedstawia rys. 2.



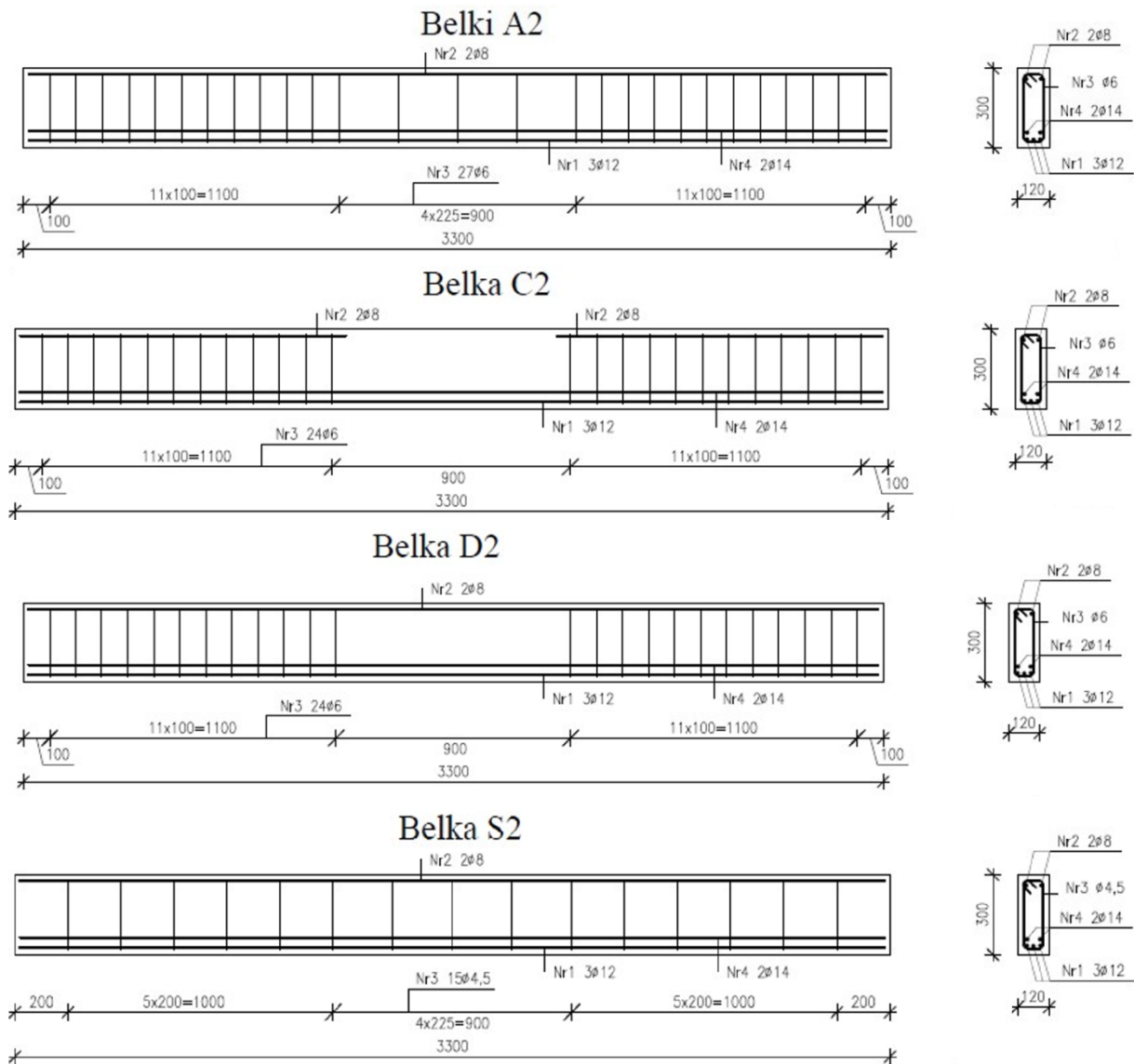
Rys. 2. Opis symboli belek  
Fig. 2. Beam designation key

Tabela 1

Zestawienie badanych elementów

Symbol konstrukcji zbrojenia	Konstrukcja zbrojenia		Program obciążenia	Szt.	Odległość między siłami skupionymi [mm]
	zbrojenie rozciągane	zbrojenie ściskane			
A2	3Ø12 – pierwszy rząd	2 Ø 8	<b>M</b> – monotoniczne	2	1000
A2		2 Ø 8	<b>O</b> – z odciążeniami	2	1000
A2		2 Ø 8	<b>C</b> – niskocykliczne	2	1000
C2		-	<b>M</b> – monotoniczne	2	1000
D2	2Ø14 – drugi rząd	2 Ø 8	<b>M</b> – monotoniczne	2	1000
S2		2 Ø 8	<b>M</b> – monotoniczne	3	1800

Zbrojenie belek wykonano z prętów 3Ø12 i 2Ø14 w strefie rozciąganej i 2 prętów Ø8 w strefie ściskanej oraz strzemion Ø6 w rozstawie podanym na rys. 3, odpowiednio dla belek A2, C2, D2 i S2. Obciążenie realizowane było za pomocą zaprogramowanych dwóch siłowników. W celu uzyskania niszczenia na zginanie 10 belek o symbolach A2, C2, D2 obciążano siłami położonymi 1m od podpór, natomiast w celu uzyskania niszczenia na ścinanie siły rozsunięto i 3 belki S2 obciążane były siłami położonymi w odległości 0,6 m od podpór, co przedstawiono na rys. 4.

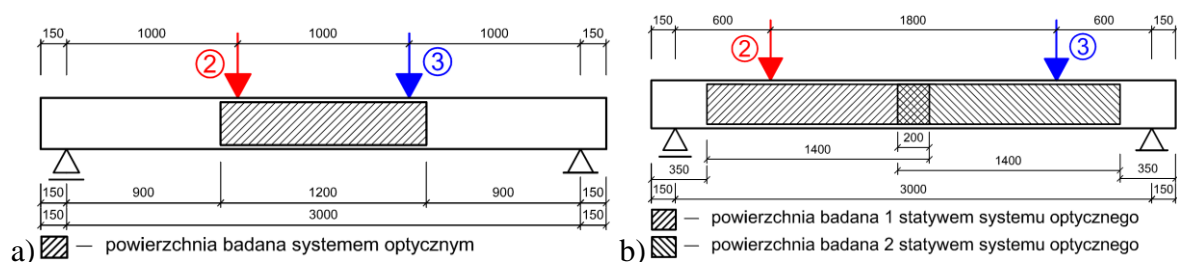


Rys. 3. Konstrukcja zbrojenia belek: a) belki A2, b) belki C2, c) belki D2, d) belki S2

Fig. 3. Reinforcement in beams: a) A2, b) C2, c) D2, d) S2

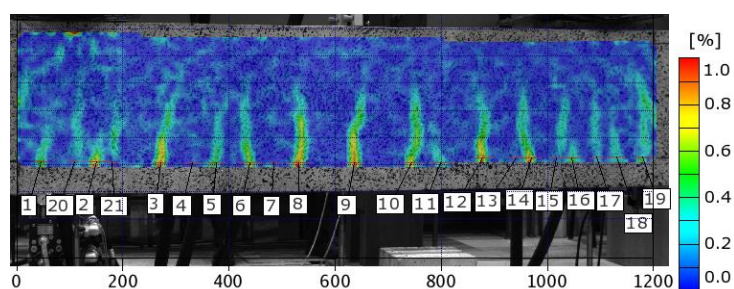
### *Sprzęt pomiarowy*

W badaniach z wykorzystaniem systemu optycznego należy wcześniej przygotować powierzchnię boczną belek. Schemat statyczny belek podczas badania wraz z zaznaczonym obszarem pomiarowym przedstawiono na rys. 4. Na odcinku, na którym występuje „czyste zginanie” przeprowadzono analizę procesu powstawania i rozwoju rys prostopadłych do osi poziomej belki. W badaniach prowadzonych z zastosowaniem systemu optycznego, wyniki odkształceń przedstawiane są w postaci map odkształceń o zaprezentowanej na legendzie skali kolorów (rys. 5) [8, 17].



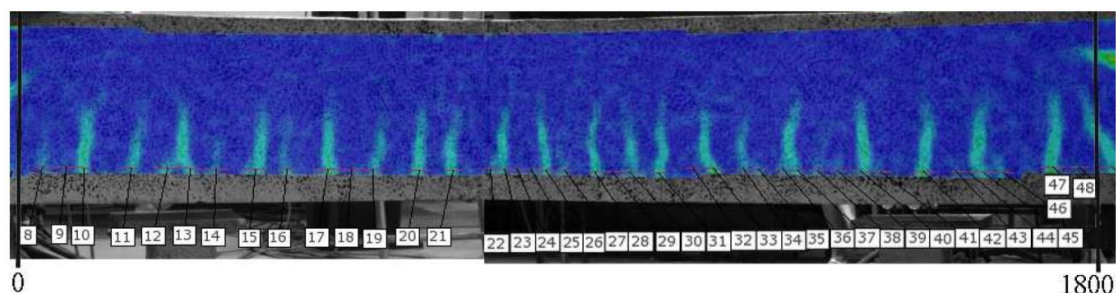
Rys. 4. Schemat obciążania belek wraz z zaznaczoną powierzchnią badania przy użyciu systemu optycznego: a) belki A2, C2, D2, b) belki S2 – zastosowanie dwóch statywów

Fig. 4. Loading scheme with marked test area (which was tested with Aramis): a) beams A2, C2, D2, b) beams S2



Rys. 5. Przykładowa mapa odkształceń belki A2O-1 na poziomie obciążenia 0,3 siły niszczącej  
Fig. 5. Example strain map for beam A2O-1 at the load level of 0.3

Z uwagi na sposób zaznaczania w systemie obszaru do obróbki zdjęć, mimo że analizom planowano poddać tylko obszar pomiędzy siłami skupionymi, powierzchnię badaną poszerzono o 10 cm poza ten obszar (rys. 4a). Umożliwiło to rejestrację rys pojawiających się pod punktami przyłożenia obciążenia oraz uniknięcie zakłóceń pojawiających się czasami na krawędziach obszaru pomiarowego zaznaczonego na zdjęciu w systemie. Podczas badania belek niszczonych na ścinanie stosowano, ze względu na wydłużoną strefę stałego momentu, dwa statywy obejmujące pola długości – po 1,40 m każdy – nakładające się na siebie, co przedstawia rys. 4b. Przykładową mapę odkształceń belki S przedstawiono na rys. 6.

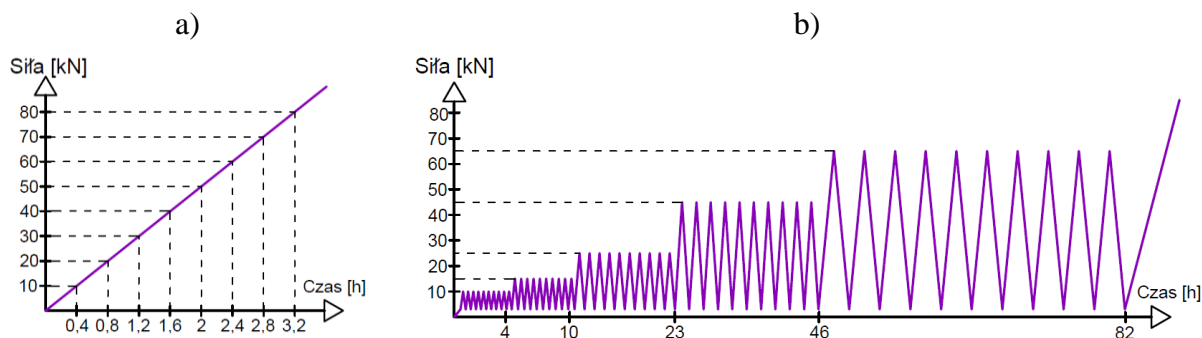


Rys. 6. Przykładowa mapa odkształceń belki S2M-2 na poziomie obciążenia 0,75 siły niszczącej  
Fig. 6. Example strain map for beam S2M-2 at the load level of 0.75

Zasada działania zastosowanego do badań, optycznego systemu pomiarowego opiera się na fotogrametrii dwuobrazowej, inaczej zwanej stereofotogrametrią [15, 17], a dokładniej optyczny system pomiarowy należy do urządzeń wykorzystujących cyfrową korelację obrazu (Digital Image Correlation DIC). Wyniki uzyskane z systemu można przedstawiać w postaci map odkształceń na dowolnym poziomie obciążenia. Biorąc pod uwagę, że beton jest materiałem kruchym i jego odkształcenia są pomijalnie małe, można przyjąć, że w elementach żelbetowych lokalne kumulacje odkształceń w strefie rozciąganej na mapach odpowiadają odkształceń rysom [8, 16].

### Programy obciążania

W trakcie wykonywania badań realizowane były trzy programy obciążania belek, oznaczone symbolami „M” – obciążenie rosnące do zniszczenia, „O” – obciążenie z odciążeniami, „C” – zmienne cyklicznie. Obciążenie monotoniczne, zastosowane do obciążania belek o symbolach A2, C2 i D2 oraz belek o symbolu S2, przedstawia rys. 7a. Obciążenie z odciążeniami realizowane było w sześciu etapach, co przedstawia rys. 7b. Pięć pierwszych etapów obejmowało po 10 cykli odciążenia na pięciu różnych poziomach obciążania, natomiast szósty etap to obciążenie rosnące do zniszczenia.



Rys. 7. a) Obciążenie rosnące monotonicznie, b) Obciążenie z odciążeniami  
Fig. 7. a) Monotonic loading, b) Loading and unloading

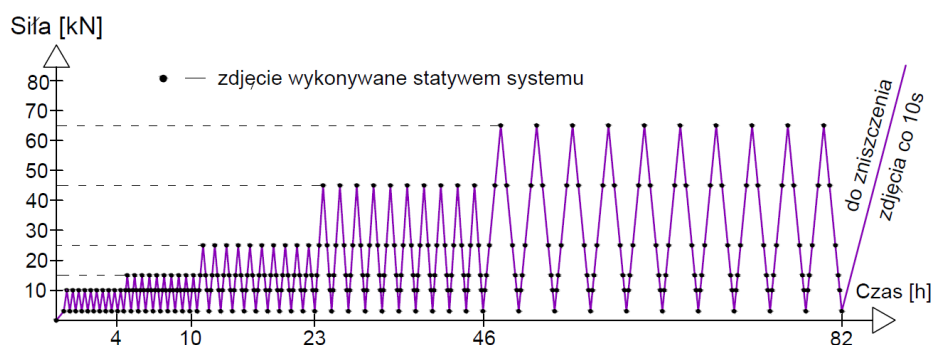


Rys. 8. Obciążenie zmienne cyklicznie  
Fig. 8. Low-cycle loading



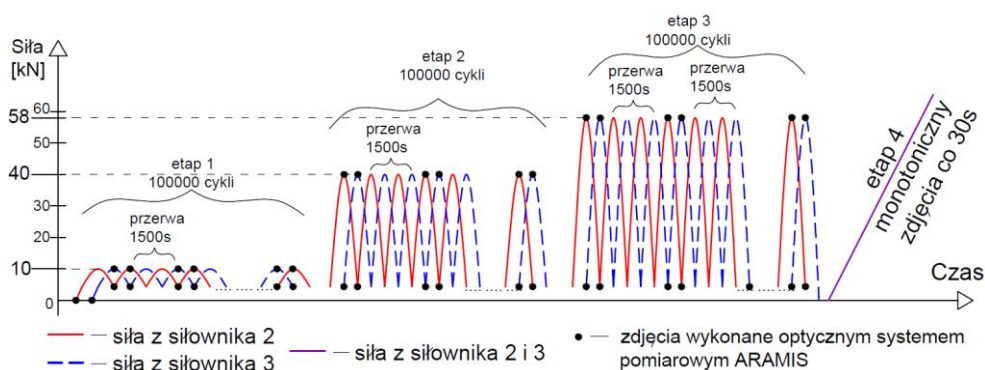
Rysunek 8 przedstawia wykres obciążenia zmiennego cyklicznie, które realizowano w czterech etapach. Pierwsze trzy obejmowały po 100000 cykli każdy, na trzech poziomach sił 10 kN, 40 kN i 58 kN, następnie w etapie czwartym belkę obciążano monotonicznie aż do zniszczenia. Siłowniki obciążały belkę z przesunięciem fazowym.

Dla każdego programu obciążenia dostosowano częstotliwość wykonywania zdjęć pomiarowym systemem optycznym. Zdjęcia wyzwalane były czasowo lub przy odpowiednich wartościach napięcia. Następnie wartość napięcia była przeliczana na siłę. Przy badaniu belek A2O obciążanych z odciażeniami zastosowano tzw. trigger list i napisano program robienia zdjęć wyzwalanych zdefiniowaną wartością napięcia. Zdjęcia wykonywano jednym statywem systemu na określonych poziomach sił, co przedstawia rys. 9. W etapie szóstym, czyli – obciążeniu rosnącym aż do zniszczenia, zdjęcia wyzwalano czasowo co 10 s.



Rys. 9. Program wykonywania zdjęć podczas badania belek A2O  
 Fig. 9. Digital imaging scheme for beams A2O (black dot – photo with DIC system)

Podczas badania belek A2C, obciążanych cyklicznie, wykonywano kilka zdjęć (przy każdym zdjęciu jeden siłownik osiągał maksymalną wartość obciążenia dla danego etapu a drugi minimalną, ponieważ pracowały z przesunięciem fazowym), następnie stosowano przerwę 1500 s i proces powtarzano (patrz rys. 10). Przerwy były nieuniknione, głównie z powodu ograniczonej pamięci systemu dotyczącej liczby zdjęć. W etapie czwartym, monotonicznym do zniszczenia, wykonywano zdjęcia w odstępach czasowych, co 30 s.



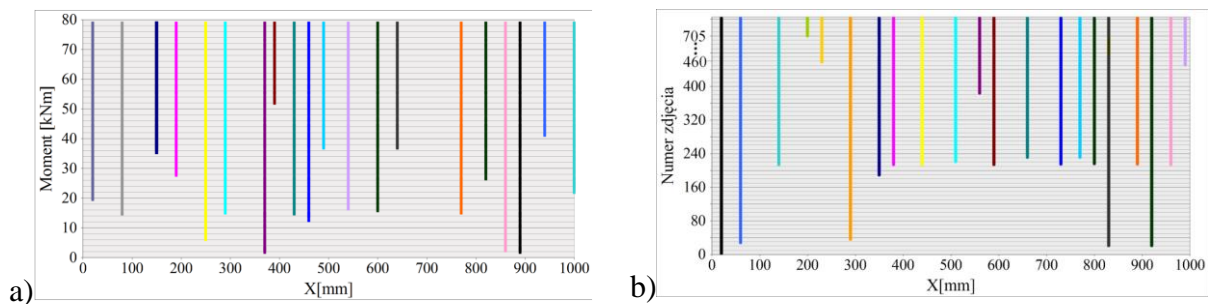
Rys. 10. Program wykonywania zdjęć podczas badania belek A2C  
 Fig. 10. Digital imaging scheme for beams A2C (black dot – photo with DIC system)

#### 4. Wyniki badania powstawania zarysowania

Dzięki zastosowaniu podczas badania belek pomiarowego systemu optycznego obserwacja procesu powstawania rys mogła być prowadzona w sposób ciągły aż do zniszczenia elementu, umożliwiając w ten sposób obserwację powstawania kolejnych rys, a także pomiar odległości między nimi oraz siły odpowiadającej powstawaniu nowej rysy [16].

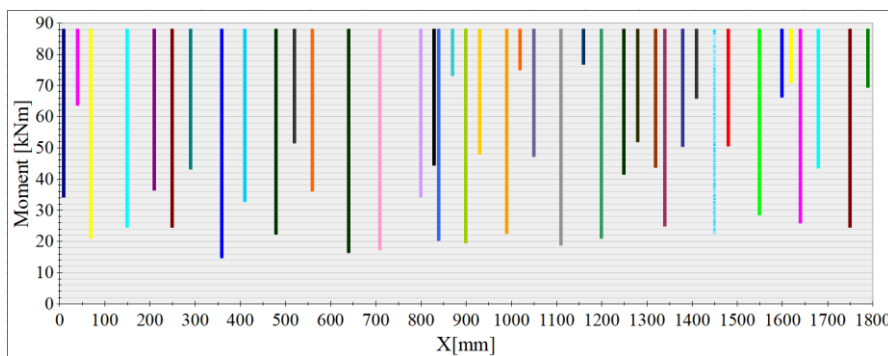
Wykorzystując uzyskane dzięki systemowi mapy odkształceń, opracowano zależności moment - liczba rys, z uwzględnieniem miejsca ich powstania, przykładowo pokazane na rysunkach 11 i 12. Przedstawiają one kolejność powstawania rys na powierzchni bocznej danej belki, pomiędzy punktami przyłożenia sił skupionych.

Dla belek obciążanych w sposób monotoniczny do zniszczenia na osi rzędnych naniesiono wartość momentu, z pominięciem momentu od ciężaru własnego belek. Natomiast dla belek obciążanych z odciążeniami oraz w sposób zmienny na osi rzędnych zamieszczono numery zdjęć. Dzięki temu można zaobserwować kolejność powstawania rys.



Rys. 11. a) Wykres ilustrujący proces powstawania rys, w funkcji obciążenia monotonicznie rosnącego, na bocznej powierzchni belki A2M-1, b) wykres ilustrujący proces powstawania rys w funkcji obciążenia zmiennego cyklicznie na bocznej powierzchni belki A2C-2

Fig. 11. a) Cracks formation and density under loading at the tested surface – beam A2M-1, b) cracks formation and density under loading at the tested surface – beam A2C-2



Rys. 12. Wykres ilustrujący proces powstawania rys w funkcji obciążenia monotonicznie rosnącego do zniszczenia na bocznej powierzchni belki S2M-2

Fig. 12. Cracks formation and density under loading at the tested surface – beam S2M-2

Na podstawie wykresów lokalizacji zarysowania, w zależności od momentu badanych belek, na odcinku między punktami przyłożenia sił, opracowano zestawienie odległości między rysami dla poszczególnych gęstości, zarysowania, rozumianej jako liczba rys na badanym odcinku rozpatrywanej belki, co przykładowo pokazano w tabeli 2.

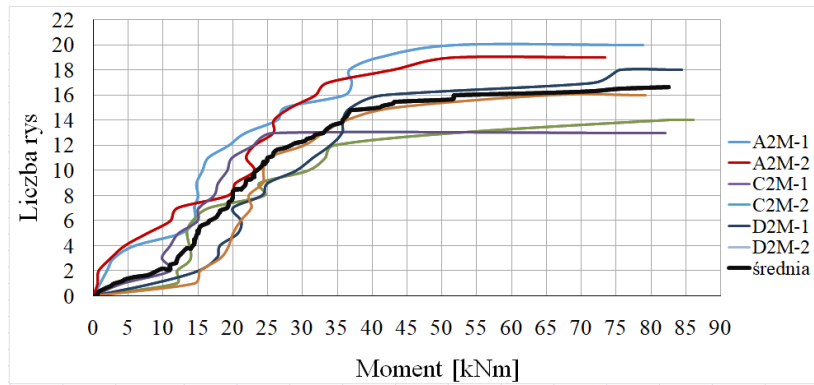
Tabela 2

Zestawienie odległości między rysami dla 6 rys

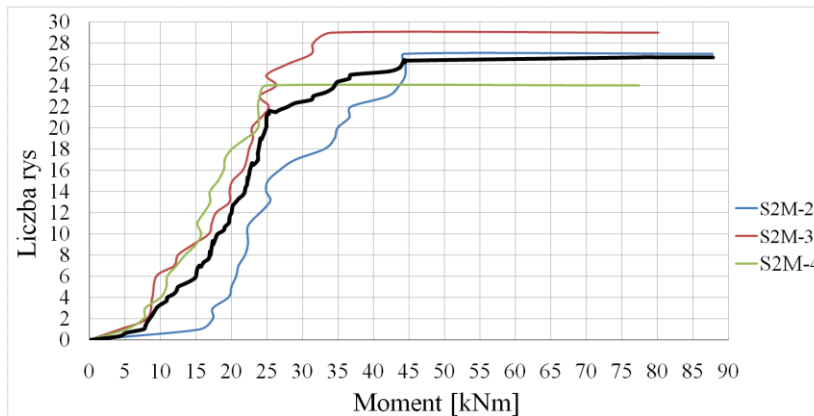
	6 rys							
	Rozstaw rys [mm/m]							
	30	30	40	50	70	90	90	90
belki niszczone na zginanie	90	100	100	100	100	110	120	120
	130	140	140	150	170	180	190	250
	280	330	360	380	400	400	50	60
	90	140	360	40	60	90	230	480
	belki niszczone na ścinanie	11,1	27,8	33,3	38,9	44,4	72,2	88,9
	116,7	127,8	155,6	227,8	244,4	255,6	411,1	

## 5. Przebieg procesu zarysowania podczas obciążania

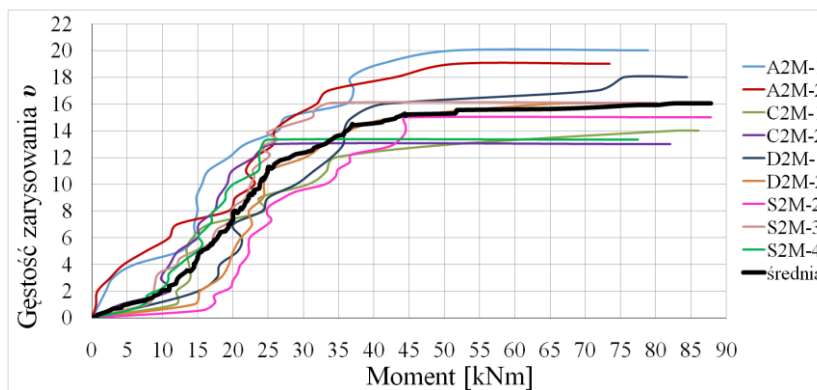
Zasadniczym czynnikiem wywołującym zarysowanie w belkach jest moment zginający. Informację o przebiegu procesu powstawania rys najłatwiej jest więc uzyskać z badania odcinków belek poddanych działaniu stałego momentu. Pomijając wpływ ciężaru własnego, odcinek taki występuje podczas obciążania belek swobodnie podpartych dwiema równymi siłami jednakowo oddalonymi od podpór i dlatego poddano analizie proces zarysowania na tym odcinku. Pomijając program obciążania można przyjąć, że belki stanowią zbiór elementów technicznie jednakowych. Na rysunkach 13 i 14 przedstawiono przebieg procesu powstawania rys (liczba rys – moment) na odcinku stałego momentu belek A2, C2, D2 i S2 w funkcji rosnącego obciążenia, odpowiednio na rys. 13 – zniszczenie spowodowane momentem zginającym, a na rys. 14 – zniszczenie spowodowane siłą poprzeczną. Przy przyjętym położeniu sił w odległości 1 m od podpór, wielkość momentu zginającego jest liczbowo równa sile (rys. 13), natomiast przy położeniu siły od podpory w odległości równej 0,6 m przeliczony został moment odpowiadający wartościom siły (rys. 14) – odcinek stałego momentu 1,8 m.



Rys. 13. Powstawanie rys na odcinku długości 1 m – niszczenie przez zginanie  
 Fig. 13. Formation of cracks on 1m long section – bending failure



Rys. 14. Powstawanie rys na odcinku długości 1,8 m – niszczenie przez ścinanie  
 Fig. 14. Formation of cracks on 1.8 m long section – shearing failure



Rys. 15. Gęstość zarysowania belek obciążanych monotonicznie  
 Fig. 15. Beams cracking density (beams with monotonic loading)

Przebieg gęstości zarysowania – liczba rys na jednostkę długości – w funkcji momentu zginającego łącznie dla belek niszczonych na zginanie i na ścinanie przedstawiono na rys. 15.

Zmienna  $v$ , zdefiniowana jako liczba rys przypadająca na jednostkę długości elementu nazwana gęstością zarysowania, należy do zbioru dodatnich liczb rzeczywistych. Uzyskane rezultaty można więc traktować jako obserwację funkcji  $v(\mathbf{M})$ . Zastosowanie w badaniach systemu optycznego umożliwiło ciągłą obserwację powstawania rys, stąd opis realizacji procesu na rysunkach 13, 14 i 15 jest w postaci funkcji ciągłych. Poszczególne realizacje różnią się od średniego przebiegu procesu, zaznaczonego na rysunkach 13, 14 i 15 grubszą czarną linią. Różnice te wynikają głównie z niejednorodności betonu i stali, ale także z pominięcia innych czynników, takich jak np. różny rozstaw strzemion, brak strzemion i zbrojenia ściskanego na środkowym odcinku belki. Przedstawione realizacje procesu zarysowania dla poszczególnych elementów różnią się zarówno w pośredniej, jak i końcowej gęstości zarysowania. Nie oznacza to jednak, że mamy do czynienia z różnymi zjawiskami fizycznymi, a jedynie proces, który jest badany jest procesem stochastycznym – funkcją losową.

Ponieważ moment zginający może przyjmować wszystkie wartości od zera do momentu niszczącego i dla każdej jego wartości istnieje określony rozkład zmiennej losowej  $v$ , więc mamy określoną funkcję losową (7):

$$f(v, M) \text{ albo } \Phi(v, M) = \int_0^{\infty} f(v, M) dv \quad (7)$$

gdzie:

$f(v, M)$  – funkcja gęstości zmiennej losowej  $v$  dla momentu  $M_i$

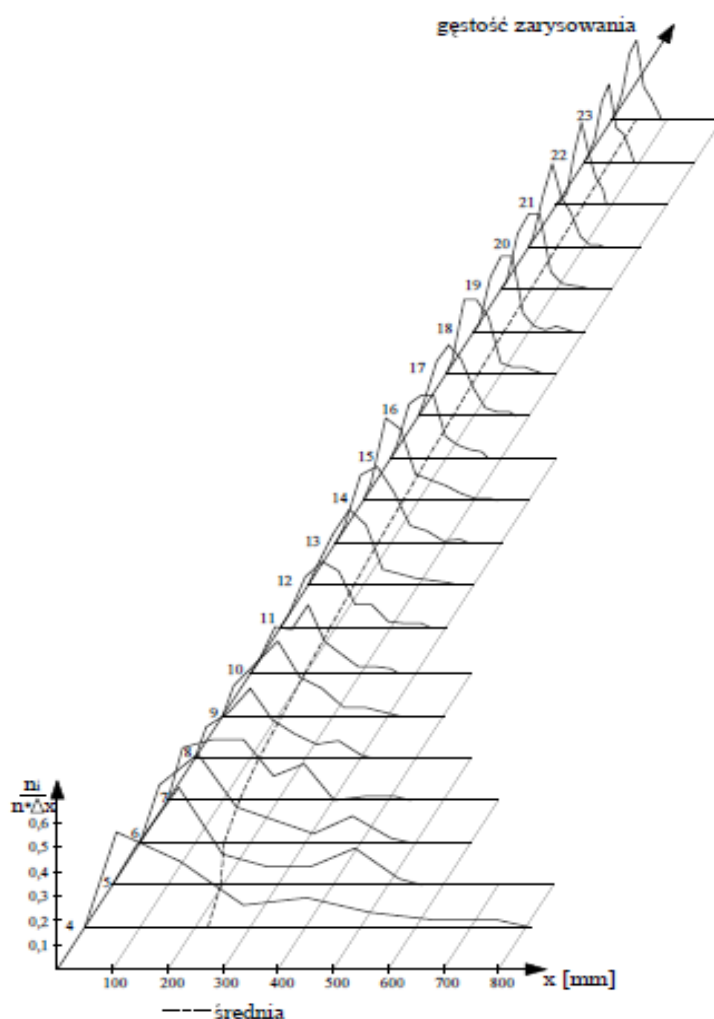
$\Phi(v, M)$  – dystrybuanta zmiennej losowej  $v$  dla momentu  $M_i$ .

## 6. Eksperymentalna funkcja opisująca proces powstawania rys

Analizując wykresy dla poszczególnych belek (przykładowe na rysunkach 11 i 12), zaobserwowano różny przebieg procesu zarysowania, zarówno pod kątem liczby rys, jak i odległości między nimi, a także stwierdzono, że rysy powstają w całym procesie obciążenia, czasem nawet tuż przed zniszczeniem. Wykorzystując uzyskane wyniki odległości między rysami na belkach obciążanych monotonicznie aż do zniszczenia, z odciążeniami i zmiennie cyklicznie oraz niszczonej na skutek zginania i ścinania, podjęto próbę określenia, czy odległości między rysami zależą od sposobu obciążenia oraz przyczyny zniszczenia belek. W celu przeprowadzenia testów statystycznych przygotowano zestawienie odległości dla poszczególnych gęstości zarysowania, z uwzględnieniem różnego sposobu obciążenia oraz różnego sposobu niszczenia. Na podstawie wykonanych testów U Manna-Whitneya oraz Kruskala-Wallisa stwierdzono, że nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, że odległości między rysami nie zależą od sposobu obciążenia oraz odległości między rysami nie

zależą od sposobu zniszczenia. Wykonane testy pozwalają na przyjęcie założenia, że odległości między rysami należą do jednej populacji, niezależnie od sposobu obciążania, a także przyczyny niszczenia. Na tej podstawie, mając dużą liczbę wyników, pozwalającą na prowadzenie analiz statystycznych, podjęto próbę określenia rodzaju funkcji losowej, opisującej proces powstawania rys w belkach żelbetowych na odcinku stałego momentu.

Empiryczny rozkład zmiennej losowej przejrzycie można przedstawić w formie histogramu o rzędnych równych częstości  $\nu_i$  występowania zmiennej losowej w określonych przedziałach albo w postaci wieloboku częstości zbudowanego na takim histogramie. Wyniki odległości między rysami podzielono dla poszczególnych gęstości zarysowania na przedziały potrzebne do utworzenia histogramów. Biorąc pod uwagę wszystkie wyniki gęstości zarysowania (liczby rys przypadających na badany odcinek belki i odległości między nimi w procesie obciążania), opracowano empiryczną funkcję gęstości zarysowania w postaci wieloboku częstości. Otrzymany przebieg empirycznego rozkładu zmiennej losowej przedstawiono na rysunku 16.



Rys. 16. Empiryczna funkcja losowa gęstości zarysowania  
Fig. 16. Empirical random function of crack density

## 7. Podsumowanie

Na wykresie empirycznej funkcji losowej (rys. 16) można zauważyć, że w procesie obciążania zmienia się nie tylko wartość przeciętna gęstości zarysowania, ale również kształty empirycznych funkcji gęstości. Przy małych obciążeniach funkcje gęstości charakteryzuje duża skośność rozkładu, wynikająca ze skupienia wyników poniżej wartości przeciętnej. W miarę wzrostu obciążenia funkcje te stają się dużo bardziej symetryczne. W celu potwierdzenia przypuszczeń o rozkładzie normalnym przeprowadzono test normalności Shapiro-Wilka, który zalecany jest do prób o liczebności mniejszej od 2000. Hipotezę zerową przyjęto następującą –  $H_0$  – rozkład zmiennej jest rozkładem normalnym. Odrzucenie tej hipotezy jest równoznaczne z przyjęciem alternatywnej hipotezy, że rozkład zmiennej nie jest zbliżony do normalnego [18]. Uzyskane wyniki z testów Shapiro-Wilka, stwierdzające, że nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej, można przyjąć dopiero przy gęstości zarysowania odpowiadającej praktycznie niszczeniu elementu. Na podstawie przeprowadzonych rozważań można stwierdzić, że:

- 1) odległości między rysami nie zależą od sposobu obciążenia (obciążenie: monotoniczne, monotoniczne z odciążeniami, zmienne cyklicznie),
- 2) odległości między rysami nie zależą od typu zniszczenia (na zginanie, ścinanie),
- 3) funkcja gęstości zarysowania zmienia się od rozkładu prawoskośnego do rozkładu normalnego. Rozkład normalny funkcja wykazuje dopiero tuż przed zniszczeniem elementu,
- 4) do opisu probabilistycznego gęstości zarysowania niezbędne jest korzystanie z funkcji losowej, a nie z jednego typu rozkładu. Jedynie funkcje losowe, w których zmienną zależną jest funkcja gęstości rozkładu pozwalają uwzględnić zmiany zachodzące podczas obciążania,
- 5) porównując wcześniej wykonane analizy na bazie wyników badania 72 belek żelbetowych [9], można stwierdzić, że mimo dużych zmian w technologii i cechach wytrzymałościowych obecnie stosowanych betonów oraz stali zbrojeniowej do probabilistycznego opisu gęstości zarysowania niezbędne jest korzystanie z funkcji losowej. Należy podkreślić, że obecnie wykonane analizy oparte są na wynikach uzyskanych z systemu optycznego, w sposób bezdotykowy i ciągły.

*Badania wykonano w ramach Projektu Badawczego Rozwojowego NR 04 0007 10 – kierownik Projektu prof. B. Goszczyńska*

## Bibliografia

1. Bukowski B.: Morfologia rys w konstrukcjach żelbetowych i betonowych. „AIL”, zeszyt 4, 1959.
2. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali. PWN, Warszawa 2010.
3. Eimer C.: Z teorii odkształceń elementów zbrojonych. „AIL”, zeszyt 1, 1963.
4. Flaga K., Furtak K.: Wpływ jakości kruszywa na zarysowanie belek żelbetowych. „Archiwum Inżynierii Lądowej”, tom XXVIII, zeszyt 1-2, Warszawa 1982, s. 113-133.
5. Furtak K.: Wpływ skurczu i pęczania betonu na uplastycznienie i zarysowanie strefy rozciąganej belek żelbetowych. „IiB”, nr 8-9, 1982.
6. Furtak K.: Wpływ warunków dojrzewania oraz parametrów cyklu obciążenia na stan zarysowania belek żelbetowych poddanych obciążeniom zmiennym, tom II, Konstrukcje Betonowe, mat. XXXI Konferencji Naukowej, Krynica 1985, s. 85-90.
7. Godycki-Ćwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa 1982.
8. Goszczyńska B., Tworzewska J.: Określenie rysy na potrzeby analizy wyników badania procesu powstawania i rozwoju rys w belkach żelbetowych z zastosowaniem systemu ARAMIS. „Przegląd Budowlany”, zeszyt 12, 2014.
9. Goszczyńska B.: Description of empirical process of crack formation in framework of probabilistic theory. “AIL”, XLVIII, 4, 2002.
10. Goszczyński S., Goszczyńska B.: Losowy proces tworzenia się rys w belkach żelbetowych. „AIL”, zeszyt 3, 1980.
11. Granosik M.: Wpływ rodzaju betonu na rozwój rys w belkach żelbetowych. Praca doktorska, Warszawa 1979.
12. Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. PWN, Warszawa 2012.
13. PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
14. Sekcja Konstrukcji Betonowych KILIW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Praca zbiorowa, DWE, Wrocław 2006.
15. Świątkiewicz A.: Fotogrametria. PWN, Warszawa 1979.
16. Tworzewska J.: Analiza procesu powstawania i rozwoju rys w belkach żelbetowych z zastosowaniem optycznego systemu pomiarowego 3D typu Aramis. Kielce 2019.
17. Tworzewski P., Teodorczyk M., Tworzewska J.: Tracking of Crack Formation in Concrete Using Acoustic Emission Method and Digital Image Correlation. “IOP Conference Series: Materials Science and Engineering”, tom 471, p. 1-10, 2018.
18. Zięba A.: Analiza danych w naukach ścisłych i technice. PWN, Warszawa 2013.



Krzysztof GROMYSZ  
Politechnika Śląska, Gliwice

## PRZYKŁADY WYCHYLEŃ BUDOWLI ORAZ METOD ICH REKTYFIKACJI

**Streszczenie.** Wychylenie z pionu obiektów budowlanych jest zjawiskiem występującym we wszystkich rejonach świata. Najczęstsze przyczyny wychylenia to nierównomierne osiadanie, wynikające z niewystarczającej sztywności nierównomiernie obciążonego podłoża, lub obniżanie terenu wywołane zaciskaniem pustek w gruncie, powstałych na przykład po eksploatacji minerałów. Usuwanie wychyleń może być prowadzone przez obniżanie wyżej położonej części budynku lub podnoszenie części znajdującej się niżej. W pracy dokonano przeglądu przyczyn występowania wychyleń budynków oraz metod ich usuwania.

**Słowa kluczowe:** wychylenie budowli z pionu, rektyfikacja, osiadanie gruntu, obniżenie terenu

## EXAMPLES OF BUILDINGS DEFLECTIONS AND METHODS OF THEIR RECTIFICATION

**Summary.** The deflection of buildings from the vertical is a phenomenon occurring in all regions of the world. The most common reasons for deflection is uneven subsidence resulting from insufficient stiffness of unevenly loaded ground. The other reason is lowering of the train caused by the tightening of voids in the ground, formed, for example, after mineral extraction. Removing deflections can be carried out by lowering the higher part of the building or lifting the lower part. The paper reviews the reasons for the occurrence of building deflections and the methods of removing these deflections.

**Keywords:** deflection of the structure from the vertical, rectification, subsidence of the ground

## 1. Wprowadzenie

Wychylenie z pionu dotyczy wszystkich typów budowli: budynków mieszkalnych [1], obiektów przemysłowych [2], zabytkowych wież murowanych [3], drewnianych [4] i drewniano-murowanych [5], kominów [6], kościołów [7], zbiorników [8], wież transmisyjnych [9], wiaduktów [10], elewatorów na zboże [11], a nawet wznoszonych obecnie budynków wysokościowych [12], podpór mostów [13], pali [14], a także słupów wysokiego napięcia [15] i platform wiertniczych [16].

Wychylenie budowli rozpatruje się najczęściej jako zjawisko zmieniające właściwości techniczne obiektów, w tym właściwości dynamiczne [17, 18] oraz obniżające komfort ich użytkowania [19]. Często zachodzi konieczność uwzględnienia wychylenia jako obciążenia w analizie stanów granicznych użytkowania [20] oraz w stanach granicznych nośności [21, 22], również z uwzględnieniem dodatkowego wyciążenia podłoża [23]. W tym ostatnim przypadku szczególnie istotne są kombinacje obciążeń, uwzględniające wychylenie jako obciążenie stałe i obciążenie sejsmiczne jako zmienne [24, 25]. W szczególnych sytuacjach niezbędna jest ocena nośności granicznej, w której odwzorowuje się mechanizm rzeczywistej utraty nośności [26, 27]. Wychylenie jest zatem przyczyną uszkodzeń obiektów o ścianowej konstrukcji nośnej [28], konstrukcji ramowej [29], zwiększenia ryzyka eksploatacji obiektu, a także katastrof budowlanych [30]. Znaczną część wychylonych z pionu budynków stabilizuje się przez wzmocnienie fundamentów za pomocą wciskanych mikropali [31], pali stalowych [32] lub żelbetowych [33] albo przez wzmocnienie gruntu [34]. W przypadku wychylonych pojedynczych elementów konstrukcji stabilizuje się je w nowym położeniu [35]. Często podejmowana jest decyzja o rozbiórce obiektu. W szczególnych sytuacjach usuwa się wychylenie obiektów (rektyfikacja).

## 2. Przyczyny powstania wychyleń

Najczęstszą przyczyną wychyleń obiektów budowlanych jest nierównomierne osiadanie podłoża gruntowego. Najsłynniejszą i najlepiej udokumentowaną wychyloną budowlą z tego powodu jest dzwonnica katedralna w Pizie (Krzywa Wieża w Pizie), której wysokość wynosi 55 m, średnica 20 m, a odchylenie od pionu jej wierzchołka wynosi ok. 5 m (wychylenie ok. 90 mm/m). W poziomie posadowienia obiektu – 2 m poniżej poziomu terenu [36] – zalega glina piaszczysta. Jednak już 2,4 m poniżej podłoża stanowią nawodnione gliny. Proces wychylania wieży rozpoczął się w czasie budowy w XII wieku, co próbowano na bieżąco korygować, wydłużając wybrane kolumny oraz nadbudowując ostatnią kondygnację w pozycji pionowej. Innym, cennym wychylonym zabytkiem, mierzącym 98,6 m, była

dzwonnica bazyliki św. Marka w Wenecji zbudowana między wiekami IX a XII. Obiekt posadowiono na ściśliwych osadowych gruntach laguny. Mimo wielokrotnych prób ratowania 14 lipca 1902 roku dzwonnica uległa zawaleniu [37] (w latach 1903-1912 odbudowano obiekt i istnieje do dzisiaj). Do równie znanych wychylonych obiektów we Włoszech należą mieszkalne wieże Asinelli i Garisenda w Bolonii [38]. Odchylenie od pionu tej pierwszej, o wysokości 97 m wynosi ok. 2,23 m (ok. 23 mm/m). Wieża Garisenda wykazywała wychylenie od czasów jej powstania – obiekt istnieje do dzisiaj dzięki zmniejszeniu jej wysokości (w 1353 r.) z 60 m do 48 m.

Lista wychylonych wież murowanych jest bardzo długa. Do znanych tego typu obiektów w Europie należą Wieża Kościelna wysokości 56 m w Bad Frankenhausen [39], wzniesiona w 1362 r., i odchylna od pionu 4,93 m (wychylenie 88 mm/m), Krzywa Wieża w Suurhusen, pochodząca z 1450 r. [40] (27,4 m wysokości, odchylenie wierzchołka 5,430 m, wychylenie 198 mm/m) czy też wieża kościoła Oude Kerk w Delft z połowy XIV w (75 m wysokości, ok. 2 m odchylenia). Najbardziej znanymi murowanymi zabytkami wychylonymi w Polsce jest średniowieczna Krzywa Wieża w Ząbkowicach Śląskich, której odchylenie od pionu w poziomie blanków na wysokości 34 m wynosi 2,14 m (63 mm/m) oraz pochodząca z XIII w. baszta obronna w Toruniu wysokości 15 m i odchylna od pionu o 1,46 m (97 mm/m).

Przykładami wychylonych wież poza Europą są Krzywa Wieża w Nevyansk w Rosji wzniesiona w XVIII w., obniżająca się co roku o 0,9 mm [41] (wysokość 57,5 m, odchylenie ok. 1,85 m, wychylenie ok. 32 mm/m), pagoda w Tianma Mountain będąca o 100 lat starszą od Krzywej Wieży w Pizie i wychyloną od niej o jeden stopień więcej [42], a także licząca ponad 1000 lat Yunyan Pagoda [43] (wysokość 47 m, odchylenie od pionu 2,32 m, wychylenie 49 mm/m). Za najbardziej wychyloną pagodę uważana była licząca ok. 1000 lat Dinglin Temple, której wychylenie przed częściową rektyfikacją, przeprowadzoną w 2003 r., wynosiło 140 mm/m [44]. Wychylenie tej ostatniej budowli było wywołane trzema przyczynami: posadowieniem na odkształcalnych glinach ilastych o różnej miąższości na rzucie budynku, nachyleniem warstw skał, na których zalega glina (poślizg) oraz migracją wody, wywołującą zmiany charakterystyk mechanicznych warstw gliny.

Znacznych wychyleń doznają także konstrukcje współczesne [45], co więcej wychylenie jest przyczyną ich katastrof. Na przykład w 1914 r. wystąpiła katastrofa żelbetowych silosów na zboże znajdujących się w miejscowości Transkona w Kanadzie [46]. Polegała ona na wychyleniu się obiektu podczas pierwszego napełniania zbożem z pionu o ponad 26 stopni 53 minuty (obiekt napełniono w 87,5%). Obciążenie gruntu przy maksymalnym obciążeniu oszacowano na nie większe niż 300 kPa. Obiekt w Transkona, wzniesiony w latach 1911-1913, zawierał pięć rzędów silosów po 13 sztuk o całkowitej objętości 36 000 m<sup>3</sup>. Był posadowiony na głębokości 3,66 m, na płycie żelbetowej o rzucie 23,50 m × 59,50 m. Do głębokości 1,5 m poniżej poziomu posadowienia znajdowała się glina w stanie zwartym, a poniżej do głębokości 12,06 m podłoże stanowiły odkształcalne, niejednorodne warstwy

glin ze znaczną zawartością substancji organicznej (silty clay). W podobnych warunkach zostały posadowione zbiorniki na zboże wybudowane w 1954 r. w Fargo w Dakocie Północnej [47]. Obiekt cechował się prostokątnym rzutem 66,4 m × 15,8 m o wysokości 38,3 m. Do głębokości 4,15 m zalegały gliny ze znaczną zawartością substancji organicznej, poniżej, do głębokości 6,3 m, podłoże stanowiła warstwa sypkiego piasku, a pod nią, do głębokości rozpoznania (30 m), glina w stanie twardoplastycznym. W 1954 r. przy pierwszej próbie całkowitego napełnienia zbiorników obiekt uległ znacznemu wychyleniu. Wykazano [47], że utrata stateczności tego obiektu posadowionego na podatnym podłożu nastąpiła po wywołaniu pod płytą fundamentową naprężeń o wartości 228 kPa.

Dobrze rozpoznany przypadkiem wychylenia spowodowanego warunkami gruntowymi jest 10-kondygnacyjny mieszkalny budynek przy ul. Głębokiej 21 w Lublinie [48], którego odchylenie się od pionu zauważono wkrótce po zasiedleniu w 1962 r. Pod fundamentami znajdują się zapadowe twardoplastyczne pyły lessowe, z tym że pod częścią północną zalegają one już bezpośrednio pod ławami, a w części południowej – 6 m poniżej poziomu posadowienia. Grunty te uważa się za dobre podłoże w przypadku gdy nie są nawodnione. Tymczasem ulica Głęboka jest często zalewana wodą opadową. W 2009 r. wychylenie budynku wynosiło średnio 12,5 mm/m w kierunku południowo-zachodnim. W 2011 r. nastąpiła awaria wodociągu znajdującego się po stronie północnej budynku. Pomiar wychylenia budynku przeprowadzone po tej awarii wykazały znaczne wyhamowanie odchylenia się budynku od pionu. Skutki awarii wodociągowej (zmiana wychylenia oraz zmiana szerokości rys) zobrazowały charakter lessowego podłoża, wrażliwego na zmiany wilgotności i paradoksalnie, jej wystąpienie przyczyniło się do zmniejszenia wychylenia budynku.

Trzęsienia ziemi wpływają na parametry gruntów, głównie nawodnionych, powodując zmianę ich stanu (upłynnianie), co jest przyczyną trwałych wychyleń budowli [49, 50, 51]. Ponadto kinematyczne wymuszenie trzęsieniem ziemi, oprócz składowych pionowych i poziomych, ma również składową zmiany nachylenia terenu [52]. Za obiekty najbardziej narażone wychyleniem wskutek trzęsień ziemi uznaje się budynki zabytkowe. Na przykład badania starożytnych ruin Odessos pozwoliły na wyróżnienie uszkodzeń, w tym wychyleń obiektów, spowodowanych przez kolejne trzęsienia występujące na przestrzeni dziejów [53]. Jako przykład obiektu wychylonego wskutek trzęsień ziemi można podać, pochodzącą z 1646 r., wieżę kościoła San Benedetto (Ferrary) o wysokości 55 m. Jej wychylenie powiększało się rocznie o 3,5 mm. Po trzęsieniu ziemi w 2012 r. wystąpił nagły przyrost odchylenia o 22 mm, przy czym roczny przyrost odchylenia zmalał do 0,5 mm na rok [54]. Wychyleniu z pionu wskutek trzęsień ziemi doznają także budynki o współczesnej konstrukcji. Przykładem może być tu 12-kondygnacyjny budynek mieszkalny z 1968 r. znajdujący się w miejscowości Ruse (Bułgaria), posadowiony na gruntach lessowych, który w wyniku trzęsienia ziemi z 1977 r. odchylił się od pionu o ok. 1m. Wpływ podłoża gruntowego na wychylenie obiektów obciążonych trzęsieniem ziemi jest bardzo

zróżnicowany. Z jednej strony, jak wspomniano powyżej, występuje zjawisko upłynniania się gruntu w wyniku trzęsień ziemi. Przykładowo 63% budynków, które uległy zawaleniu podczas trzęsienia ziemi w Meksyku w 2017 r. było związanych z odkształceniami gruntu [55]. Z drugiej miękkie wilgotne grunty pod wychylonymi obiektami amortyzują drgania podłoża [56] zaś nie powodując ich uszkodzeń. Wspomniana wyżej wieża w Pizie, posadowiona na nawodnionych gruntach, przetrwała pięć silnych trzęsień ziemi bez istotnych uszkodzeń. Generalnie w przypadku obiektów wysokich obciążonych wstrząsem największy wpływ wychylenia na wzrost sił wewnętrznych występuje w dolnej części konstrukcji [57]. Ponadto większych trwałych wychyleń wskutek trzęsień ziemi doznają budynki posadowione płycej oraz przekazujące większe naprężenia na podłoże [49].

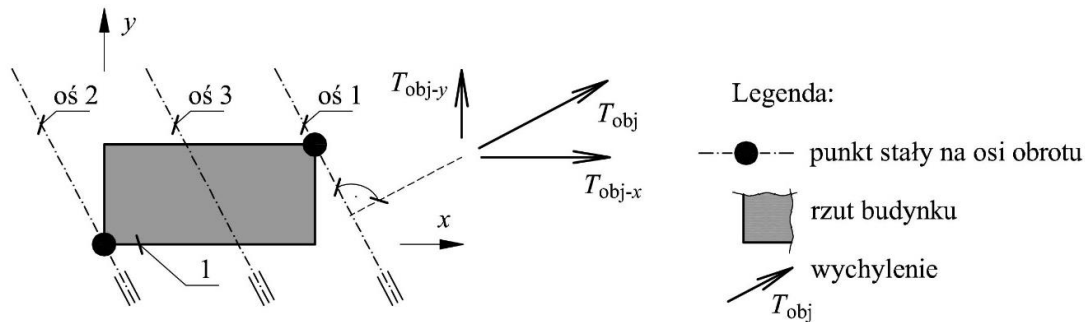
Przyczyną wychylania się budowli może być również pobór wody z niewielkich głębokości [58], a także z głębokich podziemnych zbiorników wód [59]. Wskutek tego wychyleniu uległa pochodząca z 1070 r. wieża dzwonnicy o wysokości 42 m w Caorle w Wenecji [60]. Pod fundamentem tej wieży zalegają utwory holoceni (namuły rzeczne) a pod nimi do 10-12 m utwory plejstoceni (czwartorzędowe piaski, gliny o znacznym udziale części organicznych). Od połowy XX wieku do 1980 r. pobierano spod niej duże ilości wody do celów rolniczych i przemysłowych. Spowodowało to odchylenie wierzchołka dzwonnicy o ok. 1,0 m (24 mm/m). Po zakończeniu poboru wody wieża nie zwiększała już swojego wychylenia.

Przyczyną wychyleń obiektów są często niepoprawnie zaprojektowane prace ziemne w sąsiedztwie istniejących budynków. Na przykład zmiana stosunków wodnych pociągnęła za sobą pogorszenie warunków pracy drewnianych pali, na których posadowione są zabytkowe budowle, co spowodowało ich nierównomierne osiadanie [61]. Do niespodziewanej intensyfikacji obniżen terenu podczas wykonywania tuneli prowadzi obecność starej infrastruktury podziemnej [62]. Częstą przyczyną wychylenia całych budowli lub tylko ich fragmentów jest posadowienie na gruntach nasypowych [63, 64]. Jako przyczynę wychyleń obiektów zlokalizowanych w niekorzystnych warunkach geotechnicznych wskazuje się często posadowienie na różnych poziomach, co w odniesieniu do zbiornika na wodę opisano w [65], a w odniesieniu do budynków w [66].

W literaturze znajduje się znaczna liczba informacji o wpływie podziemnej eksploatacji minerałów na wychylenia obiektów [67, 68, 69]. Wychylenie może być również wywołane równoczesnym oddziaływaniem wpływów górniczych i niekorzystnych warunków geotechnicznych, co w odniesieniu do kamienicy pochodzącej z końca XIX w. wykazano w [70].

### 3. Metody usuwania wychyleń

Traktując usuwanie wychylenia (rektyfikację) jako obrót bryły budynku względem osi poziomej, można wyróżnić trzy metody usuwania wychyleń budowli. Pierwsza polega na obniżaniu wyżej położonej części obiektu. Wówczas oś obrotu znajduje się przy krawędzi położonej niżej (oś 1 na rys 3.1). Druga polega na podniesieniu części obiektu znajdującej się niżej i wówczas oś obrotu znajduje się przy krawędzi położonej wyżej (oś 2).



Rys. 1. Usuwanie wychyleń jako obrót obiektu względem osi prostopadłej do kierunku wychylenia wypadkowego

Fig. 1. Removal of tilts as the rotation of the object relative to the axis perpendicular to the direction of the resultant tilt

Trzecia metoda polega na równoczesnym obniżaniu części położonej wyżej i podnoszeniu części położonej wyżej. W takiej sytuacji oś obrotu znajduje się na rzucie budynku (oś 3). Niezależnie od metody rektyfikacji oś obrotu jest prostopadła do kierunku wychylenia wypadkowego. Istnieje wiele sposobów realizacji każdej z tych metod [71]. Obniżanie można osiągnąć przez usuwanie gruntu spod budynku (odwiarty poziome [72], pionowe [73], ukośne [74]) lub zmianę właściwości gruntu, na przykład przez zwiększenie wilgotności gruntów lessowych [75].

Podnoszenie obiektów można realizować przez wtlaczanie w grunt zaczynu zwiększającego jego objętość [76] lub przez podnoszenie za pomocą siłowników [75]. Metody pośrednie stanowią zwykle kombinacje dwóch sposobów opisanych powyżej. Dobór metody i sposób jej realizacji zależy od konstrukcji budynku, rodzaju gruntu i posadowienia, dostępności miejsca, a także przyczyn wystąpienia wychylenia. Stąd każdy przypadek rektyfikacji jest szczególny. Nie wszystkie opracowane teoretycznie sposoby udało się wdrożyć oraz nie każdy wdrażany sposób okazał się skuteczny. Częściowe usunięcie wychylenia lub ustabilizowanie istniejącego uznawane było za osiągnięcie celu [44, 77]. Wiele przedsięwzięć polegających na ingerencji w warunki posadowienia zostało przerwanych jako nieprzynoszące oczekiwanych rezultatów.

### 3.1. Rektyfikacja przez obniżanie wyżej położonej części budynku

Jedną z pierwszych rektyfikacji opisanych w literaturze jest usunięcie w 1832 r. wychylenia wieży o kwadratowym rzucie o długości boku 9,8 m i wysokości 29,3 m znajdującej się w Wybunbury w Anglii. Odchylenie od pionu wieży o masie 1500 ton wynosiło 1,56 m (53 mm/m). Po odsłonięciu fundamentów wykonano rzędy otworów pod częścią budynku znajdującą się wyżej, co spowodowało obniżenie tej części aż do przyjęcia przez obiekt pionowego położenia [78]. W podobny sposób usunięto w 1866 r. wychylenie wieży kościoła znajdującego się w miejscowości Nijland w Holandii [79], gdzie odchylenie obiektu od pionu wynosiło 1,53 m. W pierwszej kolejności wieża została oddylatowana od budynku kościoła, a następnie na zewnątrz i wewnątrz wieży wykonano wykop poniżej poziomu posadowienia. W odsłoniętej bryle gruntu, znajdującej się bezpośrednio pod fundamentem, wiercono otwory średnicy 25 mm i 36 mm, nawadniając równocześnie grunt. Pod wpływem własnego ciężaru wyżej położona część obiektu obniżyła się.

Bardzo dobrze udokumentowanym i przebadanym procesem jest rektyfikacja Krzywej Wieży w Pizie [80]. Wieża przechodziła kilka remontów i bezskutecznych prób zatrzymania wychylania, między innymi obciążano powierzchnię gruntu po stronie znajdującej się wyżej. Dopiero remont przeprowadzony w latach 1990-2001 polegający na usunięciu otworami 44,61 m<sup>3</sup> gruntu po stronie południowej, tj. przeciwnej do wychylenia, spowodowało zmniejszenie wychylenia z 5<sup>0</sup> do 4<sup>0</sup>, a wzmocnienie gruntu za pomocą 30 mikropali długości 6,5 m i średnicy 0,25 m ustabilizowało wieżę w nowym położeniu.

W podobny sposób przeprowadzono rektyfikację wychylonej 140 mm/m w kierunku północnym pagody Dinglin Temple. W przypadku tego obiektu, zachodziła obawa, że może nastąpić poślizg warstw gliny, na których spoczywał obiekt, względem znajdujących się poniżej nachylonych warstw skalnych [44]. W związku z tym najpierw wykonano pionową palisadę z pali żelbetowych wokół obiektu, następnie wzmocniono grunt po północnej stronie pagody przez wykonanie kilkudziesięciu otworów pionowych i ukośnych oraz wypełnienie ich zaczynem cementowym. Ostatecznie spod wyżej położonej po południowej stronie obiektu usuwano grunt za pomocą odwiertów prowadzonych ze specjalnie wykonanych studni oraz iniektowano otwory wodą, w celu zmniejszenia nośności gruntu.

W pracy [81] przedstawiono sytuację budynku znajdującego się w odległości 12,9 m od krawędzi nowo wykonanego wykopu o głębokości 10,35 m, który spowodował odwodnienie gruntu. Proces usuwania wychylenia przeprowadzono w kilku etapach. W pierwszej kolejności, w sąsiedztwie budynku wykonano studnie i wypełniono je wodą, w celu przywrócenia poprzedniego poziomu wody gruntowej. Następnie w sąsiedztwie budynku wykonano ścianę z pali, w celu ograniczania odkształceń gruntu, a z istniejącego wykopu wykonano ukośne otwory pod fundamenty budynku, przez które podano iniekt z zaczynu cementowego i szkła wodnego, powodując zwiększanie objętości gruntu i przemieszczanie niżej położonej części budynku ku górze.

W przypadku budynku mieszkalnego wychylonego do 16,9%, posadowionego na palach na terenie zasypanego stawu zastosowano inną technologię [82]. Po stronie obiektu znajdującej się wyżej obniżono poziom zwierciadła wody gruntowej przez wykonanie wykopu. Następnie wycięto fragmenty pali fundamentowych, co doprowadziło do obniżenia części obiektu znajdującej się wyżej i zmniejszenia wychylenia do 3%.

W przypadku budynku 7-kondygnacyjnego o wysokości 20,3 m, posadowionego na palach średnicy 0,58 m i długości 19 m wychylenie nastąpiło wskutek zmiany stosunków wodnych [83]. Poziom wody gruntowej, który znajdował się na głębokości 3,5 m, został obniżony o 10 m w trakcie realizacji sąsiedniego budynku o wysokości 78 m z dwoma kondygnacjami podziemnymi i posadowionego na głębokości 8,75 m. W celu usunięcia wychylenia, po stronie budynku znajdującej się wyżej wykonano 10 studni odwadniających średnicy 0,80 m, a od strony budynku wysokości 78 m zabudowano ściankę szczelną. Studnie odwadniające wyposażone były w warstwy uniemożliwiające ich zanieczyszczenie oraz instalacje umożliwiające wypompowywanie wody. Odpompowanie wody ze studni spowodowało obniżenie się części budynku znajdującej się wyżej.

Ciekawym przypadkiem jest budynek o regularnym rzucie, który można wpisać w prostokąt o wymiarach 11,6 m × 16,0 m, o wysokości 2,5 kondygnacji, który został posadowiony na ławach fundamentowych szerokości 0,8 m na wilgotnych mulistych glinach (zawartość wody 32,4-43,7%) [32]. Niepoprawnie dobrane posadowienie obiektu spowodowało, że budynek wkrótce po ukończeniu budowy wychylił się 11‰ na północ. W celu usunięcia tego wychylenia najpierw wzmocniono grunt po stronie północnej stosując iniekcję z krzemianu sodu i cementu portlandzkiego. Natomiast po stronie południowej wykonywano otwory o średnicy 130 mm i długości 6 m, poprowadzone pod kątem 75° co 1,1 m. Po zakończonej rektyfikacji otwory wypełniono piaskiem i zalecono wykonanie pod budynkiem pali fundamentowych.

Nieco inaczej przeprowadzono rektyfikację nowo wybudowanego budynku mieszkalnego o 9 kondygnacjach, posadowionego na sztywnej płycie żelbetowej [84]. Wychylenie powstało ze względu zróżnicowania charakterystyk gruntu zalegającego pod budynkiem. Po stronie, która mniej osiadła wykonano studnie, z których otworami o średnicy 150 mm usunięto część gruntu i pod ciśnieniem wstrzyknięto wodę. Po doprowadzeniu budynku do pionu wzmocniono grunt palami prefabrykowanymi o kwadratowym przekroju 300 × 300 mm i długości 9,5 m.

Szczególnym gruntem budowlanym są utwory lessowe, które w stanie suchym są zwięzłe i z tego powodu mogą być uważane za dobre podłoże budowlane. Odnotowuje się jednakże liczne przypadki wychyleń budynków posadowionych na takich gruntach. Usuwanie wychyleń budynków posadowionych na utworach lessowych prowadzi się często przez nawadnianie gruntu przez wykonane uprzednio otwory. Taką metodą wyprostowano na terenie Ukrainy, oprócz dziesiątek budynków mieszkalnych, między innymi zbiornik gazowy wydziału tlenowni huty Dniepropietrowskiej [85]. Jest to zbiornik stalowy o wysokości 26 m



i średnicy 28 m, posadowiony na okrągłym fundamencie płytowym o średnicy 30 m. Podczas jego prostowania z wykopu wiercono poziome otwory o średnicy 190 mm, przy wachlarzowym ich rozmieszczeniu. Podobną metodę zastosowano przy usuwaniu wychylenia czterech kominów o wysokości od 30 do 60 m. Wszystkie obiekty rektyfikowano bez wyłączania ich z ruchu, nie obserwując pogorszenia się ich stanu technicznego. Metodę tę zastosowano także w odniesieniu do 9-kondygnacyjnej kamienicy, posadowionej na lessach, gdzie otwory, przez które nawadniano grunt podczas rektyfikacji znajdowały się zarówno na zewnątrz budynku, jak i w jego wnętrzu [86].

Odmienny sposób rektyfikacji przyjęto w odniesieniu do wysokiego budynku mieszkalnego o 27 kondygnacjach naziemnych i jednej piwnicznej o masie 15342 ton. Obiekt w czasie budowy wychylił się 6,71‰ w kierunku północnym i 2,8‰ w kierunku zachodnim [87]. Przyczyną wychylenia się budynku było słabe podłoże zbudowane z gliny ilastej i zmiany dokonane w czasie budowy w rzucie poziomym i w głębokości wykopów. Ponieważ wychylenie ciągle się powiększało, więc w pierwszej kolejności wzmocniono fundamenty po stronie większego osiadania za pomocą wysokociśnieniowej iniekcji. W celu ograniczenia wychylenia, po stronie budynku znajdującej się wyżej, wykopano rów, którym odprowadzono wody wypełniające pory, zmniejszając w ten sposób poziome naprężenie w gruncie i dopuszczając do jego odkształceń. Spowodowało to, że budynek pod wpływem ciężaru własnego zmniejszył wychylenie do 2‰, co uznano za satysfakcjonujący efekt.

Jeszcze inne działania zmierzające do zmniejszenia wychylenia i zatrzymania jego dalszego pogłębiania się zastosowano w odniesieniu do katedry Metropolitalnej i stojącego przy niej kościoła Sagrario w mieście Mexico [88]. Katedrę Metropolitalną o wymiarach rzutu 120 m × 60 m wybudowano w latach 1573-1813 na gruncie wzmocnionym drewnianymi palami o długościach od 2,2 m do 4,0 m i średnicach od 0,20 m do 0,25 m. Natomiast kościół Sagrario powstał w 1769 r. częściowo na ruinach dawnej piramidy a częściowo na palach drewnianych. Nierównomierne osiadanie budynków wywołane było kilkoma przyczynami: posadowieniem części budowli na młodych geologicznie gruntach powstałych z pyłów wulkanicznych na terenie dawnego jeziora, poborem wody ze studni głębinowych do połowy XIX wieku oraz trzęsieniem ziemi, które miało miejsce w 1985 r. Nierównomierne osiadanie katedry w 1989 r. wynosiło 2,9 m, a kościoła 0,7 m i ciągle się powiększało. Z analiz intensywności wychyleń oraz nieskuteczności dotychczasowych zabiegów (między innymi w 1976 r. katedrę podparto 387 ostrogami, a kościół 129) wynikało, że w 2050 r. może dojść do zawalenia się budynków. Po wielu analizach wykonano 32 tunele o średnicy 3 m długości od 6 m do 22 m na całej powierzchni rzutu katedry i kościoła oraz wydrążono szereg szybów o głębokości 20 m, którymi odpompowywano wodę w czasie prac technicznych. Od sierpnia 1993 r. do czerwca 1998 r. otworami wiertniczymi wydobyto 4200 m<sup>3</sup> gruntu, zmniejszając różnicę osiadania katedry o 0,92 mm. W czasie pracy powstały niewielkie spękania części sklepień. Po przeprowadzonej rektyfikacji wzmocniono podłoże, wykonując iniekcję.

Rektyfikację przez usuwanie gruntu spod wyżej położonej części budynków za pomocą odwiertów zastosowano również w Polsce, w Raciborzu, w przypadku dwóch jedenastokondygnacyjnych budynków o rzucie  $12,6 \times 23,6$  m [72]. Budynki o konstrukcji prefabrykowanej (ściany nośne wykonane z elementów kanałowych typu „Żerań” grubości 240 i 380 mm, stropy z płyt kanałowych rozpiętości 2,4 oraz 4,8 i 6,0 m) były posadowione na fundamentach płytowych grubości 0,7 m, pod którymi wykonano częściową wymianę gruntu (podsypka piaskowa grubości 1,5 m). Przyczyną wychylenia budynków były znajdujące się poniżej namuły zmiennej grubości. Grunt spod budynku usuwano, wykonując otwory wiertnicze średnicy 150 mm i długościach do 13 m. W pierwszym etapie wykonywano otwory bez orurowania, bezpośrednio pod płytą fundamentową, a następnie otwory orurowane na głębokości 0,6 m pod płytą fundamentową. Spod każdego z fundamentów wydobyto około  $25 \text{ m}^3$  gruntu, co spowodowało obrót budynków o około 10 mm/m. Po dokonaniu rektyfikacji budynki zostały ustabilizowane odcinkowymi palami MEGA, które przekazały obciążenie na warstwę nośnego podłoża, zalegającą poniżej namułów.

Metody polegające na usuwaniu gruntu spod wyżej położonej części budynku były również przedmiotem badań w warunkach laboratoryjnych oraz analiz obliczeniowych. Redystrybucję odkształceń gruntu wokół otworów o średnicach 200 mm, znajdujących się w zmiennym rozstawie wynoszącym 400, 600 i 800 mm, przy obciążeniu o różnych wartościach badano w skrzyni o wymiarach  $3,0 \times 3,0 \times 2,5$  m wypełnionej gruntem [89]. Wyróżniono trzy różne sposoby utraty nośności przez grunt i stwierdzono, że dla celów rektyfikacji najkorzystniejsze jest, aby odległość między otworami wynosiła od dwóch do trzech średnic.

Analizy obliczeniowe polegające na badaniu osiowo i mimośrodowo obciążonej sztywnej płyty fundamentowej o długości 12 m (model 2D) pozwoliły na wskazanie stref, w których należy obniżyć właściwości mechaniczne gruntu, w celu przywrócenia obiektowi posadowionemu na płycie pionowego położenia. Z kolei badania odkształceń gruntu pod budynkiem w rejonie wywierconych otworów (model 2D, sprężysto-plastyczny model gruntu) wykazują, że największą efektywność obniżen uzyskuje się przy odległości między otworami wynoszącej dwukrotną średnicę otworu. Ponadto wykazano, że obniżenie części budynku położonej wyżej można osiągnąć przez odsłonięcie gruntu znajdującego się poniżej fundamentu [90]. Analityczne rozważania modelu budynku posadowionego na sprężystym podłożu były podstawą zaproponowania uproszczonej metody obliczeń usuwania wychyleń budynków przez osłabienie podłoża otworami poziomymi i ukośnymi wykonywanymi z wykopu [91].

### 3.2. Rektyfikacja przez podnoszenie wyżej położonej części budynku

Druga metoda rektyfikacji polega na podnoszeniu części budynku znajdującej się wyżej. Można wyróżnić tu dwa sposoby, tj. iniekcję oraz podnoszenie budynków za pomocą siłowników.

Iniekcja polega na tłoczeniu do podłoża pod znacznym ciśnieniem medium o dużej zdolności penetracji i właściwościach wiążących. Sposób został zastosowany z pozytywnym skutkiem na terenie Katowic. Przez tłoczenie zaczynu cementowego pod ciśnieniem około 0,8 MPa powstrzymano wychylanie się oraz częściowo wyprostowano dwa sąsiadujące ze sobą wielokondygnacyjne segmenty (7 i 9 kondygnacji) [76]. Podobny sposób rektyfikacji zastosowano w przypadku mieszkalnego wieżowca w Berlinie [71], gdzie ze studni zlokalizowanej w pobliżu rektyfikowanego obiektu wykonano układ poziomych rur iniekcyjnych. Rurami tymi pompowano zaczyn cementowy pod ciśnieniem, co umożliwiło iniekcję we właściwych miejscach pod fundamentem.

Od połowy lat 90. XX w. w Polsce wdrażana jest rektyfikacja wychylonych budynków polegająca na podnoszeniu części nadziemnej za pomocą siłowników [92]. Wraz z rozwojem metody znajduje ona zastosowanie w odniesieniu do budowli o co raz większej masie i złożonych rozwiązanych konstrukcyjnych. Polega ona na zabudowie w ścianach lub słupach najniższej kondygnacji siłowników, podzieleniu obiektu na dwie części (pozostającą w gruncie i podnoszoną) oraz na nierównomiernym podnoszeniu tej ostatniej. Częścią pozostającą w gruncie są najczęściej fundamenty, ściany fundamentowe lub fragmenty ścian piwnicznych posadowione na fundamentach. Występują jednak sytuacje szczególne, gdy podnoszony jest obiekt włącznie z fundamentami, wówczas częścią pozostającą w gruncie są elementy wykonane w celu zapewnienia przejścia reakcji z siłowników [93].

W praktyce znalazły zastosowanie dwa typy siłowników hydraulicznych: membranowe i tłokowe. Siłowniki membranowe stanowią element w kształcie dysku wykonany z blachy ukształtowany w taki sposób, że po podaniu do niego oleju pod ciśnieniem zwiększa on swoją wysokość [94]. Siłowniki w tym sposobie stanowią wypełniane olejem membrany o początkowej wysokości równej 60 mm i średnicy 520 mm. Specjalnie dobrany kształt podnośnika sprawia, że po wypełnieniu olejem zwiększa on swoją wysokość o 60 mm.

### 3.3. Pośrednie metody rektyfikacji

Przykładem metody pośredniej jest sposób opisany w literaturze jako dźwignia jednostronna [46]. W celu wyprostowania budynku wzmocniono skrzynię fundamentową oraz dobudowano do niej wspornik. Pod wspornikiem wprowadzono pale Wolfsholza, a następnie podnośnikami hydraulicznymi, opartymi na tych palach i oddziałującymi na dobudowany do fundamentu wspornik, podnoszono część fundamentu, która więcej osiadła. W tym celu zainstalowano sześć siłowników, każdy o nośności 2000 kN. Dzięki pracy siłowników, a także podkopaniu części budynku, która cechowała się mniejszym osiadaniem, maksymalne

osiadanie zmniejszyło się o 30 mm, natomiast osiadanie krawędzi przeciwnej zwiększyło się o 130 mm. Zatem różnica osiadań po wyprostowaniu wynosiła tylko 50 mm. Opisany sposób nadaje się do stosowania tylko wówczas, gdy kierunek pochylenia budynku jest równoległy do jego układu konstrukcyjnego, a warstwa nośna gruntu nie zalega zbyt głęboko.

Do pośredniej metody rektyfikacji należy też zaliczyć usuwanie wychylenia w sytuacji, gdy działa się poziomą siłą na głowicę pała fundamentowego [95].

Na zakończenie przeglądu metod rektyfikacji należy wspomnieć o rektyfikacjach obejmujących tylko elementy budynków. W celu usunięcia przemieszczeń ścian powstałych wskutek odkształceń drugiego rzędu, wywołanych łącznym oddziaływaniem ciężaru przekazywanego z dachu i poziomych sił z mieczy, prowadzi się rektyfikacje ścian szczytowych zabytkowych baraków znajdujących się na terenie dawnego obozu Auschwitz II Birkenau. Prace polegają na wykonaniu na zewnątrz obiektów stalowych konstrukcji oporowych, zamontowaniu między konstrukcją a ścianą siłowników i oddziaływaniu za ich pomocą na ścianę [96]. Prowadzi to do poziomych przemieszczeń ścian i powrotu ich w pierwotne położenie. W tym przypadku podczas rektyfikacji ściana zmienia się w mechanizm, w związku z tym wartości sił przekazywanych na ścianę nie wynikają ze sprężystej reakcji układu, lecz z pracy wykonywanej na obrotach w nowo powstałych przegubach. Zatem wartości sił, jakimi oddziałuje się prostopadle na ścianę nie zmieniają się istotnie wraz ze zwiększaniem odkształcenia ściany. Po przeprowadzonej rektyfikacji spoiny są uzupełnianie, a ściana przykottwiana do ścian podłużnych.

#### **4. Podsumowanie**

Wychylenie z pionu obiektów budowlanych jest zjawiskiem występującym we wszystkich rejonach świata i dotyczy wszystkich rodzajów budowli. Najczęstszą przyczyną wychylenia jest nierównomierne osiadanie podłoża, wynikające ze zmiany objętości gruntu lub obniżanie trenu wywołane zaciskaniem pustek w gruncie, powstałych na przykład po eksploatacji minerałów. Usuwanie wychyleń może być prowadzone przez obniżanie wyżej położonej części budynku lub podnoszenie części znajdującej się niżej. Skuteczność metody polegającej na usuwaniu gruntu spod wyżej położonej części obiektu jest ograniczona do gruntów spoistych, cechujących się małą nośnością

Obecnie najbardziej efektywnym rozwiązaniem jest stosowanie do rektyfikacji tłokowych siłowników hydraulicznych. Jednakże w sytuacji, gdy wychylenie obiektu jest wywołane osiadaniem gruntu o zbyt małej nośności, należy wzmocnić grunt przed przystąpieniem do nierównomiernego podnoszenia.

## Bibliografia

1. M. Kijanka and M. Kowalska, 'Inclined Buildings – Some Reasons and Solutions', *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 245, p. 022052, Oct. 2017, DOI: 10.1088/1757-899X/245/2/022052.
2. M. Dudek, J. Rusek, K. Tajduś, L. Słowik, 'Analysis of steel industrial portal frame building subjected to loads resulting from land surface uplift following the closure of underground mine', *Archives of Civil Engineering*, vol. LXVII, no. 3, pp. 283–298, 2021, DOI: 10.24425/ace.2021.138056.
3. G. Macchi, 'Stabilization of the Leaning Tower of Pisa', in *Structures Congress 2005*, New York, New York, United States: American Society of Civil Engineers, Apr. 2005, pp. 1–11. DOI: 10.1061/40753(171)152.
4. K. Gromysz, 'Revitalisation of a Vertically Deflected Historical 16th Century Bell Tower', *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 471, p. 052025, Feb. 2019, DOI: 10.1088/1757-899X/471/5/052025.
5. X. Zhang, R. Shan, M. Lu, 'Rectification of jacking method for brick-wooden buildings in deformation analysis with CFST reinforcement', *Struct Design Tall Spec Build*, vol. 27, no. 3, p. e1439, Feb. 2018, DOI: 10.1002/tal.1439.
6. O. Kaszowska, P. Gruchlik, W. Mika, 'Industrial chimney monitoring - contemporary methods', *E3S Web of Conf.*, vol. 36, p. 01005, 2018, DOI: 10.1051/e3sconf/20183601005.
7. J. Białek, K. Gromysz, R. Mielimąka, J. Orwat, 'Analiza możliwości eksploatacji w filarze ochronnym zabytkowego kościoła drewnianego w Jankowicach', *Budownictwo Górnicze i Tunelowe*, no. 1, pp. 15–23, 2015.
8. K. Gromysz, 'Analysis of Parameters of a Rectified Tank on the Basis of In-Situ Tests', *Materials*, vol. 14, no. 14, p. 3881, Jul. 2021, DOI: 10.3390/ma14143881.
9. Y. Liu and Z. Liu, 'Study on stabilization and rectification technology for inclined transmission tower', *Rock and Soil Mechanics*, vol. 29, no. 1, p. 173–176, 2008.
10. K. Gromysz, J. Gromysz, 'Zachowanie się wiaduktu kolejowego w trakcie prowadzenia pod nim eksploatacji górniczej jako przykład reakcji konstrukcji budowlanej na odkształcenia terenu górniczego', [w:] *Prace Naukowe GIG*, Główny Instytut Górnictwa, 2011, s. 135–149.
11. A. Baracous, 'The Foundation Failure of the Transcona Grain Elevator', *Engineering Journal*, vol. 40, no. 7, s. 973–977, 1957.
12. J.T. Long, 'Sinking San Francisco Skyscraper Riles Residents', *Engineering News-Record*, 2016 [Online]. Available: [www.enr.com/articles/40019-sinking-san-francisco-skyscraper-riles-residents](http://www.enr.com/articles/40019-sinking-san-francisco-skyscraper-riles-residents)
13. M.L. Shi, H. Zhang, R.K. Zhang, 'The Inclination of Bridge Pier due to Neighboring Embankment Construction and its Rectification Technique', *AMM*, vol. 353–356, s. 79–83, Aug. 2013, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.353-356.79.
14. C. Peng, 'The application of dynamic replacement method in deviation rectification of support pile', *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.*, vol. 61, p. 012099, Apr. 2017, DOI: 10.1088/1755-1315/61/1/012099.
15. G. Yuan, Q. Shu, Y. Zhang, T. Liu, Y. Ji, and G. Xu, 'Model experiment on anti-deformation performance of a self-supporting transmission tower in a subsidence area',

- International Journal of Mining Science and Technology*, vol. 22, no. 1, s. 57–61, Jan. 2012, DOI: 10.1016/j.ijmst.2011.07.006.
16. V. Rapoport, J. Alford, 'Preloading of independent leg units at locations with difficult seabed conditions', *Marine Structures*, vol. 2, no. 3–5, s. 451–462, Jan. 1989, DOI: 10.1016/0951-8339(89)90044-0.
  17. C. Bao *et al.*, 'Seismic fragility analysis of steel moment-resisting frame structure with differential settlement', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 141, p. 106526, Feb. 2021, DOI: 10.1016/j.soildyn.2020.106526.
  18. S. Ahmari, M. Yang, and H. Zhong, 'Dynamic interaction between vehicle and bridge deck subjected to support settlement', *Engineering Structures*, vol. 84, s. 172–183, Feb. 2015, DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.11.018.
  19. M. Kawulok, *Szkody górnicze w budownictwie*, II wyd. [w:] PACE naukowe: Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2015.
  20. M. Kawulok, *Ocena właściwości użytkowych budynków z uwagi na oddziaływania górnicze* [w:] Rozprawy: Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2000.
  21. L.E. Robertson, 'On the design of leaning high-rise buildings', *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 17, no. 1–2, s. 163–191, Jan. 1990, DOI: 10.1016/0143-974X(90)90028-F.
  22. R. Al' Malul, M. Gadzhuntsev, 'The reliability of multistory buildings with the effect of non-uniform settlements of foundation', *E3S Web Conf.*, vol. 33, p. 02040, 2018, DOI: 10.1051/e3sconf/20183302040.
  23. L. Fedorowicz, J. Fedorowicz, 'Obliczanie budynków wychylonych na terenach górniczych', in *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, [w:] Budownictwo, no. 84, vol. 1376.: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1997, pp. 57–69.
  24. G. Milani, R. Shehu, M. Valente, 'Role of inclination in the seismic vulnerability of bell towers: FE models and simplified approaches', *Bull Earthquake Eng*, vol. 15, no. 4, s. 1707–1737, Apr. 2017, DOI: 10.1007/s10518-016-0043-0.
  25. K. Gromysz, 'Porównanie wpływu wstrząsów górniczych na budynki z innymi wybranymi oddziaływaniami dynamicznymi', in *Aktualne problemy budownictwa na terenach górniczych i pogórniczych*, [w:] Prace naukowe. Instytut Techniki Budowlanej. Główny Instytut Górnictwa, Warszawa 2021, s. 185–198.
  26. J. Geng, Z. Meng, B. Yin, L. Zhu, 'Simulation on Sequential Construction Process and Structure of the Pisa Tower', *Journal of Building Construction and Planning Research*, no. 8, Art. no. 8, 2020.
  27. J.A. Cheney, A. Abghari, B.L. Kutter, 'Stability of Leaning Towers', *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, no. 2, Art. no. 2, Feb. 1991, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:2(297).
  28. P. Strzałkowski, 'Some Remarks on Impact of Mining Based on an Example of Building Deformation and Damage Caused by Mining in Conditions of Upper Silesian Coal Basin', *Pure Appl. Geophys.*, vol. 176, no. 6, p. 2595–2605, Jun. 2019, DOI: 10.1007/s00024-019-02127-1.
  29. C. Ren, B. Yan, 'Experimental research of the influence of differential settlement on the upper frame structures', [in:] *Proceedings of the 3rd International Conference on Mechanical Engineering and Intelligent Systems (ICMEIS 2015)*, Atlantis Press, Yinchuan, China 2015. DOI: 10.2991/icmeis-15.2015.100.
  30. R.B. Peck, F.G. Bryant, 'The Bearing-Capacity Failure of the Transcona Elevator', *Géotechnique*, vol. 3, no. 5, Art. no. 5, Mar. 1953, DOI: 10.1680/geot.1953.3.5.201.

31. K. Sternik, K. Gromysz, 'Podbicie fundamentów jako sposób na stabilizację wychylonego budynku', in *XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna Awary Budowlane 2013*, pp. 425–432.
32. H.P. Yin, C.L. Li, Z.Y. Xie, 'Analysis on Deviation Rectification and Reinforcement of Buildings', *AMR*, vol. 255–260, p. 59–64, May 2011, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.255-260.59.
33. A. El Sawwaf, M. El Sawwaf, A. Farouk, F. Amer, H. El Naggar, 'Restoration of Tilted Buildings via Micropile Underpinning: A Case Study of a Multistory Building Supported by a Raft Foundation', *Buildings*, vol. 13, no. 2, p. 422, Feb. 2023, DOI: 10.3390/buildings13020422.
34. G. Macchi, 'Stabilization of the Leaning Tower of Pisa', in *Structures Congress 2005*, American Society of Civil Engineers, New York, United States Apr. 2005, pp. 1–11. DOI: 10.1061/40753(171)152.
35. K. Gromysz, Ł. Szoblik, E. Cyrulik, A. Tanistra-Rózanowska, Z. Drabczyk, S. Jancia, 'Analysis of stabilisation method of gable walls of a barrack located at the section BI of the former KL Auschwitz II-Birkenau', *MATEC Web Conf.*, vol. 284, p. 08004, 2019, DOI: 10.1051/mateconf/201928408004.
36. F. Terracina, 'Foundations of the Tower of Pisa', *Géotechnique*, vol. 12, no. 4, pp. 336–339, Dec. 1962, DOI: 10.1680/geot.1962.12.4.336.
37. M. Marchi, R. Butterfield, G. Gottardi, R. Lancellotta, 'Stability and strength analysis of leaning towers', *Géotechnique*, vol. 61, no. 12, Art. no. 12, Dec. 2011, DOI: 10.1680/geot.9.P.054.
38. A. Pesci, G. Casula, E. Boschi, 'Laser scanning the Garisenda and Asinelli towers in Bologna (Italy): Detailed deformation patterns of two ancient leaning buildings', *Journal of Cultural Heritage*, vol. 12, no. 2, p. 117–127, Apr. 2011, DOI: 10.1016/j.culher.2011.01.002.
39. J. Jänichen, C. Dubois, M. Wolsza, N. Salepci, C. Schullius, 'Investigation of the ground motion near the Leaning Tower of Bad Frankenhausen using sentinel - 1 persistent scatterer interferometry', *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, vol. XLIII-B3-2020, s. 305–312, Aug. 2020, DOI: 10.5194/isprs-archives-XLIII-B3-2020-305-2020.
40. C.J. Chivers, P. Cohen, J. Gorman, D. Itzkoff, M. Fox, 'Setting the Record Straight', *New York Times Upfront*, New York, Dec. 03, 2012.
41. Yu. K. Zaretskii, V.K. Kapustin, V.V. Lushnikov, and V.I. Sukanov, 'Predicting the stability of the Nev'yansk tower', *Soil Mech Found Eng*, vol. 18, no. 6, s. 242–247, Nov. 1981, DOI: 10.1007/BF01709921.
42. D. Abruzzese, L. Miccoli, J. Yuan, 'Mechanical behavior of leaning masonry Huzhu Pagoda', *Journal of Cultural Heritage*, vol. 10, no. 4, s. 480–486, Oct. 2009, DOI: 10.1016/j.culher.2009.02.004.
43. J.L. Yuan, J. Wang, H.Z. Lv, 'Analysis and simulation on unequal settlement of ancient masonry pagodas', in *Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture X*, Prague, Czech Republic: WIT Press, Jun. 2007, s. 459–467. DOI: 10.2495/STR070431.
44. M. Zhou, X. Su, J. Lei, S. Fang, 'Foundation reinforcement and deviation rectifying of the leaning pagoda of Dinglin Temple', *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, pp. 1–32, Oct. 2019, DOI: 10.1680/jgeen.19.00028.

45. K. Szechy, *Błędy posadowienia*. Arkady, 1976.
46. B. Rossiński, *Błędy w rozwiązaniach geotechnicznych*. Wydawnictwo Geologiczne, 1978.
47. R. Salgado, A. Lyamin, J. Lim, 'Foundation Failure Case Histories Reexamined Using Modern Geomechanics'. Missouri University of Science and Technology. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2013. [Online]. Available: <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/7icchge/session16/9>
48. J. Szerafin, A. Halicka, J. Fronczyk, 'Analiza wychylenia wieżowca z lat 60. XX w., XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie budowlane, s. 703–710, 2015.
49. C.-C. Tsai, Y.-W. Hwang, C.-C. Lu, 'Liquefaction, building settlement, and residual strength of two residential areas during the 2016 southern Taiwan earthquake', *Acta Geotech.*, vol. 15, no. 6, pp. 1363–1379, Jun. 2020, DOI: 10.1007/s11440-020-00967-z.
50. Z. Karimi, S. Dashti, Z. Bullock, K. Porter, A. Liel, 'Key predictors of structure settlement on liquefiable ground: a numerical parametric study', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 113, s. 286–308, Oct. 2018, DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.03.001.
51. F. Gómez-Martínez, M.D.L. Millen, P. Alves Costa, X. Romão, 'Estimation of the potential relevance of differential settlements in earthquake-induced liquefaction damage assessment', *Engineering Structures*, vol. 211, p. 110232, May 2020, DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110232.
52. E. Kalkan, V. Graizer, 'Coupled Tilt and Translational Ground Motion Response Spectra', *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 5, s. 609–619, May 2007, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:5(609).
53. O.V. Dimitrov et al., 'Seismic Deformations in the Archaeological Sites of Varna, Bulgaria', *Izv., Phys. Solid Earth*, vol. 58, no. 1, s. 127–147, Feb. 2022, DOI: 10.1134/S1069351322010013.
54. A. Pellegrinelli, A. Furini, P. Russo, 'Earthquakes and ancient leaning towers: Geodetic monitoring of the bell tower of San Benedetto Church in Ferrara (Italy)', *Journal of Cultural Heritage*, vol. 15, no. 6, p. 687–691, Nov. 2014, DOI: 10.1016/j.culher.2013.12.005.
55. J.M. Mayoral, S. Tepalcapa, A. Roman-de la Sancha, C.S. El Mohtar, R. Rivas, 'Ground subsidence and its implication on building seismic performance', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 126, p. 105766, Nov. 2019, DOI: 10.1016/j.soildyn.2019.105766.
56. K. Gromysz, *Dynamika budowli. Obliczenia układów prętowych oraz o masach skupionych*, Wydawnictwo Naukowe PWN SA. Warszawa 2017.
57. P.A. Bońkowski, Z. Zembaty, M.Y. Minch, 'Seismic effects on leaning slender structures and tall buildings', *Engineering Structures*, vol. 198, p. 109518, Nov. 2019, DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109518.
58. K. Tokimatsu, K. Hino, H. Suzuki, K. Ohno, S. Tamura, Y. Suzuki, 'Liquefaction-induced settlement and tilting of buildings with shallow foundations based on field and laboratory observation', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 124, p. 268–279, Sep. 2019, DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.04.054.
59. Z. Li, Z. Luo, Q. Wang, J. Du, W. Lu, D. Ning, 'A three-dimensional fluid-solid model, coupling high-rise building load and groundwater abstraction, for prediction of regional land subsidence', *Hydrogeol J*, vol. 27, no. 4, pp. 1515–1526, Jun. 2019, DOI: 10.1007/s10040-018-01920-x.



60. G. Teza, S. Trevisani, A. Pesci, 'The role of geoenvironmental sciences in Cultural Heritage preservation: the case of 1000 year old leaning bell tower of Caorle (Venice)', *Journal of Cultural Heritage*, vol. 39, pp. 270–277, Sep. 2019, DOI: 10.1016/j.culher.2019.03.013.
61. J. Elam, C. Björdal, 'A review and case studies of factors affecting the stability of wooden foundation piles in urban environments exposed to construction work', *International Biodeterioration & Biodegradation*, vol. 148, p. 104913, Mar. 2020, DOI: 10.1016/j.ibiod.2020.104913.
62. M.-R. Baghban Golpasand, N.A. Do, D. Dias, 'Impact of pre-existent Qanats on ground settlements due to mechanized tunneling', *Transportation Geotechnics*, vol. 21, p. 100262, Dec. 2019, DOI: 10.1016/j.trgeo.2019.100262.
63. J. Banaszak, A. Halicka, 'Kompleksowa ocena techniczna budynku zabytkowego na przykładzie plebanii w Wojślawicach', *Budownictwo i Architektura*, no. 9, pp. 51–68, 2011.
64. A. Halicka, A. Ostańska, 'The role of structural analyses and queries in recognizing damage causes and selecting remedies in historic buildings: case of the Dominican monastery in Lublin', *Archives of Civil Engineering*, vol. LXVIII, no. 1, pp. 413–430, 2022, DOI: 10.24425/ace.2022.140176.
65. A. Halicka, J. Zyga, 'The Consequences of Non-Uniform Founding of Concrete Tank in Weak Wet Subsoil', *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. 41, no. 4, pp. 263–271, Dec. 2019, DOI: 10.2478/sgem-2019-0023.
66. M. Wróblewska, K. Gromysz, 'Analiza stanu i wychyleń budynków poddanych wpływom intensywnej eksploatacji górniczej', *Przegląd Górniczy*, vol. 74, no. 5, Art. no. 5, 2018.
67. I. Yilmaz, M. Marschalko, 'A leaning historical monument formed by underground mining effect: An example from Czech Republic', *Engineering Geology*, vol. 133–134, pp. 43–48, Apr. 2012, DOI: 10.1016/j.enggeo.2012.02.011.
68. J. Orwat, 'Wpływ występowania nieciągłej deformacji typu liniowego na wychylenie budynku', [w:] *Współczesne zagadnienia z inżynierii lądowej*. Monografia. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2020, s. 259–269.
69. J. Ostrowski, *Deformacje powierzchni terenu górniczego*. Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków 2015.
70. K. Gromysz, 'Analiza przyczyn nierównomiernego wychylenia budynku znajdującego się na terenie górniczym', *Przegląd Górniczy*, nr 8, s. 99–110, 2012.
71. K. Gromysz, 'O metodach eliminowania wychyleń obiektów budowlanych', *Inżynieria i Budownictwo*, vol. 62, no. 6, Art. no. 6, 2006.
72. J. Kwiatek, 'Grawitacyjno-wiertniczy sposób prostowania wysokich obiektów budowlanych na terenach górniczych', *Ochrona Terenów Górniczych*, nr 67, s. 31–34, 1984.
73. J. Kwiatek, 'Sposób prostowania budynków i budowli wychylonych z pionu', [w:] *Materiały III Konferencji Naukowej IIM*, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1983, s. 76–82.
74. J. Pallado, 'Sposób rektyfikacji obiektów budowlanych. Zgłoszenie patentowe P.320986'. Jul. 07, 1997.
75. K. Gromysz, 'Methods of Removing Buildings Deflection Used in Poland', *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 245, p. 032096, Oct. 2017, DOI: 10.1088/1757-899X/245/3/032096.

76. A. Ajdukiewicz, 'Szkieletowy budynek żelbetowy zagrożony lokalną deformacją podłoża', *Inżyniera i Budownictwo*, nr 2/1979, s. 43–45, 1979.
77. H. Yin, H. S. Qiu, X. Q. Zhang, 'Study and Application of Settlement Resistance and Correction Method of a Residential Building', *AMM*, vol. 621, pp. 89–94, Aug. 2014, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.621.89.
78. Y. Tawfic M. Eid, 'Application of Micro-Tunneling Technique to Rectify Tilted Structures Constructed on Cohesive Soil', *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, vol. 9, no. 11, 2015.
79. F.B.J. Barends, 'A Dutch leaning tower saved in 1866 by the same method used for the Pisa tower', *Géotechnique*, vol. 52, no. 2, pp. 141–142, Mar. 2002, DOI: 10.1680/geot.2002.52.2.141.
80. J.B. Burland, M. Jamiolkowski, C. Viggiani, 'The Stabilisation of the Leaning Tower of Pisa', *Soils and Foundations*, vol. 43, no. 5, pp. 63–80, Oct. 2003, DOI: 10.3208/sandf.43.5\_63.
81. X. Peng, N. Yang, M. Zhou, 'Field Tests' Study of Deviation Correction of Building near Excavation', *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, pp. 1–10, Sep. 2021, DOI: 10.1155/2021/6287388.
82. Z. Xiao-nan, S. San-yuan, W. Xiao-lei, Z. Hong-yu, 'Application of Comprehensive Landing Method During the Rectification for the Brick-concrete Buildings in Soft Soil Area', *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 9, pp. 550–556, 2015.
83. Q.M. Li, 'Research on Incline-Rectifying of Building with Pile Foundation', *Jordan Journal of Civil Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 133–138, 2015.
84. X. Weifeng, L. Shuai, R. Yaping, 'Research on the Design and Construction Technology of Rectification and Reinforcement of a High-Rise Building', *HJCE*, vol. 08, no. 01, pp. 131–136, 2019, DOI: 10.12677/HJCE.2019.81017.
85. W. S. Szokarew, N. S. Klepikowa, B. Pogorzelski, 'O eliminowaniu nadmiernych przechyleń obiektów budowlanych', *Inżyniera i Budownictwo*, no. 3, Art. no. 3, 2006.
86. M. Yu. Abelev and V.I. Krutov, 'Leveling the Tilts of a Tenement Building Founded on Loess Soils Prone to Slump-Type Settlement by Regular Wetting', *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 37, no. 5, pp. 159–164, 2000, DOI: 10.1023/A:1005260318917.
87. X. Yang, 'Application of Comprehensive Rectification Method in Rectification of Buildings', *E3S Web Conf.*, vol. 165, p. 04004, 2020, DOI: 10.1051/e3sconf/202016504004.
88. E. Ovando-Shelley, E. Santoyo, 'Underexcavation for Leveling Buildings in Mexico City: Case of the Metropolitan Cathedral and the Sagrario Church', *J. Archit. Eng.*, vol. 7, no. 3, pp. 61–70, Sep. 2001, DOI: 10.1061/(ASCE)1076-0431(2001)7:3(61).
89. Q. Yue, X. Zhang, 'Experimental Study on the Stress Distribution and Failure Mode of the Holes for Underexcavation in Building Rectification', [in:] *Geo-Congress 2020*, Minneapolis, Minnesota: American Society of Civil Engineers, Feb. 2020, pp. 269–278. DOI: 10.1061/9780784482797.026.
90. J. Xiao, J. Sun, X. Zhang, Q. Yue, 'Mechanism of underexcavation and practical design method for building rectification', *SN Appl. Sci.*, vol. 4, no. 4, p. 103, Apr. 2022, DOI: 10.1007/s42452-022-04993-2.
91. K. Gajewski, J. Hauryłkiewicz, 'Uproszczona metoda obliczeń pionowania budynków przez osłabienie podłoża gruntowego wierceniami', *Inżyniera i Budownictwo*, no. 6, Art. no. 6, 2008.

92. K. Gromysz, 'Usuwanie wychyleń budynków', in *XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*, Szczyrk 2014, s. 345–384.
93. K. Gromysz, 'Analiza ugięć żelbetowej płyty fundamentowej rektyfikowanego zbiornika na wodę', [w:] *Materiały konferencyjne. 67. Krynicka Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB*, Kraków 2022, pp. 63–64.
94. K. Gromysz, 'Rectification an 11-Storey Vertically Deflected Residential Building', *Procedia Engineering*, vol. 57, pp. 382–391, 2013, DOI: 10.1016/j.proeng.2013.04.050.
95. S. Chai, L. Fan, H. Liang, 'Required jacking force for deviation rectification of inclined structures supported with rigid piles', *Front. Earth Sci.*, vol. 10, p. 998798, Sep. 2022, DOI: 10.3389/feart.2022.998798.
96. K. Gromysz, L. Szoblik, E. Cyrulik, A. Tanistra-Rozanowska, Z. Drabczyk, S. Jancia, 'Rectification of walls of the historical brick barrack on the site of the former German Nazi Concentration and Extermination Camp KL Auschwitz - Birkenau', *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 603, no. 4, p. 042070, Sep. 2019, DOI: 10.1088/1757-899X/603/4/042070.



Anna HALICKA, Dominika FRAN CZAK-BALMAS  
Politechnika Lubelska

## **METODA „POLA NAPRĘŻEŃ” A KLASYCZNE WYMIAROWANIE POWŁOK NA PRZYKŁADZIE ŚCIAN CYLINDRYCZNEGO ZBIORNIKA ŻELBETOWEGO**

**Streszczenie.** W pracy porównano wyniki wymiarowania ściany przykładowego żelbetowego zbiornika cylindrycznego, wykonane w sposób klasyczny oraz metodą „pola naprężeń”, rekomendowaną w nowelizacji normy EC2-1-1. Obliczenia poprzedzone zostały zestawieniem zaleceń tej normy dotyczących wymiarowania powłok.

**Słowa kluczowe:** powłoka żelbetowa, wymiarowanie, pole naprężeń

## **„STRESS FIELD” METHOD COMPARED WITH CLASSICAL DIMENSIONING, ILLUSTRATED WITH WALLS OF CYLINDRICAL REINFORCED CONCRETE LIQUID TANK**

**Summary.** In the paper the calculations of reinforcement area of exemplary concrete cylindrical tank are presented. The results of classical calculation and calculation executed with use of „stress field” method are compared. The last one is recommended in the amendment of EC2-1-1 code. The calculations are preceded with compilation of standard recommendations concerning the dimensioning of concrete shells.

**Keywords:** reinforced concrete shell, dimensioning, stress field

### **1. Wprowadzenie**

W aktualnej normie projektowania konstrukcji z betonu PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2-1-1 [6], w załączniku zawarto zasady obliczania zbrojenia rozciąganego w elemencie znajdującym się w płaskim stanie naprężeń, w którym działają naprężenia normalne w kierunku  $x$  -  $\sigma_{Edx}$ , normalne w kierunku  $y$  -  $\sigma_{Edy}$  oraz styczne  $\tau_{Edxy}$ . Takimi elementami są np. tarcze oraz

powłoki pracujące w stanie błonowym. Metodą wymiarowania zbrojenia w takich elementach, rekomendowaną w normie [6], jest metoda „pola naprężeń”.

W finalnej wersji aktualizacji tejsze normy FprEN-1992-1-1 [1] zagadnienie zostało rozszerzone, a zasady obliczeń doprecyzowane. W załączniku zatytułowanym „Projektowanie elementów membranowych, powłokowych i płytowych” podano, zgodnie z tytułem, zasady obliczania zbrojenia nie tylko w elementach membranowych, ale także powłok pracujących w stanie zgięciowym. Załącznik ten ma status załącznika normatywnego (nie informacyjnego), a zatem, jeśli za podstawę zostaną przez projektanta przyjęte Eurokody, powinny być stosowane jego postanowienia.

Przykładem powłok żelbetowych są ściany żelbetowych zbiorników cylindrycznych. W dotychczasowej praktyce projektowej ich wymiarowanie polegało na ustaleniu sił i momentów równoleżnikowych oraz sił i momentów południkowych metodami teorii sprężystości, a następnie obliczeniu na ich podstawie zbrojeń równoleżnikowego i południkowego [2]. Do obliczenia zbrojenia stosowano, dostępne w podręcznikach i tablicach do projektowania konstrukcji żelbetowych, algorytmy dla osiowego lub mimośrodowego rozciągania i mimośrodowego ściskania, np. [2, 4, 5]. Rzeczywisty stan naprężeń w konstrukcjach powłokowych to jednak nie tylko siły normalne i momenty zginające równoleżnikowe oraz południkowe, ale także momenty skręcające oraz siły ścinające w płaszczyźnie i z płaszczyzny powłoki. O ile tradycyjne metody analityczne nie pozwalały na ich proste obliczenie, o tyle dzięki metodzie elementów skończonych uzyskuje się wszystkie możliwe składowe tensora naprężeń. W nowelizacji normy [1] zalecono stosowanie modelu „sandwich”, pozwalającego na ustalenie, na podstawie wyników obliczeń MES, naprężeń niezbędnych do wymiarowania powłok metodą „pola naprężeń”.

Celem niniejszego artykułu jest porównanie wyników obliczeń zbrojenia według algorytmów tradycyjnych i metodą [1] w przykładowym zbiorniku cylindrycznym. Ograniczono się do ustalenia zbrojenia ze względu na SG nośności. Należy jednak pamiętać, że ustalone z warunków SG nośności zbrojenie mogą nie być wystarczające ze względu na warunek szczelności i konieczność sprawdzenia warunków SG zarysowania.

## **2. Zestawienie zasad projektowania membran, powłok i płyt w nowelizacji normy EC2-1-1**

### **2.1. Elementy w płaskim stanie naprężeń**

W przypadku membran, w których występują jedynie siły normalne w kierunkach  $x$  i  $y$  oraz naprężenia ścinające w płaszczyźnie membrany, normalne siły rozciągające są przenoszone

przez zbrojenie przebiegające w kierunkach  $x$  i  $y$ , pole naprężeń ściskających jest nachylone do osi  $x$  pod kątem  $\theta$ , a jego wytrzymałość przyjmowana jest jako  $\nu f_{cd}$ .

W strefach, gdzie naprężenia normalne są ściskające w obydwu kierunkach i spełniają warunek:

$$\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2, \quad (1)$$

zbrojenie nie jest obliczeniowo potrzebne, a ograniczeniu do wartości  $f_{cd}$  podlegają naprężenia ściskające.

Nośność zbrojenia  $f_{tdx}$ ,  $f_{tdy}$ , odpowiednio w kierunkach  $x$  i  $y$ , obliczana jest na podstawie stopni zbrojenia  $\rho_x$ ,  $\rho_y$  i granicy plastyczności stali zastosowanej w danym kierunku  $f_{yd,x}$ ,  $f_{yd,y}$ :

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd,x}, \quad f_{tdy} = \rho_y f_{yd,y}. \quad (2)$$

Zestaw warunków służących obliczeniu zbrojenia jest następujący:

$$\begin{aligned} \sigma_{Edx} + |\tau_{Edxy}| \cot \theta &\leq f_{tdx} \\ \sigma_{Edy} + \frac{|\tau_{Edxy}|}{\cot \theta} &\leq f_{tdy} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| (\cot \theta + \tan \theta) \leq \nu f_{tdx}.$$

Przy braku dokładniejszych danych można przyjmować  $\nu = 0,4$ .

Otrzymany stopień zbrojenia oraz wartość maksymalnych naprężeń ścinających zależą od wyboru kąta  $\theta$ . Dla uzyskania najmniejszych (optymalnych) stopni zbrojenia  $f_{tdx}^*$  i  $f_{tdy}^*$ , należy przyjmować:

- $\cot \theta = 1$ , jeśli  $\sigma_{Edx} \geq -|\tau_{Edxy}|$  lub  $\sigma_{Edy} \geq -|\tau_{Edxy}|$ ,
- $\cot \theta = \frac{-\sigma_{Edx}}{|\tau_{Edxy}|}$ , jeśli  $\sigma_{Edx} \leq \sigma_{Edy}$ ,  $\sigma_{Edx} < -|\tau_{Edxy}|$  lub  $\sigma_{Edx} \sigma_{Edy} \geq \tau_{Edxy}^2$ ,
- $\cot \theta = \frac{|\tau_{Edxy}|}{-\sigma_{Edx}}$ , jeśli  $\sigma_{Edx} \geq \sigma_{Edy}$ ,  $\sigma_{Edy} < -|\tau_{Edxy}|$  lub  $\sigma_{Edx} \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ ,

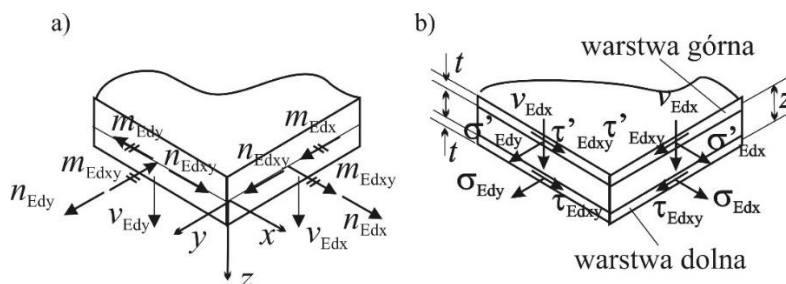
a ostatecznie przyjęte stopnie zbrojenia powinny zapewnić nośności bliskie optymalnym:

$$0,4f_{tdx}^* \leq f_{tdx} \leq 2,5f_{tdx}^*, \quad 0,4f_{tdy}^* \leq f_{tdy} \leq 2,5f_{tdy}^*. \quad (4)$$

## 2.2. Elementy powłokowe

W celu uzyskania metody wymiarowania powłok, spójnej z metodą wymiarowania elementów membranowych, zaadaptowano model „sandwich” (rys.1). Zakłada on, że w dwóch warstwach zewnętrznych modelu panuje stan membranowy. Siły przekrojowe ( $m_{Edx}$ ,  $m_{Edy}$  – momenty zginające,  $m_{Edxy}$  – moment skręcający,  $n_{Edx}$ ,  $n_{Edy}$  – siły normalne,  $n_{Edxy}$  – siła ścinająca „w płaszczyźnie”,  $\nu_{Edx}$ ,  $\nu_{Edy}$  – siły ścinające „z płaszczyzny”) są transformowane do zestawu

statycznie ekwiwalentnych naprężeń działających w górnej i dolnej warstwach modelu. Zbrojenie rozciągane w każdej z dwóch warstw może być obliczone zgodnie z zasadami zalecanymi dla elementów membranowych, przytoczonymi w pkt. 2.1.



Rys. 1. Schemat obliczania powłok: a) schemat sił przekrojowych, b) model „sandwich” z zestawem naprężeń w warstwach górnej i dolnej

Fig. 1. Calculation scheme for shells: a) scheme of sectional forces, b) „sandwich” model with set of stress in bottom and top layer

Źródło: FprEN 1992-1-1 [draft]

Naprężenia w warstwie dolnej modelu „sandwich” wyrazić można następująco:

$$\begin{aligned}\sigma_{Edx} &= \frac{0,5n_{Edx}}{t} + \frac{m_{Edx}}{tz} \\ \sigma_{Edy} &= \frac{0,5n_{Edy}}{t} + \frac{m_{Edy}}{tz} \\ \tau_{Edxy} &= \frac{0,5n_{Edxy}}{t} - \frac{m_{Edxy}}{tz},\end{aligned}\quad (5)$$

a w warstwie górnej tego modelu:

$$\begin{aligned}\sigma'_{Edx} &= \frac{0,5n_{Edx}}{t} - \frac{m_{Edx}}{tz} \\ \sigma'_{Edy} &= \frac{0,5n_{Edy}}{t} - \frac{m_{Edy}}{tz} \\ \tau_{Edxy} &= \frac{0,5n_{Edxy}}{t} + \frac{m_{Edxy}}{tz},\end{aligned}\quad (6)$$

gdzie:  $t$  jest grubością warstw, a  $z$  – odległością między ich środkami ciężkości.

Określenie „warstwa dolna”, „warstwa górna” jest umowne, adekwatne do elementów poziomych. W przypadku elementów niepoziomych „warstwa dolna” to w zależności od proporcji wartości: warstwa rozciągana, bardziej rozciągana lub mniej ściskana, a „warstwa górna” to: mniej rozciągana, ściskana lub bardziej ściskana. Wszystkie wartości sił przekrojowych są wartościami obliczeniowymi, przypadającymi na 1 m.

W normie FprEN 1992-1-1 dopuszczono „wykorzystanie” również warstwy środkowej do przeniesienia części sił działających w płaszczyźnie powłoki  $n_{Edx}$ ,  $n_{Edy}$  i  $n_{Edxy}$ , pod warunkiem odpowiedniego zmodyfikowania rozdziału tych sił między warstwy.

Siły ścinające „z płaszczyzny”  $v_{Edx}$  i  $v_{Edy}$  powinny być uwzględnione zgodnie z zasadami obliczania elementów konstrukcyjnych na ścinanie.



### 3. Obliczeniowa analiza porównawcza wymiarowania zbiornika cylindrycznego metodą klasyczną i metodą „pola naprężeń”

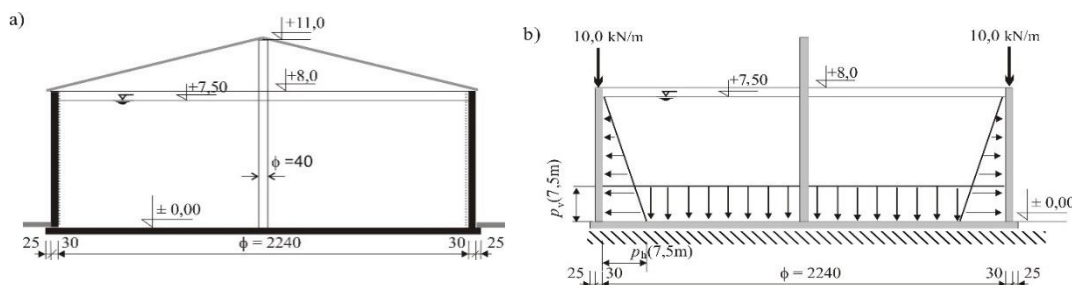
#### 3.1. Geometria, obciążenie i siły wewnętrzne analizowanego zbiornika

Analizie poddano żelbetowy zbiornik cylindryczny na ścieki o średnicy wewnętrznej 22,40 m, wysokości 8,0 m i grubości ścian 30 cm (rys. 2), rozważany przez autorki w pracy [2]. Zbiornik przekryty jest dachem z tworzywa sztucznego, rozpiętym między ścianami a centralnym słupem o wysokości 11,0 m i średnicy 40 cm (w obliczeniach istnienie przekrycia zamodelowano siłą o wartości 10 kN/m, przyłożoną do górnej krawędzi ściany). Płyta denna ma grubość 40 cm. Zbiornik wykonany jest z betonu klasy C30/37, moduł sprężystości wynosi  $E_{cm}=32$  GPa.

Siły wewnętrzne obliczono bez uwzględniania odkształceń wymuszonych (skurcz i wczesne odkształcenia termiczne) dla stanu granicznego nośności, stosując podstawową kombinację obciążeń w sytuacji stałej i przyjmując:

- ciężar własny ze współczynnikiem częściowym  $\gamma_G = 1,35$ ,
- ciśnienie cieczy ze współczynnikiem częściowym  $\gamma_Q=1,20$  i współczynnikiem kombinacyjnym  $\psi_0=1,0$ .

Efekt odkształceń wymuszonych uwzględniono na etapie wymiarowania przez zastosowanie warunku zbrojenia minimalnego  $A_{s,min,cr}$ .



Rys. 2. Geometria analizowanego zbiornika cylindrycznego: a) przekrój pionowy (wymiary podano w centymetrach), b) schemat obliczeniowy zbiornika z rozkładem ciśnienia ścieków na ścianę i dno

Fig. 2. The geometrical data of analyzed cylindrical tank: a) vertical cross-section (dimensions in cm), b) computational model of tank and distribution of sewage pressure onto tank wall and bottom

Źródło: opracowanie własne [2]

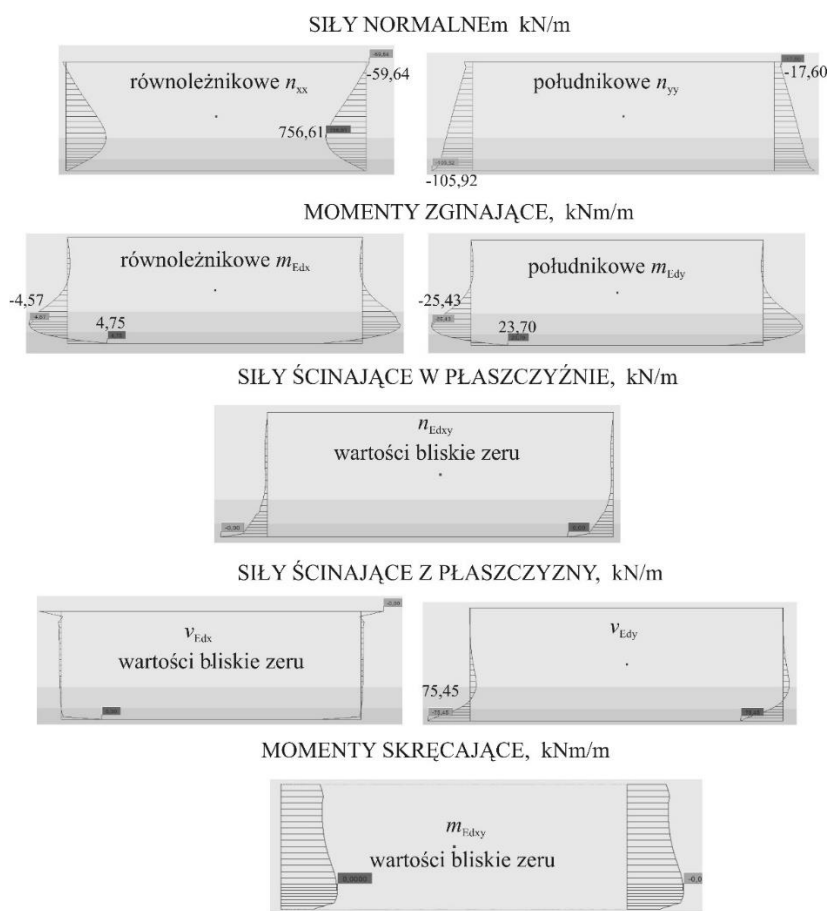
Obliczenia sił wewnętrznych wykonano metodą elementów skończonych, używając inżynierskiego programu Autodesk Robot Structural Analysis. Komorę zbiornika zamodelowano elementami powłokowymi typu „panel”. Pokryto je siatką powierzchniowych elementów skończonych o wysokości równej 40 cm i szerokości 40 cm, a w strefie dolnej, przy dnie siatkę zagęszczono do 20 cm. Przyjęto płytę fundamentową o grubości 40 cm, wypuszczoną poza ściany zbiornika na 25 cm. Zamodelowano ją jako poziomy element typu

„panel”, przyjmując biegunową siatkę MES – podział koła promieniowo na 180 wycinków, dzielonych z kolei na pierścienie o szerokości około 40 cm. Przy połączeniu ze ścianą siatkę zagęszczono do 20 cm. Przyjęto współczynnik podatności podłoża gruntowego równy  $50\,000\text{ kN/m}^3$ .

Obciążenia modelowano następująco:

- obciążenia ściany wynikające z ciśnienia cieczy przyłożono, korzystając z dostępnego w programie polecenia „ciśnienie hydrostatyczne”,
- obciążenia pionowe ścian to jest ich ciężar własny oraz oddziaływanie przekrycia wraz z jego obciążeniami równe  $10\text{ kN/m}$ , przyłożone na górnej krawędzi ściany,
- obciążenie pionowe płyty dennej przyjęto jako ciśnienie  $p_v$ , obliczone na poziomie dna.

Uzyskane rozkłady sił wewnętrznych w ścianie zbiornika pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Wykresy sił wewnętrznych otrzymane metodą elementów skończonych  
 Fig. 3. Distributions of internal forces obtained in finite element model  
 Źródło: opracowanie własne

### 3.2. Siły wewnętrzne i naprężenia na wybranych poziomach, podlegających wymiarowaniu

Wymiarowaniu poddano trzy, charakterystyczne przekroje. Siły wewnętrzne w tych przekrojach zestawiono w tabeli 1. W tabeli tej dokonano też przeliczenia sił przekrojowych na naprężenia warstw zewnętrznej i wewnętrznej zgodnie ze wzorami (5) i (6). Przyjęto, że zbrojenie równoleżnikowe leży bliżej powierzchni i ma średnicę 14 mm i otulinę 30 mm, podobnie średnica zbrojenia pionowego wynosi 14 mm. Przyjęto, że na grubość warstw skrajnych modelu „sandwich” składa się otulina, średnica zbrojenia poziomego, średnica zbrojenia pionowego oraz warstwa betonu o grubości otuliny przylegająca do zbrojenia, zatem  $t = 30 + 14 + 14 + 30 = 88$  mm, a  $z = 300 - 2 \cdot 88 = 124$  mm.

Tabela 1

Wartości sił przekrojowych i naprężenia w modelu „sandwich” na trzech wybranych poziomach

Analizowane miejsce	Maksymalna siła równoleżnikowa	Momenty południkowe ujemne o największej wartości	Maksymalne momenty południkowe dodatnie, maksymalna siła południkowa
Odległość od dolnej krawędzi	2,25 m	1,24 m	0,0 m
siły przekrojowe			
$n_{Edx}$ , kN/m	756,63	631,1	28,82
$n_{Edy}$ , kN/m	-68,83	-77,36	-102,05
$m_{Edx}$ , kNm/m	-3,44	-4,58	4,74
$m_{Edy}$ , kNm/m	-17,18	-25,43	23,76
$n_{Edxy}$ , kN/m	-0,00002	-0,0005	0,0002
$v_{Edx}$ , kN/m	0	-0,0001	0,0003
$v_{Edy}$ , kN/m	-10,83	1,31	-76,08
$m_{Edxy}$ , kNm/m	0	0	0
naprężenia w skrajnej warstwie zewnętrznej modelu „sandwich”			
$\sigma_{Edx}$ , kPa	4614,28	4005,52	-270,63
$\sigma_{Edy}$ , kPa	1183,33	1890,92	-2757,25
$\tau_{Edxy}$ , kPa	0,00	0	0
naprężenia w skrajnej warstwie wewnętrznej modelu „sandwich”			
$\sigma_{Edx}$ , kPa	3983,78	3166,07	598,13
$\sigma_{Edy}$ , kPa	-1965,49	-1770,01	1597,59
$\tau_{Edxy}$ , kPa	0,00	0	0,00

Źródło: opracowanie własne

### 3.3. Założenia do wymiarowania

Wymiarowano przekroje o szerokości  $b = 1,0$  m i wysokości  $h = 0,30$  m, zakładając, że bliżej powierzchni znajduje się zbrojenie równoleżnikowe (otulina dla zbrojenia równoleżnikowego  $c_x = 0,03$  m, otulina dla zbrojenia południkowego  $c_y = 0,044$  m).

Przyjęto następujące parametry betonu klasy C30/37:  $f_{ck} = 30$  MPa,  $f_{cd} = 30,0/1,4 = 21,4$  MPa,  $f_{ctm} = 2,9$  MPa,  $\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ ,  $E_{cm} = 32$  GPa, w wieku 6 dni  $f_{ct,eff} = 2,10$  MPa. Przyjęto stal klasy „C”:  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $\varepsilon_{uk} = 0,075$ ,  $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 0,075 = 0,0675$ .

Minimalne zbrojenie, ze względu na zapobieganie kruchemu zniszczeniu po jednej stronie przekroju, wynosi  $A_{s,min,kz} = 390$  mm<sup>2</sup>, a minimalny stopień zbrojenia równoleżnikowego, dla założonej średnicy zbrojenia  $\phi 14$ , ze względu na zarysowanie od odkształceń wymuszonych jest równe  $A_{s,min,cr} = 1146$  mm<sup>2</sup> (szczegółowe obliczenia znajdują się w pracy [2], gdzie wykonano wymiarowanie klasyczne zbiornika o tych samych wymiarach i parametrach materiałowych, jak w niniejszym przykładzie). Warunek minimalnego zbrojenia ze względu na kruche zniszczenie dotyczy zarówno zbrojenia poziomego, jak i pionowego, a warunek minimalnego zbrojenia, ze względu na zarysowanie od odkształceń wymuszonych, dotyczy zbrojenia poziomego.

### 3.4. Wymiarowanie klasyczne

#### 3.4.1. Poziom 2,25 m – maksymalna siła równoleżnikowa

Siły równoleżnikowe na poziomie 2,25 m są równe  $n_{xx} = 756,63$  kN/m i  $m_{xx} = -3,44$  kNm/m. Obliczenia rozpoczęto od obliczenia mimośrodów siły względem osi przekroju:

$$e = \left| \frac{m_{xx}}{n_{xx}} \right| = \left| \frac{-3,44}{756,63} \right| = 0,005 \text{ m}$$

i stwierdzenia, że jest to mały mimośród ( $e < 0,5h - a_{s1} = 0,15 - 0,037 = 0,113$  m), a następnie obliczenia mimośrodków siły osiowej względem osi zbrojenia  $A_{s1}$ :  $e_{s1} = 0,5h - e - a_{s1} = 0,15 - 0,005 - 0,037 = 0,108$  m oraz względem osi zbrojenia  $A_{s2}$ :  $e_{s2} = 0,5h + e - a_{s2} = 0,15 + 0,005 - 0,037 = 0,118$  m.

Potrzebne przekroje zbrojenia są następujące:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{n_{xx}e_{s2}}{f_{yd}(d-a_{s2})} = \frac{756,63 \cdot 0,118}{420000(0,226-0,037)} = 0,001125 \text{ m}^2 = 1125 \text{ mm}^2 < A_{s,min,cr}, \\ A_{s2} &= \frac{n_{xx}e_{s1}}{f_{yd}(d-a_{s2})} = \frac{756,63 \cdot 0,108}{420000(0,226-0,037)} = 0,001029 \text{ m}^2 = 1029 \text{ mm}^2 < A_{s,min,cr}. \end{aligned} \quad (7)$$

Ostatecznie przyjęto więc zbrojenie po obydwu stronach  $\phi 14$  co 125 mm  $A_{s1} = A_{s2} = 1232$  mm<sup>2</sup>.

### 3.4.2. Poziom 1,24 m – moment południkowy ujemny o maksymalnej wartości

Siły południkowe na poziomie 0,0 m są równe  $n_{yy} = -77,36$  kN/m i  $m_{yy} = -25,43$  Nm/m. Mimośród siły względem osi przekroju wynosi  $e = \left| \frac{m_{xx}}{n_{xx}} \right| = \left| \frac{-25,43}{-77,36} \right| = 0,329$  m, mimośród siły osiowej względem osi zbrojenia  $A_{s1}$ :  $e_{s1} = 0,5h + e - a_{s1} = 0,15 + 0,329 - 0,044 = 0,435$  m, a względem osi zbrojenia  $A_{s2}$ :  $e_{s2} = e - 0,5h + a_{s2} = 0,329 - 0,15 + 0,044 = 0,223$  m.

Procedura postępowania przy wymiarowaniu była następująca. Założono, że jest to ściskanie z dużym mimośrodem i strefa ściskana jest maksymalnie wykorzystana – ( $\xi = \xi_{lim} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{ud}} = 0,8 \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0675} = 0,40$  oraz  $\mu_{sc} = \mu_{sc,lim} = \xi_{lim} \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2}\right) = 0,40 \left(1 - \frac{0,40}{2}\right) = 0,32$ ) i w tym założeniu wykonano kolejne kroki obliczeniowe:

- $A_{s2} = \frac{|n_{yy}|e_{s1} - f_{cd}\mu_{sc,lim}bd^2}{f_{yd}(d - a_{s2})} = \frac{77,36 \cdot 0,329 - 21400 \cdot 0,32 \cdot 1,0 \cdot 0,212^2}{420000(0,212 - 0,044)} = -0,004 < 0$
- dobranie  $A_{s2} = 0,000513 \text{ m}^2 \geq A_{s,min,kz}$  ( $\phi 14$  co 300 mm)
- $\mu_{sc} = \frac{|n_{xx}|e_{s1} - f_{yd}A_{s2}(d - a_{s2})}{bd^2f_{cd}} = \frac{77,36 \cdot 0,435 - 420000 \cdot 0,000513(0,212 - 0,044)}{1,0 \cdot 0,212^2 \cdot 21400} = -0,03 < 0$
- $A_{s1} = \frac{n_{xx}e_{s2}}{f_{yd}(d - a_{s2})} = \frac{77,36 \cdot 0,223}{420000(0,212 - 0,044)} = 0,000244 \text{ m}^2 < A_{s,min,kz}$

Przyjęto zatem  $A_{s1} = 0,000513 \text{ m}^2 \geq A_{s,min,kz}$  ( $\phi 14$  co 300 mm).

### 3.4.3. Poziom 0,00 m – maksymalny moment południkowy dodatni i maksymalna siła południkowa

Siły południkowe na poziomie 1,24 m są równe  $n_{yy} = -102,05$  kN/m i  $m_{yy} = 23,76$  kNm/m. Obliczenia rozpoczęto od obliczenia mimośrodu siły względem osi przekroju  $e = \left| \frac{m_{yy}}{n_{xx}} \right| = \left| \frac{23,76}{-102,05} \right| = 0,233$  m, obliczenia mimośrodków siły osiowej względem osi zbrojenia  $A_{s1}$ :  $e_{s1} = 0,5h + e - a_{s1} = 0,15 + 0,233 - 0,044 = 0,339$  m oraz względem osi zbrojenia  $A_{s2}$ :  $e_{s2} = e - 0,5h + a_{s2} = 0,233 - 0,15 + 0,044 = 0,127$  m.

Kolejne kroki obliczeniowe były takie same jak w pkt. 3.4.2:

- obliczenie  $A_{s2} = \frac{102,05 \cdot 0,339 - 21400 \cdot 0,32 \cdot 1,0 \cdot 0,212^2}{420000(0,212 - 0,044)} = -0,004 < 0$ ,
- dobranie  $A_{s2} = 0,000513 \text{ m}^2 \geq A_{s,min,kz}$  ( $\phi 14$  co 300 mm)
- $\mu_{sc} = \frac{102,05 \cdot 0,339 - 420000 \cdot 0,000513(0,212 - 0,044)}{1,0 \cdot 0,212^2 \cdot 21400} = -0,017 < 0$
- $A_{s1} = \frac{102,05 \cdot 0,127}{420000(0,212 - 0,044)} = 0,000182 \text{ m}^2 < A_{s,min,kz}$ .

Przyjęto zatem  $A_{s1} = 0,000513 \text{ m}^2 \geq A_{s,min,kz}$  ( $\phi 14$  co 300 mm).

### 3.5. Wymiarowanie metodą „pola naprężeń”

#### 3.5.1. Poziom 2,25 m, gdzie panuje maksymalna siła równoleżnikowa

W warstwie zewnętrznej modelu „sandwich” naprężenia w płaszczyźnie powłoki, zgodnie z tabelą 2, są równe  $\sigma_{Edx} = 4614,28$  kPa,  $\sigma_{Edy} = 1183,33$  kPa i  $\tau_{Edxy} = 0,00$  kPa. Naprężenia  $\sigma_{Edx} \geq -|\tau_{Edxy}| = 0$ , a zatem do obliczeń zbrojenia optymalnego przyjęto  $\cot \theta = 1$ . Naprężenia  $f_{tdx}$  i  $f_{tdy}$ , obliczone zgodnie z wyrażeniem (3), są równe:

$$f_{tdx} = \sigma_{Edx} + |\tau_{Edxy}| \cot \theta = 4614,28 + 0 = 4614,28 \text{ kPa},$$

$$f_{tdy} = \sigma_{Edy} + \frac{|\tau_{Edxy}|}{\cot \theta} = 1183,33 + 0 = 1183,33 \text{ kPa},$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| (\cot \theta + \tan \theta) = 0.$$

Optymalne stopnie zbrojenia od strony zewnętrznej ściany, zgodnie z wyrażeniem (2),

$$\text{wynoszą: } \rho_x = \frac{f_{tdx}}{f_{yd,x}} = \frac{4614,28}{420000} = 0,0110 \text{ i } \rho_y = \frac{f_{tdy}}{f_{yd,y}} = \frac{1183,33}{420000} = 0,0028.$$

Przyjęto  $t = 0,088$  m, zatem optymalny przekrój zbrojenia poziomego  $A_{sx,zewn} = \rho_x t = 0,0110 \cdot 0,088 = 0,000967 \text{ m}^2 = 967 \text{ mm}^2$ . Ze względu na  $A_{min,cr}$  należy jednak przyjąć  $\phi 14$ , co  $125 \text{ mm}$   $A_{sx} = 1232 \text{ mm}^2$ . Oznacza to stopień zbrojenia  $\rho_x = \frac{0,001232}{0,088} = 0,0144$  i nośność  $f_{tdx} = \rho_x f_{yd,x} = 0,0144 \cdot 420000 = 6048,00$  kPa. Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 4614,28 = 1845,71 \text{ kPa} \leq f_{tdx} \leq 2,5 \cdot 4614,28 = 11535,71 \text{ kPa}$ .

Optymalny przekrój zbrojenia pionowego  $A_{sy} = \rho_y t = 0,0028 \cdot 0,088 = 0,000248 \text{ m}^2 = 248 \text{ mm}^2$ . Ze względu na  $A_{min,kr}$  należy przyjąć  $\phi 14$  co  $300 \text{ mm}$  -  $A_{sy} = 513 \text{ mm}^2$ . Oznacza to stopień zbrojenia  $\rho_y = \frac{0,000513}{0,088} = 0,0058$  i nośność  $f_{tdy} = \rho_y f_{yd,y} = 0,0058 \cdot 420000 = 2448,41$  kPa. Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 1183,33 = 473,33 \text{ kPa} \leq f_{tdy} \leq 2,5 \cdot 1183,33 = 2958,33 \text{ kPa}$ .

W warstwie wewnętrznej modelu „sandwich” naprężenia w płaszczyźnie powłoki, zgodnie z tabelą 2, są równe  $\sigma_{Edx} = 3983,78$  kPa,  $\sigma_{Edy} = -1965,49$  kPa i  $\tau_{Edxy} = 0,00$  kPa. Naprężenia  $\sigma_{Edx} \geq -|\tau_{Edxy}| = 0$ , więc do obliczeń przyjęto  $\cot \theta = 1$ . Naprężenia  $f_{tdx}$  i  $f_{tdy}$ , obliczone zgodnie z wyrażeniem (3), są równe:

$$f_{tdx} = \sigma_{Edx} + |\tau_{Edxy}| \cot \theta = 3983,78 + 0 = 3983,78 \text{ kPa},$$

$$f_{tdy} = \sigma_{Edy} + \frac{|\tau_{Edxy}|}{\cot \theta} = -1965,49 + 0 = -1965,49 \text{ kPa},$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| (\cot \theta + \tan \theta) = 0.$$

Optymalny stopień zbrojenia poziomego od strony wewnętrznej, zgodnie z wyrażeniem (2), wynosi  $\rho_x = \frac{f_{tdx}}{f_{yd,x}} = \frac{3983,78}{420000} = 0,0095$ , a jego optymalny przekrój  $A_{sx} = \rho_x t = 0,0095 \cdot 0,088 = 0,000835 \text{ m}^2 = 835 \text{ mm}^2$ . Ze względu na  $A_{min,cr}$  należy jednak przyjąć  $\phi 14$  co  $125 \text{ mm}$   $A_{sx} = 1232 \text{ mm}^2$ . Oznacza to stopień zbrojenia  $\rho_x = \frac{0,001268}{0,088} = 0,0144$  i nośność  $f_{tdx} = \rho_x f_{yd,x} =$

$0,0144 \cdot 420000 = 6048,00$  kPa. Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 3983,00 = 1593,51$  kPa  $\leq f_{tdx}$   $2,5 \cdot 4614,28 = 9959,46$  kPa.

Zbrojenie pionowe ze względu na ujemną wartość  $f_{tdy}$  nie jest obliczeniowo potrzebne, ale z uwagi na  $A_{min,kz}$  należy przyjąć  $\phi 14$ , co 300 mm  $A_{sy} = 513$  mm<sup>2</sup>.

### 3.5.2. Poziom 1,24 m, gdzie panuje maksymalny moment południkowy dodatni

W warstwie zewnętrznej modelu „sandwich” naprężenia w płaszczyźnie powłoki, zgodnie z tabelą 2, są równe  $\sigma_{Edx} = 4005,52$  kPa,  $\sigma_{Edy} = 1890,92$  kPa i  $\tau_{Edxy} = 0,00$  kPa. Naprężenia  $\sigma_{Edx} \geq -|\tau_{Edxy}| = 0$ , więc do obliczeń zbrojenia optymalnego przyjęto  $\cot\theta = 1$ . Zgodnie z wyrażeniem (3):  $f_{tdx} = 4005,52$  kPa,  $f_{tdy} = 1890,92$  kPa,  $\sigma_{cd} = 0$ .

Optymalne stopnie zbrojenia od strony zewnętrznej ściany wynoszą:  $\rho_x = \frac{4005,52}{420000} = 0,0095$  i  $\rho_y = \frac{1890,92}{420000} = 0,0045$ .

Optymalny przekrój zbrojenia poziomego dla  $t = 0,088$  m wynosi  $A_{sx} = 0,0095 \cdot 0,088 = 0,000839$  m<sup>2</sup> = 839 mm<sup>2</sup>. Ze względu na  $A_{min,cr}$  należy jednak przyjąć  $\phi 14$ , co 125 mm -  $A_{sx} = 1232$  mm<sup>2</sup>. Oznacza to stopień zbrojenia  $\rho_x = \frac{0,001232}{0,088} = 0,0144$  i jego nośność  $f_{tdx} = 0,0144 \cdot 420000 = 6048,00$  kPa. Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 4005,52 = 1602,21$  kPa  $\leq f_{tdx} \leq 2,5 \cdot 4005,52 = 10013,79$  kPa.

Optymalny przekrój zbrojenia pionowego  $A_{sy} = 0,0045 \cdot 0,088 = 0,000396$  m<sup>2</sup> = 396 mm<sup>2</sup>. Ze względu na  $A_{min,kr}$  należy przyjąć  $\phi 14$ , co 300 mm -  $A_{sy} = 513$  mm<sup>2</sup>. Zatem stopień zbrojenia  $\rho_y = 0,0058$ , a jego nośność  $f_{tdy} = 0,0058 \cdot 420000 = 2448,41$  kPa. Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 1890,92 = 756,37$  kPa  $\leq f_{tdy} \leq 2,5 \cdot 1890,92 = 4727,29$  kPa.

W warstwie wewnętrznej modelu „sandwich”, zgodnie z tabelą 2,  $\sigma_{Edx} = 3166,07$  kPa,  $\sigma_{Edy} = -1770,01$  kPa i  $\tau_{Edxy} = 0,00$  kPa. Naprężenia  $\sigma_{Edx} \geq -|\tau_{Edxy}| = 0$ , więc do obliczeń zbrojenia optymalnego przyjęto  $\cot\theta = 1$ . Zgodnie z wyrażeniem (3):  $f_{tdx} = 3166,07$  kPa,  $f_{tdy} = -1770,01$  kPa,  $\sigma_{cd} = 0$ .

Optymalny stopień zbrojenia poziomego od strony wewnętrznej ściany, zgodnie z wyrażeniem (2), wynosi:  $\rho_x = \frac{3166,07}{420000} = 0,0075$ . Optymalny przekrój zbrojenia poziomego dla  $t = 0,088$  m wynosi  $A_{sx} = 0,0075 \cdot 0,088 = 0,000663$  m<sup>2</sup> = 663 mm<sup>2</sup>. Ze względu na  $A_{min,cr}$  należy jednak przyjąć  $\phi 14$ , co 125 mm -  $A_{sx} = 1232$  mm<sup>2</sup>. Oznacza to stopień zbrojenia  $\rho_x = \frac{0,001232}{0,088} = 0,0144$  i jego nośność  $f_{tdx} = 0,0144 \cdot 420000 = 6048,41$  kPa. Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 3166,01 = 1266,43$  kPa  $\leq f_{tdx} \leq 2,5 \cdot 3166,01 = 7915,02$  kPa.

Zbrojenie pionowe ze względu na ujemną wartość  $f_{tdy}$  nie jest obliczeniowo potrzebne, ale z uwagi na  $A_{min,kz}$  należy przyjąć  $\phi 14$ , co 300 mm  $A_{sy} = 513$  mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3. Poziom 0,0 m - moment południkowy ujemny o maksymalnej wartości i maksymalna siła południkowa

W warstwie zewnętrznej modelu „sandwich” naprężenia w płaszczyźnie powłoki są równe  $\sigma_{Edx} = -270,63$  kPa,  $\sigma_{Edy} = -2757,25$  kPa i  $\tau_{Edxy} = 0,00$  kPa. Zarówno w płaszczyźnie pionowej, jak i poziomej występuje ściskanie, więc zbrojenie zostanie przyjęte jako minimalne: w przypadku zbrojenia poziomego ze względu na  $A_{min,cr} - \phi 14$ , co 125 mm i  $A_{sx} = 1232$  mm<sup>2</sup>, a w przypadku zbrojenia pionowego ze względu na  $A_{min,kr} - \phi 14$ , co 300 mm i  $A_{sy} = 513$  mm<sup>2</sup>.

W warstwie wewnętrznej modelu „sandwich” naprężenia w płaszczyźnie powłoki są równe  $\sigma_{Edx} = 598,13$  kPa,  $\sigma_{Edy} = 1597,59$  kPa i  $\tau_{Edxy} = 0,00$  kPa. Naprężenia  $\sigma_{Edx} \geq -|\tau_{Edxy}| = 0$ , więc do obliczeń zbrojenia optymalnego przyjęto  $\cot\theta = 1$ . Zgodnie z wyrażeniem (3):  $f_{tdx} = 598,13$  kPa,  $f_{tdy} = 1597,59$  kPa,  $\sigma_{cd} = 0$ .

Optymalne stopnie zbrojenia od strony zewnętrznej ściany zgodnie z wyrażeniem (2) wynoszą:

$$\rho_x = \frac{f_{tdx}}{f_{yd,x}} = \frac{598,13}{420000} = 0,0014 \text{ i } \rho_y = \frac{f_{tdy}}{f_{yd,y}} = \frac{1597,13}{420000} = 0,0038.$$

Tabela 2

Porównanie zbrojenia analizowanego zbiornika wymiarowanego metodą klasyczną i metodą „pola naprężeń”

poziom	metoda	Zbrojenie poziome, mm <sup>2</sup>			Zbrojenie pionowe, mm <sup>2</sup>		
		obliczone	przyjęte	uwagi	obliczone	przyjęte	uwagi
Zewnętrzna strona ściany							
2,25 m	K	1125	1232	$A_{s,min,cr}$	140	513	$A_{s,min,kz}$
	PN	967	1232	$A_{s,min,cr}$	248	513	$A_{s,min,kz}$
1,42 m	K	956	1232	$A_{s,min,cr}$	244	513	$A_{s,min,kz}$
	PN	839	1232	$A_{s,min,cr}$	396	513	$A_{s,min,kz}$
0,0 m	K	1232	1232	$A_{s,min,cr}$	513	513	$A_{s,min,kz}$
	PN	obliczeniowo niepotrzebne	1232	$A_{s,min,cr}$	obliczeniowo niepotrzebne	513	$A_{s,min,kz}$
Wewnętrzna strona ściany							
2,25 m	K	1029	1232	$A_{s,min,cr}$	513	513	$A_{s,min,kz}$
	PN	835	1232	$A_{s,min,cr}$	obliczeniowo niepotrzebne	513	$A_{s,min,kz}$
1,42 m	K	841	1232	$A_{s,min,cr}$	513	513	$A_{s,min,kz}$
	PN	663	1232	$A_{s,min,cr}$	obliczeniowo niepotrzebne	513	$A_{s,min,kz}$
0,00	K	101	1232	$A_{s,min,cr}$	182	513	$A_{s,min,kz}$
	PN	125	1232	$A_{s,min,cr}$ niespełniony warunek zbrojenia optymalnego	335	513	$A_{s,min,kz}$

Metody wymiarowania: K – klasyczna, PN – „pola naprężeń”

Źródło: opracowanie własne



Przyjęto  $t = 0,088$  m, zatem optymalny przekrój zbrojenia poziomego  $A_{sx} = 0,0014 \cdot 0,088 = 0,000125 \text{ m}^2 = 125 \text{ mm}^2$ . Ze względu na  $A_{\min,cr}$  należy jednak przyjąć  $\phi 14$ , co  $125 \text{ mm} - A_{sx} = 1232 \text{ mm}^2$ . Oznacza to stopień zbrojenia  $\rho_x = \frac{0,001232}{0,088} = 0,0144$  i jego nośność  $f_{tdx} = 0,0144 \cdot 420000 = 6048,41 \text{ kPa}$ . Nośność ta nie spełnia warunku (4):  $f_{tdx} > 2,5 \cdot 598,13 = 1495,34 \text{ kPa}$ .

Optymalny przekrój zbrojenia pionowego jest:  $A_{sy} = 0,0038 \cdot 0,088 = 0,000335 \text{ m}^2 = 335 \text{ mm}^2$ . Ze względu na  $A_{\min,kr}$  należy przyjąć  $\phi 14$ , co  $300 \text{ mm} - A_{sy,zewn} = 513 \text{ mm}^2$ . Zatem stopień zbrojenia  $\rho_y = \frac{0,000513}{0,088} = 0,0058$  i jego nośność  $f_{tdx} = 0,0058 \cdot 420000 = 2448,41 \text{ kPa}$ . Nośność ta spełnia warunek (4):  $0,4 \cdot 1597,13 = 639,04 \text{ kPa} \leq f_{tdx} \leq 2,5 \cdot 1597,13 = 3993,97 \text{ kPa}$ .

### 3.6. Porównanie wyników obliczeń

Wyniki obliczeń przeprowadzonych w pkt. 3.4 i 3.5 zostały zestawione w tabeli 2. Wobec tego, że w zbiorniku wymagane jest dość duże zbrojenie minimalne – zarówno w przypadku zbrojenia pionowego, jak i poziomego – przyjęte średnice i rozstawy odpowiadają zbrojeniu minimalnemu i są niezależnie od metody wymiarowania. Dlatego porównaniu podlegać mogą jedynie wartości obliczone, a nie przyjęte ostatecznie.

Widoczne jest, że obliczone metodą „pola naprężeń” zbrojenie poziome (równoleżnikowe) jest mniejsze w stosunku do wyników tradycyjnej metody obliczania przekrojów rozciąganych z małym mimośrodem. Natomiast metoda pola naprężeń dała większe wartości niż tradycyjne wymiarowanie przekrojów ściskanych z dużym mimośrodem, w przypadku rozciąganego zbrojenia pionowego (południkowego).

Przyjęte, ze względu na zarysowanie wskutek odkształceń wymuszonych lub kruche pękanie, zbrojenie minimalne, może być znacznie większe od obliczonego – do tego stopnia, że nie jest spełniony warunek zbrojenia optymalnego (4). Tak też stało się w przypadku zbrojenia na dolnej krawędzi zbiornika w poziomie  $0,00$  m od strony wewnętrznej. Stawia to pod znakiem zapytania możliwość stosowania metody „pola naprężeń” w sytuacji, gdy siły przekrojowe są niewielkie, a o przekroju zbrojenia decyduje zbrojenie minimalne.

## 4. Wnioski

Przeprowadzone obliczenia przykładowego zbiornika cylindrycznego pozwalają sformułować następujące wnioski:

1. Wyniki obliczeń zbrojenia metodą tradycyjnego wymiarowania i wymiarowania metodą „pola naprężeń” różnią się. W przypadku przekroju o maksymalnym rozciąganiu równoleżnikowym większe wartości dało wymiarowanie tradycyjne (o 16% i 23%),

- a w przekrojach o maksymalnym zginaniu południkowym – metoda „pola naprężeń” (aż o 62% i 84%).
2. Pamiętać trzeba, że ostatecznie dobrane zbrojenie musi być większe od minimalnego. Dla przekrojów, w których panują niewielkie naprężenia może to oznaczać, że po przeprowadzeniu procedury wymiarowania metodą „pola naprężeń” dobrane zbrojenie nie spełnia wymagania zbrojenia optymalnego. Budzi to wątpliwość, co do możliwości użycia w tych przypadkach metody „pola naprężeń”.
  3. W przypadku zbiorników na ciecze newralgiczny jest SG zarysowania, związany z wymaganiem szczelności. Dlatego w większości zbiorników zbrojenie uzyskane z wymiarowania ze względu na SG nośności musi być zwiększone. Fakt ten nieco „niweluje” wątpliwości związane z użyciem uproszczonego modelu „sandwich” i z różnicami uzyskanymi w obliczeniach.
  4. Analizy numeryczne wskazują występowanie dość dużych sił ścinających „z płaszczyzny” ściany. Norma [1] zaleca w takim przypadku sprawdzenie SG nośności na ścinanie. To zagadnienie nie było analizowane w niniejszej pracy i wymaga dalszych analiz.

## Bibliografia

1. FprEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules – General rules for buildings, Bridges and civil engineering structures. CEN/TC 250/SC2, 15<sup>th</sup> Sept. 2022.
2. Halicka A., Franczak-Balmas D.: Żelbetowe zbiorniki na ciecze i materiały sypkie: współczesne zasady projektowania z przykładami, PWN, Warszawa 2020.
3. Hoang L.C.: Background document to Annex G: Design membrane-, shell- and slab elements, [in:] Background document to FprEN 1992-1-1:2023-04 (Formal-Vote-Draft), CEN/TC 250/SC2, 31<sup>st</sup> March 2023.
4. Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. PWN. Warszawa 2018.
5. Łapko A.: Projektowanie konstrukcji żelbetowych, Arkady. Warszawa 2015.
6. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

Jacek HULIMKA  
Politechnika Śląska, Gliwice

## **BETON WYSOKIEJ WYTRZYMAŁOŚCI W POLSKICH REALIACH LAT 50. I 60. DWUDZIESTEGO WIEKU**

**Streszczenie.** Podstawowe parametry konstrukcji żelbetowych wynikają z wytrzymałości i sztywności tworzących je materiałów – stali i betonu. W tym aspekcie oczywiste jest dążenie do stosowania betonów wysokiej wytrzymałości (BWW), przy czym określenie to należy odnieść do konkretnego okresu. W latach 50. i 60. dwudziestego wieku jako wysokiej wytrzymałości definiowano betony marek od 300 do 600 kG/cm<sup>2</sup> – w obecnym pojęciu przeciętne, ale wówczas sprawiające znaczne problemy wykonawcze. W artykule omówiono realia formalne i gospodarcze uzyskania takich betonów, a także ich materiały składowe – cementy i kruszywa.

**Słowa kluczowe:** BWW beton wysokiej wytrzymałości, wytrzymałość betonu, cement, kruszywo.

## **HIGH-STRENGTH CONCRETE IN THE POLISH REALITY OF THE 1950s AND 1960s**

**Summary.** The basic parameters of reinforced concrete structures derive from the strength and stiffness of the materials that compose them – steel and concrete. In this aspect, the trend towards high strength concretes (HSC) is evident, with the term referring to a specific time period. In the 1950s and 1960s, high strength concrete was defined as concrete of 300 to 600 kG/cm<sup>2</sup> marks – average in the current meaning, but at the time causing significant execution problems. This paper discusses the formal and economic realities of obtaining such concretes, as well as their components – cements and aggregates.

**Keywords:** HSC high strength concrete, concrete strength, cement, aggregate.

## 1. Wstęp

Żelbet od lat jest jednym z najpowszechniej stosowanych w budownictwie materiałów konstrukcyjnych. W najprostszym ujęciu łączy on pożądane cechy wytrzymałościowe betonu i stali, tworząc materiał bezpiecznie przenoszący zarówno naprężenia ściskające, jak i rozciągające. W zakresie nośności konstrukcji żelbetowych istotne są parametry wytrzymałościowe obydwu tych materiałów, natomiast w zakresie sztywności dominujące znaczenie ma beton – udział stali w elemencie jest niewielki, a jej moduł sprężystości jest praktycznie niezależny od wytrzymałości. Tymczasem moduł sprężystości betonu wzrasta wraz z jego wytrzymałością na ściskanie, co powoduje, że poprawie nośności elementu wykonanego z betonu o większej wytrzymałości odpowiada zmniejszenie ugięć i późniejsze zarysowanie (to – skutek jednoczesnego wzrostu wytrzymałości na rozciąganie). W świetle powyższych stwierdzeń oczywiste jest dążenie do uzyskania betonów o jak najwyższych (w realnym zakresie technologicznym i ekonomicznym) wytrzymałościach.

Z formalnego punktu widzenia zarówno konstrukcje, jak i tworzące je materiały muszą być w ujęte w pewne ramy normowe (objęte odpowiednimi dokumentami), pozwalające na ich projektowanie i wytwarzanie w sposób zapewniający bezpieczeństwo finalnego produktu, jakim jest konstrukcja budynku lub budowli. W przypadku konstrukcji żelbetowych odpowiednie reguły dotyczą zarówno elementów konstrukcyjnych, jak i tworzących je materiałów – betonu i stali zbrojeniowej, a także pojedynczych składników mieszanek betonowych, w tym kruszyw i cementów. Obydwa podstawowe materiały są ujęte zarówno w normach czysto materiałowych, jak i w normach konstrukcyjnych.

W artykule odniesiono się zarówno do pierwszych w powojennej Polsce norm projektowania konstrukcji z betonu i betonu zbrojonego (w tym sprężonych), jak i do szeroko opisanych w literaturze problemów z uzyskaniem betonów o wysokich (w ówczesnym pojęciu) wytrzymałościach. Tekst uzupełniono uwagami i danymi w zakresie podstawowych składników betonu, to jest cementu i kruszyw, w realiach opisywanego okresu.

Z uwagi na wierność oryginalnym źródłom w tekście zachowano oryginalne jednostki miar, w tym wytrzymałość wyrażoną w  $\text{kG/cm}^2$  (zgodnie z układem jednostek CGS).

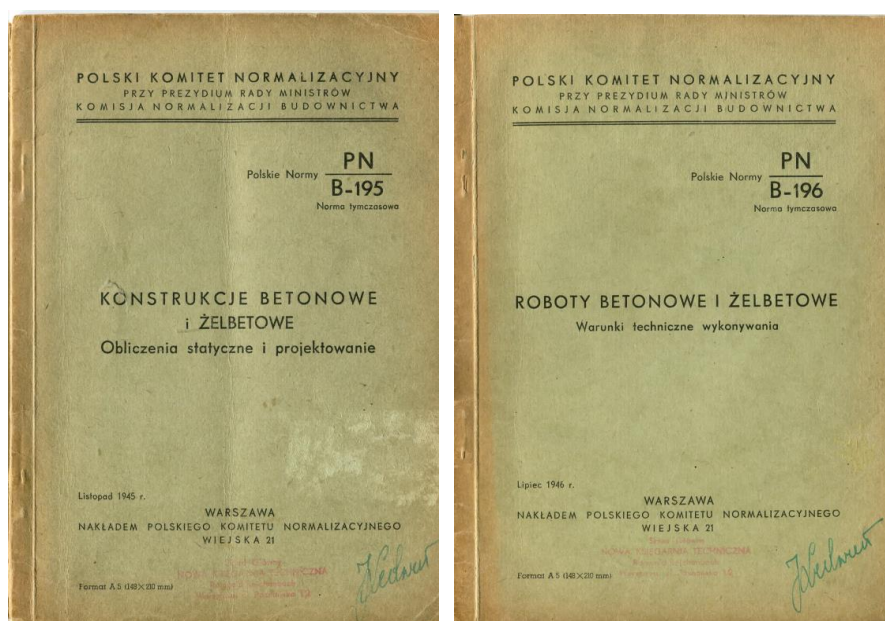
Zakres opisywanych zagadnień ograniczono wprowadzeniem klas betonu (w miejsce wcześniejszych marek), to jest latami 1975-1976, kiedy to, kolejno, wprowadzono odpowiednie normy materiałową [46] i projektową [47].

Wypada tu wspomnieć, że do wczesnych lat 70. (to jest do stopniowego uruchamiania Huty Katowice) produkcja stali w Polsce była znacznie poniżej potrzeb gospodarczych, co skutkowało systemowymi zaleceniami jej oszczędzania, a to powodowało masowe wykorzystywanie w budownictwie betonu zbrojonego lub sprężonego. W tym aspekcie stosowanie BWW stało się koniecznością, zwłaszcza tam, gdzie warunki techniczne wymagały zastosowania elementów o znacznych rozpiętościach.

## 2. Wytrzymałość betonu w ujęciu normowym

W projektowaniu dowolnych elementów konstrukcyjnych najprostszym punktem odniesienia są normy. W przypadku konstrukcji z betonu i betonu zbrojonego zawsze klasyfikują one beton zgodnie z jego cechami wytrzymałościowymi, przypisując materiał o danych cechach do odpowiedniej marki (do 1975 roku z uwagi na normę materiałową [46] i 1976 roku z uwagi na normę konstrukcyjną [47]) lub klasy (po cytowanych wcześniej datach). Punktem odniesienia jest tu zawsze wytrzymałość betonu na ściskanie, badana zgodnie z wymogami danej normy, na odpowiednich próbkach walcowych lub sześciennych.

Pierwsza z powojennych norm w zakresie konstrukcji z betonu, o oznaczeniu PN/B-195 [36], została wydana jako tymczasowa w listopadzie 1945 roku (rys. 1). Zgodnie z jej zapisami i powołaniami (w tym na normę tymczasową PN/B-196 [37] – rys. 1) markę betonu (wyrażoną w  $\text{kG/cm}^2$ ) należało przyjmować zgodnie z badaniami wytrzymałości na ściskanie: w warunkach budowy na walcach o średnicy i wysokości 80 mm, a w warunkach laboratoryjnych na walcach o średnicy i wysokości 160 mm lub 196 mm. Trzeba tu wyjaśnić pewną niezgodność dat, bowiem normę [37] w jej pierwszej powojennej wersji opublikowano w lipcu 1946 roku (zatwierdzono we wrześniu 1946 roku), to jest po opublikowaniu normy [36] (listopad 1945 roku), a nawet po jej formalnym zatwierdzeniu jako tymczasowej (luty 1946 roku). Powyższe wynika z faktu zastąpienia normą [37] wersji o identycznym symbolu i niemal niezmienionej treści, lecz z 1938 roku, na którą powołali się zapewne autorzy normy [36].



Rys. 1. Pierwsze powojenne normy projektowania konstrukcji z betonu [36, 37]  
Fig. 1. The first post-war standards for the design of concrete structures [36, 37]

W normie [36] dopuszczono też możliwość oceny wytrzymałości betonu na podstawie składu i konsystencji (wówczas stopnia ciekłości) mieszanki betonowej (rys. 2) – jest to jedyne miejsce, gdzie ujawniono w niej zakres miarodajnych wytrzymałości betonu  $R_w$ , mieszczący się w przedziale od 30 do 200 kG/cm<sup>2</sup>. Tym samym trudno uznać, że którykolwiek z betonów objętych opisaną normą da się sklasyfikować jako BWW.

T a b l i c a 1.

Miarodajna wytrzymałość betonu  $R_w$  w kg/cm<sup>2</sup> w zależności od ilości cementu w 1 m<sup>3</sup> gotowego betonu od stopnia ciekłości i stosunku objętościowego piasku do żwiru lub tłucznia.

Ilość kg cementu w 1 m <sup>3</sup> gotowego betonu	Stosunek objętościowy:					
	piasku do żwiru 1:1 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:0,8			piasku do żwiru 1:2 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:1,6		
	ciekły	plastyczny	ubijalny	ciekły	plastyczny	ubijalny
200	0	30	60	40	90	120
300	50	90	120	100	140	160
400	100	140	160	140	180	200

Przy użyciu cementów glinowych wytrzymałości miarodajne należy przyjmować o 15% wyższe. Wartości pośrednie interpolować liniowo

Rys. 2. Zakres miarodajnych wytrzymałości betonu wg normy PN/B-195 [36]

Fig. 2. The range of reliable concrete strengths according to the PN/B-195 standard [36]

Chronologicznie, kolejną normą projektową była PN/B-03260 z 1951 roku [34] (unieważniająca PN/B-195 [36]), w której nadal utrzymano metodę wyznaczania miarodajnej wytrzymałości betonu  $R_w$  na podstawie składu i stopnia ciekłości (w zakresie od 50 do 200 kG/cm<sup>2</sup>) równolegle jednak wprowadzono pojęcie marki betonu (opisanej miarodajną wytrzymałością  $R_w$  [kG/cm<sup>2</sup>]) w zakresie od 50 do 600 kG/cm<sup>2</sup>, z zastrzeżeniem stosowania marek wyższych od 250 jedynie w przypadkach uzasadnionych względami technicznymi i technologicznymi. Tym samym można przyjąć, że betony takich marek (to jest 300, 400, 500 i 600 kG/cm<sup>2</sup>) uznano za ponadprzeciętne, co pozwala na umowne ich zakwalifikowanie jako BWW. W tej samej normie betony marek 250, 300 i 400 zalecane były wyłącznie w elementach prefabrykowanych, a dwie najwyższe marki (500 i 600) nie zostały ujęte jako zalecane w jakichkolwiek przypadkach. W 1954 roku został opublikowany projekt normy PN-54/B-03260 [40], będący podstawą wprowadzenia, dwa lata później, normy PN-56/B-03260 [42]. Cytowany projekt normy [40] w zakresie marek betonu nie wprowadził istotnych zmian w stosunku do [34], natomiast w normie [42] ograniczono zakres marek betonu do  $R_w = 400$  kG/cm<sup>2</sup>, przy czym markę 300 zalecano tylko do konstrukcji prefabrykowanych oraz do elementów cienkościennych, a markę 400 wyłącznie do elementów prefabrykowanych. Opisane ograniczenie zakresu marek betonu w elementach żelbetowych spowodowane było wprowadzeniem w 1957 roku normy PN-57/B-03320 [43], poświęconej konstrukcjom z betonu sprężonego, w której, co prawda, ujęto betony wszystkich marek,

jednak konstrukcjom kablobetonowym przypisano betony marek 300, 400, 500 i 600, a strunobetonowym – marek 400, 500 i 600 kG/cm<sup>2</sup> (w obydwu przypadkach możliwe do sklasyfikowania jako BWW). Betony marek 400 i 500 przypisano też konstrukcjom kablobetonowym w normie branżowej [2] z 1963 roku. Normę [43] zastąpiono w 1966 roku normą PN-66/B-03320 [45]. W znacznym stopniu powieliła ona zapisy swojej poprzedniczki w zakresie marek betonu – z dwoma zmianami, a mianowicie dopuszczeniem betonu marki 300 w elementach strunobetonowych oraz nie do końca jasnym wprowadzeniem betonu marki 450, który nie występuje jawnie w tabelach, natomiast jest wzmiankowany w tekście, z uwagą o możliwości wyliczenia wytrzymałości i modułu sprężystości jako średnich arytmetycznych wartości podanych dla betonów marek 400 i 500.

W tym miejscu trzeba się odnieść do zapisów w normach materiałowych. Pierwsza norma „Beton zwykły” PN-55/B-0625 [41] ukazała się w 1955 roku. Ujęte w niej marki betonu (od 50 do 600) były zgodne z opisanymi już w odniesieniu do norm konstrukcyjnych, przy czym betony najwyższych marek (300, 400, 500, 600), traktowane tu jako BWW, zalecane były do konstrukcji sprężonych (300 i 400, dodatkowo, do elementów prefabrykowanych). W kolejnej edycji tej normy, w 1963 roku [44], zapisy te zostały dokładnie powtórzone.

Podsumowując cytowane normy można uznać, że w ówczesnym pojęciu betony klas 300, 400, 500 i 600 można traktować jako BWW, a na pewno określenie to przystaje do dwóch najwyższych klas. Znajduje to potwierdzenie w instrukcji [11] z 1967 roku, gdzie wprost występuje określenie „betony wysokiej wytrzymałości”, któremu przyporządkowano marki 300, 400, 500 i 600.

W opisanym przedziale czasu wypada jeszcze wspomnieć projekt normy PN/B-03264 z 1969 roku [35] wprowadzający pojęcie „klasa betonu”, bazujące na wytrzymałości na ściskanie i na zginanie. Klasy te oznaczono symbolami od B-0 do B-VII (z dodatkowymi klasami B-IIIa, B-IVa i B-Va), przy czym markom 300, 400, 500 i 600 odpowiadały, kolejno, klasy B-Va, B-V, B-VI i B-VII. W części konstrukcyjnej norma ta niemal ściśle odpowiadała normie [47] z 1976 roku, gdzie jednak opisom klas betonu odpowiadały wartości odpowiedniej jego wytrzymałości.

### 3. Betony wysokiej wytrzymałości w piśmiennictwie

Pojęcie betonu wysokiej wytrzymałości (BWW), jakkolwiek niewystępujące w normach, w literaturze pojawiło się już w 1952 roku [3]. Co prawda pod tym określeniem autor cytowanej pozycji rozumiał beton marki co najmniej 250 kG/cm<sup>2</sup> (zatem zalecany do wykonawstwa wielu typowych konstrukcji), jednak jako możliwy do uzyskania w warunkach produkcji przemysłowej uznał beton marki 700, a w warunkach laboratoryjnych prognozował możliwość osiągnięcia marek do 1400. Dwa lata później [21] jako BWW sklasyfikowano

betony marek od 400 do 800 (w Polsce) oraz, dodatkowo, 900 i 1000 (za granicą). W kolejnym roku jako realne do uzyskania w wybranych wytwórniach uznano betony marek 1000 i 1200, prognozując możliwość dojścia z czasem do marki 1500.

Podobne prognozy można znaleźć w publikacji [27] – jej autor jako realną uważa produkcję betonu marki 600 w warunkach placów budowy i marek 700-800 w warunkach specjalistycznych wytwórni, przy czym jako BWW traktuje betony marek co najmniej 300 kG/cm<sup>2</sup>.

Odchodząc od publikacji czysto teoretycznych, zacytować można dane opublikowane przez producentów prefabrykatów sprężonych, z założenia wymagających betonów o wysokich parametrach. Zwracali oni uwagę na znaczne rozrzuty wytrzymałości BWW wytwarzanych zgodnie z tymi samymi recepturami [31] i problemy z uzyskaniem betonów marek ponad 400 [9].

W pracy ITB [32] wspomniano o betonach marek do 1000, jednak jako realne w produkcji uważano betony do marki 500 włącznie. Uzyskanie w produkcji masowej betonu marki 600 (w warunkach prefabrykacji) wymagało uzgodnienia z wykonawcą [30]. Jeszcze we wczesnych latach 70. beton marki 500 uważano jako graniczny w warunkach polskich wytwórni [5, 48].

Podsumowując krótki przegląd literatury, należy uznać, że w realiach lat 60. i 70. ubiegłego wieku jako wysokiej wytrzymałości klasyfikowano betony marek powyżej 300 kG/cm<sup>2</sup>, przy czym jako wartość graniczną, realną w masowej produkcji, uznawano 500 kG/cm<sup>2</sup>, a w szczególnych przypadkach – 600 kG/cm<sup>2</sup>.

Z literatury lat 60. znane są betony klas od 700 do 800 kG/cm<sup>2</sup> [6, 8, 29], stosowane do produkcji bloków i stożków kotwiących do kabli sprężających systemu Freyssineta. Trzeba jednak pamiętać, że elementy te miały bardzo małe wymiary, a w ich produkcji stosowano metodę prasowania, a następnie sztuczne dojrzewanie w gotującej się wodzie.

## **4. Podstawowe materiały do produkcji BWW**

### **4.1. Cement**

W latach 50. i 60. ubiegłego wieku wytrzymałość betonu bazowała na znacznych ilościach cementu. W normie projektowania konstrukcji sprężonych [43] z 1957 roku do wykonania betonów klas 300 i 400 zalecano wykorzystanie cementów portlandzkich 350 lub 400 oraz cementów szybkosprawnych lub glinowych, w ilościach sięgających 550 kg na 1 m<sup>3</sup> mieszanki betonowej. Tak znaczna ilość cementu w mieszankach betonowych znajduje potwierdzenie w licznych publikacjach, przy czym nie zawsze przekładała się ona na spodziewane wytrzymałości betonu. Przykładowo, wyniki kontroli z lat 1957-59 wykazały, że



w produkcji prefabrykatów sprężonych, przy zużyciu cementu w granicach od 500 do 550 kg/m<sup>3</sup> uzyskano rzeczywiste wytrzymałości betonu w zakresie zaledwie od 369 do 431 kG/cm<sup>2</sup> [13].

W kolejnych edycjach norm materiałowych [2, 41, 44] do wykonania betonów marek co najmniej 300 zalecano cement portlandzki 400 (1955 r.), portlandzki 450, portlandzki szybkotwardniejący 400 i „super” 400 (1963 rok) i, dodatkowo, portlandzki 550 (1963 rok, norma branżowa). Podobne zalecenia znaleźć można w literaturze [1, 5, 7, 18, 21, 24, 26, 32, 50, 52], zwykle z uwagą o ograniczeniu zawartości cementu w mieszance do 400 lub 450 kg/m<sup>3</sup>, z uwagi na konieczność redukcji skurczu. Podobne, a nawet niższe zalecenia co do ilości cementu w BWW (od 350 do 450 kg/m<sup>3</sup>) określono już w 1956 roku [22]. Ciekawe jest odniesienie tych danych do zaleceń obowiązujących w innych krajach. Zgodnie z danymi cytowanymi w artykule [23] do uzyskania betonu marki 400 w krajach Europy zachodniej w 1940 roku w 1 m<sup>3</sup> mieszanki używano od 500 do 700 kg cementu, a w 1950 roku już tylko 300 kg, co świadczy o zapóźnieniu technologicznym polskich wytwórni w latach 50. i 60.

We wspomnianej już instrukcji [11], poświęconej betonom wysokiej wytrzymałości, jako wskazane w ich produkcji wymieniono cementy portlandzkie 350, 450 i 550 – ten ostatni z uwagą o braku odpowiedniej normy materiałowej, a także szybkotwardniejące 400 i „super” 400. Jednocześnie jednak zwracano uwagę na brak na rynku cementów portlandzkich 450 i 550 [23] – zapis o opracowaniu technologii ich masowego wytwarzania (a także cementów szybkotwardniejących 400 i 500) znaleźć można dopiero w 1969 roku [49].

Pozostając w realiach ówczesnej gospodarki jako powszechnie dostępne wyższych marek wymieniano w literaturze wyłącznie cementy portlandzkie 300 i 400 [4, 10, 16, 29, 30], co tłumaczono stosowaniem do klinkieru licznych domieszek zwiększających ilość finalnego produktu, jednak kosztem jego jakości [15].

Aby ocenić udział cementów wysokich marek w całej produkcji, można przywołać dane z lat 1960-1963, gdzie średnia marka cementu (wyliczona z wagami uwzględniającymi produkcję poszczególnych marek handlowych) w 1960 roku wynosiła 272 kG/cm<sup>2</sup>, a w 1963 roku – 293 kG/cm<sup>2</sup> [28]. Mimo pewnego wzrostu, wyraźnie widoczny jest tu znaczący udział w rynku cementów niskich marek.

## 4.2. Kruszywo

W pierwszych powojennych normach, cytowanych już wcześniej, zalecenia dotyczące kruszyw były bardzo ogólne – jeszcze w normie materiałowej [41] z 1955 roku nie wyróżniano kruszyw zalecanych do betonów wyższych marek, jedynie wymagając, aby w betonach marek 400 i wyższych ubity stos okruczowy miał co najmniej 25% wolnej przestrzeni. Więcej danych można znaleźć w normach konstrukcyjnych, gdzie w 1957 roku [43] i 1966 [45] w konstrukcjach sprężonych, zatem wykonywanych z BWW, zalecano stosowanie w stosie okruczowym piasku odmiany 1, tłuczni lub kłińca granitowego

sortowanego marki 400, grysu bazaltowego marki 400 i żwiru sortowanego marek 400 i 500. Wymienione marki kruszyw zostały wprowadzone i sprecyzowane wcześniej, w 1953 roku, w normach [38, 39].

W literaturze generalnie zalecano wykonywanie BWW na bazie granitowych i bazaltowych kruszyw łamanych [1, 18, 26], uważając granit za właściwszy wybór [9, 18, 21]. Część autorów zalecała też kruszywa diabazowe i porfirowe [19, 21, 22, 24, 25, 32] oraz andezyt i malachit [20]. W kolejnych latach do zalecanych kruszyw doszły sjenity [5, 48] i kruszywa węglanowe [5] – z uwagami o możliwej reakcji alkalia-kruszywo.

Wielokrotnie wspomniana już instrukcja [11], w całości poświęcona BWW, precyzowała kruszywa zalecane do betonów marek powyżej 300 kG/cm<sup>2</sup>, jako kruszywo drobne, zalecając piaski kwarcowe o zdefiniowanych parametrach, a jako grube – grysy i tłucznie granitowe, sjenitowe, diorytowe, andezytowe, bazaltowe i melafirowe; w betonach marek 300 i 400 dopuszczano użycie żwiru – w tym drugim jako domieszki (do 30%) do kruszywa łamanego.

Odnosząc się do publikacji, mimo ogólnej tendencji autorów do pokazywania sukcesów ówczesnej gospodarki, znaleźć też można artykuły krytykujące jakość kruszyw z poszczególnych kamieniołomów [12, 14], a nawet określające dostępność dobrego kruszywa jako tragiczną [33]. W warunkach obowiązującej gospodarki planowej realizację założonej produkcji grysów twardych w 1961 roku oceniono jako 77%, a w 1962 roku – 43% [17], co wskazuje na ich bardzo niską dostępność, niewątpliwie znajdującą swoje odbicie w produkcji i parametrach betonów wyższych marek.

### 4.3. Domieszki i dodatki

Popularne obecnie domieszki i dodatki do betonu w latach 50. i 60. ubiegłego wieku w polskich realiach niemal nie występowały, a większość receptur mieszanek betonowych wyróżniała 3 podstawowe składniki: cement, kruszywo z podziałem na frakcje i wodę. W części norm konstrukcyjnych [43, 45] jedynie wspomniano o dodatkach uszczelniających, uplastyczniających lub przyspieszających wiązanie, z uwagą, że nie mogą one obniżać wytrzymałości betonu i powodować korozji stali. W normie materiałowej [41] wymieniono konkretne dodatki przyspieszające wiązanie (szkło wodne, chlorek wapnia, soda) i uplastyczniające (mielony żużel, mączka kamienna, ług posulfitowy), nie precyzując zasad ich stosowania. Wśród wymienionych substancji duże zastrzeżenia budzi chlorek wapnia, mający silne działanie korozyjne, na co zwrócili uwagę autorzy instrukcji [11], zabraniając stosowania go (a także soli kuchennej i kwasu solnego) w betonach wysokiej wytrzymałości. Warto tu wspomnieć, że zastosowanie chlorku wapnia w betonie ochronnym kabli sprężających w dźwigarach z otwartymi pasami dolnymi było przyczyną kilku poważnych awarii budowlanych – co potwierdza ryzyko stosowania go w betonach zbrojonych.

## 5. Podsumowanie

Z analizowanych materiałów archiwalnych wynika, że jako BWW w latach 50. i 60. dwudziestego wieku uznawano betony o wytrzymałościach od 300 do 600 kG/cm<sup>2</sup>. Z obecnego punktu widzenia można je uznać za przeciętne, łatwe do uzyskania przy użyciu podstawowych materiałów i technologii. W opisywanym okresie uzyskanie takich parametrów było jednak poważnym wyzwaniem. Świadczą o tym opisane w literaturze, ale także ujęte w części dokumentów formalnych (norm, instrukcji) uwagi o nierealności uzyskania betonów marki 600, a nawet 500. Podobne wątpliwości znaleźć można w odniesieniu do produkcji cementów wyższych marek, a nawet do pozornie najłatwiejszych do otrzymania kruszyw o wymaganych parametrach. Na podstawie przedstawionych danych wyraźnie widać różnice czysto technologiczne, bowiem z praktycznie tych samych materiałów można obecnie uzyskać betony o znacznie wyższych parametrach, a samo pojęcie betonów wysokiej wytrzymałości jest obecnie całkiem inaczej interpretowane.

## Bibliografia

1. Abramowicz M.: Produkcja prefabrykatów betonowych. Poradnik. Arkady, Warszawa 1969.
2. BN-63/9014-01. Dachowe dźwigary kablobetonowe monolityczne i składane. Zjednoczenie Przemysłu Betonów, Warszawa 1963.
3. Borusiewicz W.: Konstrukcje prefabrykowane. Podstawy naukowe i konstrukcyjne. PWN, Kraków 1952.
4. Bryła S., Suwalski L.: Beton i żelbet. Budownictwo i Architektura, Warszawa 1954.
5. Chrzanowski J., Jarosz T., Słoniewski A.: Przemysłowa produkcja elementów i konstrukcji kablobetonowych. Problematyka Budownictwa, Zeszyt 38. COIB, Warszawa 1972.
6. Ciesielski J., Ziobroń W.: Doświadczenia z produkcji i zastosowania żelbetowych zakotwień w konstrukcjach kablobetonowych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 2, 1960.
7. Cieszyński K., Hładyniuk W., Bielawski J.: Technologia konstrukcji kablobetonowych. Arkady, Warszawa 1968.
8. Cieszyński K.: Zakotwienia samozaciskowe w betonie kablowym i strunowym, [w:] Kluz T. (red.): Beton sprężony. Konstrukcje i technologia. Tom I. OITiEwB, Warszawa 1968.

9. Dąbrowski Z.: Doświadczenia Warszawskich Zakładów Betoniarskich i Żelbetowych Budownictwa Przemysłowego w realizacji konstrukcji sprężonych, [w:] Konstrukcje sprężone w budownictwie przemysłowym. Referaty. BSiPTBP, Warszawa 1955.
10. Grzegorzewski W. (red.): Warunki techniczne wykonania i odbioru konstrukcji kablobetonowych. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1967.
11. Grzegorzewski W., Kowalski R., Talbierski J.: Instrukcja wykonania i kontroli betonów i zapraw o wysokiej wytrzymałości. ITB, Arkady, Warszawa 1967.
12. Kajfasz S., Kierski B.: Perspektywy rozwojowe betonu sprężonego. „Budownictwo Przemysłowe”, nr 3, 1955.
13. Kajfasz S.: Charakterystyka wytrzymałościowa betonu do konstrukcji sprężonych wykonanych w Polsce. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 6, 1960.
14. Kajfasz S.: Konstrukcje z betonu sprężonego w planie postępu techniki, [w:] Konstrukcje sprężone w budownictwie przemysłowym. Referaty. BSiPTBP, Warszawa 1955.
15. Kajfasz S.: Niektóre zagadnienia rozwoju konstrukcji sprężonych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 3, 1962.
16. Kajfasz S.: O realizacji konstrukcji sprężonych w budownictwie przemysłowym. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 7, 1954.
17. Kamiński T.: Sytuacja w zakresie zaopatrzenia budownictwa w mineralne kruszywa naturalne na tle organizacji i rozwoju produkcji kruszyw naturalnych w kraju. „Przegląd Budowlany i Budownictwo Mieszkaniowe”, nr 3, 1963.
18. Kaufman S., Mames J.: Beton sprężony. MP-BH/026-54. Materiały pomocnicze do projektowania. Biuro Projektów Urządzeń Przemysłu Hutniczego, Gliwice 1954.
19. Kluz T. (red.): Wykonywanie betonów sprężonych. Poradnik. Arkady, Warszawa 1965.
20. Kluz T., Ciołek R., Szymański E.: Zagadnienia ogólne prefabrykacji. Budownictwo betonowe, tom VII. Arkady, Warszawa 1972.
21. Kluz T., Eyman K.: Projektowanie betonów. Bud. i Architektura, Warszawa 1954.
22. Kluz T.: Beton kablowy. Projektowanie i wykonawstwo. Budownictwo i Architektura, Warszawa 1956.
23. Kluz T.: Materiały do produkcji betonów sprężonych. Stan obecny i perspektywy rozwojowe. Inżynieria i Budownictwo, nr 2, 1964.
24. Kluz T.: Prefabrykacja i beton sprężony. Część I. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Łódź-Warszawa 1957.
25. Kluz T.: Technika i wytyczne wykonywania sprężonych belek kablowych. Budownictwo i Architektura, Warszawa 1955.
26. Kowalski R., Talbierski J.: Betony zwykłe. Poradnik Projektanta Przemysłowego, Temat 76. BSiPTBP, Warszawa 1965.
27. Kozak R.: Prefabrykacja i beton sprężony. Cz. czwarta. Kablobeton. PWN, Poznań 1954.
28. Krzysztofik T.: Rola postępu technicznego w wykonaniu zadań budownictwa i przemysłu materiałów budowlanych w latach 1964-1970. „Przegląd Budowlany”, nr 2, 1964.

29. Kułas W.: Konstrukcje wstępnie sprężone. Część I. PWN, Łódź-Kraków 1957.
30. Kuś S., Włodarz A., Zalewski W., Zieliński Z.: Konstrukcje sprężone. Informator Projektanta Przemysłowego 17. BSiPTBP, Warszawa 1960.
31. Masłowski A.: Doświadczenia w produkcji kablobetonów, [w:] Konstrukcje sprężone w budownictwie przemysłowym. Referaty. BSiPTBP, Warszawa 1955.
32. Nechay J. (red.): Beton sprężony. Prace ITB nr 247. Wydawnictwo Arkady Budownictwo-Sztuka-Architektura, Warszawa 1959.
33. Nechay J.: Baza materiałowa konstrukcji budowlanych w pięciolatce. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4, 1956.
34. PN/B-03260. Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Warszawa 1951.
35. PN/B-03264. Projekt. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1969.
36. PN/B-195. Norma tymczasowa. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Warszawa 1945.
37. PN/B-196. Norma tymczasowa. Roboty betonowe i żelbetowe. Warunki techniczne wykonywania. PKN, Warszawa 1946
38. PN-53/B-06710. Kruszywo mineralne łamane. PKN, Warszawa 1953.
39. PN-53/B-06712. Kruszywo mineralne. Żwir. PKN, Warszawa 1953.
40. PN-54/B-03260. Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Warszawa 1954.
41. PN-55/B-06250. Beton zwykły. PKN, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1955.
42. PN-56/B-03260. Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1956.
43. PN-57/B-03320. Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1957.
44. PN-63/B-06250. Beton zwykły. PKN, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1963.
45. PN-66/B-03320. Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1966.
46. PN-75/B-06250. Beton zwykły. PKNiM, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1975.
47. PN-76/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKNiM, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1976.
48. Talbierski J.: Technologia betonów i zapraw o wysokiej wytrzymałości, [w:] Żuchowski Z. (red.): Wykonawstwo kablobetonów. ITB, Warszawa 1971.
49. Węglarz M.: Osiągnięcia budownictwa w ostatnim 25-leciu. Inżynieria i Budownictwo”, nr 8-9, 1969.
50. Zieliński Z.A.: Prefabrykowane betonowe dźwigary sprężone. Wydawnictwo Budownictwo i Architektura, Warszawa 1956.

51. Zieliński Z.: Prefabrykacja hal przemysłowych o dużej rozpiętości. „Biuletyn Techniczny BPBP”, nr 1, 1958.
52. Zieliński Z.: Prefabrykowane betonowe dźwigary sprężone. Wydanie drugie poprawione. Arkady, Warszawa 1962.

Radosław JASIŃSKI  
Politechnika Śląska, GLIWICE

## UPROSZCZONA METODA SPRAWDZANIA NOŚNOŚCI MUROWYCH ŚCIAN USZTYWNIAJĄCYCH WEDŁUG prEN 1996-3:2017

**Streszczenie.** Uproszczona metoda, zaproponowana w normie prEN 1996-3:2017, jest w zasadzie jedyną procedurą, którą można zastosować do sprawdzenia nośności murowych ścian usztywniających. Geneza metody wskazuje, że wszystkie stabelaryzowane współczynniki zostały opracowane na podstawie kryteriów stosowanych w niemieckich przepisach. W pracy przedstawiono podstawy teoretyczne metody i zaproponowano własne rozwiązanie uwzględniające kryterium wytrzymałościowe zgodne z normą prEN 1996-1:2017, kombinacje obciążeń obowiązujące w normie PN-EN 1990:2004 i polskie rozwiązania konstrukcji ścian i stropów. Znaleziono relacje między wartościami współczynników  $c_t$  a względnymi obciążeniami stałymi  $\alpha$  i względnymi obciążeniami użytkowymi  $\chi$ .

**Słowa kluczowe:** konstrukcje murowe, ściany usztywniające, metoda uproszczona.

## SIMPLIFIED METHOD FOR THE VERIFYING THE CAPACITY OF MASONRY STIFFING WALLS ACCORDING TO prEN 1996-3:2017

**Summary.** The simplified method proposed in prEN 1996-3:2017 is basically the only procedure that can be used to check the resistance of masonry stiffening walls. The origin of the method indicates that all the tabulated coefficients were compiled on the basis of criteria used in German regulations. The paper presents the theoretical basis of the method and proposes its own solution, taking into account the strength criterion in accordance with the prEN 1996-1:2017 standard, load combinations applicable in the PN-EN 1990:2004 standard and Polish solutions for the construction of walls and floors. Relations between the values of  $c_t$  coefficients and relative dead loads  $\alpha$  and relative used loads  $\chi$  were found.

**Keywords:** masonry structures, stiffing walls, simplified method.

## 1. Wprowadzenie

Aktualny Eurokod PN-EN 1996-1-1:2010 (EC-6) [5] zawiera ogólne zalecenia dotyczące rozdziału obciążeń zewnętrznych na ściany usztywniające. Nie podano jednak szczegółowych wytycznych pozwalających na aplikację sprawdzonych i akceptowalnych procedur obliczeniowych dostępnych w literaturze [4]. Jedyną kompletną metodą, podaną w aktualnych przepisach, jest metoda uproszczona, zamieszczona w Eurokocie PN-EN 1996-3:2010 (EC-6-3) [16], dlatego jest powszechnie stosowana w praktyce projektowej. W projekcie Eurokodu prEN 1996-1-1:2017 (prEC-6) [6] nie wprowadzono żadnych zmian w zakresie analiz ścian usztywniających, za to istotnej zmianie uległy przepisy dotyczące metody uproszczonej w Eurokocie prEN 1996-3:2017 (prEC-6-3) [9].

Modyfikacja dotyczyła: warunku geometryczno-statycznego, wyeliminowania rodzaju muru (charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie  $f_k$ ) oraz zmiany wartości współczynników  $c_t$ . Dodano również wpływ kształtu ściany – proporcji wysokości do długości ( $h/l$ ). Wprowadzenie tak istotnych zmian skłania do przeanalizowania genezy zapisów normy prEC-6-3. Podstawowym celem pracy jest przybliżenie podstaw teoretycznych zaimplementowanej metody uproszczonej oraz jej dostosowanie do krajowych i europejskich przepisów.

## 2. Ustalenia normowe i podstawy metody uproszczonej

Przyjęta w normie prEC-6-3 [9] uproszczona metoda pozwala sprawdzić nośność symetrycznego układu ścian usztywniających w murowanym budynku według następującej zależności:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \rightarrow w_{Ed} l_{b,j} h_{tot}^2 \leq \frac{1}{\gamma_M} f_k c_t \sum t \cdot l_{s,i}^2, \quad (1)$$

gdzie:

$M_{Ed}$  – obliczeniowy moment zginający,

$M_{Rd}$  – obliczeniowa nośność na zginanie,

$l_{b,j}$  – wymiar rzutu budynku określony w kierunku  $j$  prostopadłym do działania wiatru (rys. 1),

$l_{s,i}$  – długość ściany usztywniającej w kierunku  $i$  równoległym do działania wiatru (rys. 1),

$h_{tot}$  – całkowita wysokość budynku (rys. 1),

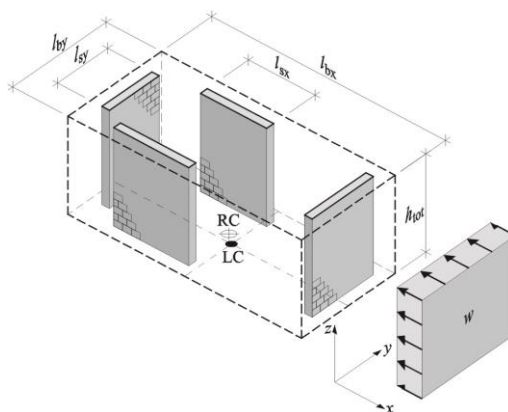
$w_{Ed}$  – obliczeniowe obciążenie wiatrem (suma parcia i ssania) w  $\text{kN/m}^2$  (rys. 1),

$c_t$  – stała zależna od  $\alpha$ , przyjmowana z tablicy 1,

$$\alpha = \frac{N_{Gk}}{A \cdot f_d} = \frac{N_{Gk}}{f_d t l},$$

$N_{Gk}$  – charakterystyczna wartość obciążenia stałego w rozpatrywanej ścianie usztywniającej.





Rys. 1. Rozplanowanie ścian usztywniających wg normy [9]

Fig. 1. Layout of stiffening walls acc. to [9]

Tablica 1

Wartości współczynnika  $c_t$

$\frac{h_{tot}}{l_{si}}$	$\alpha$						
	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	$\geq 0,30$
$\geq 2,0$	0,000	0,023	0,043	0,061	0,077	0,090	0,101
1,0*	0,000	0,011	0,022	0,031	0,038	0,045	0,050

\* wartości mniejsze niż 1 nie mogą wystąpić ze względu na definicję  $l_{sx}$ ,  $l_{sy}$ , patrz załącznik A.3 (3) normy [9].  
 Interpolację liniową można przeprowadzić dla  $h_{tot}/l_{si}$  od 1 do 2, a także dla  $\alpha$  od 0 do 0,3.

Teoretyczne podstawy metody zostały przedstawione w pracach [1, 10] bazujących na publikacji [2], dotyczącej ogólnej metody sprawdzania nośności ścian ścinanych. W cytowanych pracach [1, 10] przyjęto następujące założenia:

- stosunek charakterystycznych obciążeń zmiennych do charakterystycznych obciążeń stałych przyjęto za równy  $q_k/g_k = 0,5$ ,
- ekstremalne siły wewnętrzne wyznaczone ze wzorów (6.10) i (6.10b) w postaci:

kombinacja (EWK 1 – wzór (6.10) normy [3]):

$$V_{Ed,max} = \gamma_Q V_{Ek}, N_{Ed,min} = \gamma_{G,inf} N_{Gk}, \tag{2}$$

kombinacja (EWK 2 – wzór (6.10b) normy [3]):

$$V_{Ed,max} = \gamma_Q V_{Ek}, N_{Ed} = \gamma_{G,sup} N_{Gk} + \gamma_Q \psi_{0,N} N_{Qk}, \tag{3}$$

kombinacja (EWK 3 – wzór (6.10) normy [3]):

$$N_{Ed,max} = \gamma_{G,sup} N_{Gk} + \gamma_Q \psi_{0,N} N_{Qk}, V_{Ed} = \gamma_Q \psi_{0,V} V_{Ek}, \tag{4}$$

w których:

$\gamma_Q = 1,5$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa od obciążeń zmiennych,

$\gamma_{G,inf} = 1,0$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa od obciążeń stałych (minimum),

$\gamma_{G,sup} = 1,35$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa od obciążeń stałych (maksimum),

$\psi_{0,V} = 0,6$  – współczynnik kombinacyjny do wiodącego obciążenia poziomego,

$\psi_{0,N} = 0,7 - 1,0$  – współczynnik kombinacyjny do wiodącego obciążenia.

Wprowadzono następującą zależność:

$$N_{Ed,max} = \delta N_{Ed,min} = \left( \gamma_Q - \frac{\gamma_Q - \gamma_G}{1 + q/g} \right) \left( 1 + \frac{q}{g} \psi_{0,N} \right) N_{Gk}, \tag{5}$$

w której wartości współczynników  $\delta$  były równe:

kombinacja (EWK 2 – wzór (6.10b) normy [3]):

$$N_{Ed} = 1,9N_{Gk} (\psi_{0,N} = 0,7 \rightarrow \delta = 1,9), \quad (6)$$

kombinacja (EWK 3 – wzór (6.10) normy [3]):

$$N_{Ed} = 2,1N_{Gk} (\psi_{0,N} = 1,0 \rightarrow \delta = 2,1). \quad (7)$$

Przyjęto następujące kryteria zniszczenia muru ścinanego:

a) zniszczenie muru przez spoiny wsporne (kryterium Coulomba-Mohra):

$$f_{vk1} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (8)$$

gdzie:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{l_{c,lin}t} = \frac{N_{Ed}}{3/2(1-2e/l)lt} = \frac{N_{Ed}}{3/2(1-2\lambda_v V_{Ed}/N_{Ed})lt} \geq \frac{N_{Ed}}{lt},$$

b) zniszczenie muru na skutek ukośnego rozciągania muru:

$$f_{vk2} = 0,45f_{bt,cal} \sqrt{1 + \frac{\sigma_d}{f_{bt,cal}}}. \quad (9)$$

Wprowadzono bezwymiarowe, względne wartości sił osiowych i poziomych równe:

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_k t l}, \quad n_{Gk} = \frac{N_{Gk}}{f_k t l}, \quad v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{f_k t l}, \quad v_{Ek} = \frac{V_k}{f_k t l}, \quad (10)$$

Nośności ściany ze względu na obciążenia poziome uzależniono od postaci zniszczenia muru obciążonego pionowo i poziomo. Poszczególne formuły określające względną nośność zapisano w następującej postaci:

– obliczeniowa nośność na zginanie muru w płaszczyźnie:

kombinacja EWK 1:

$$v_{Rd,B1} = \frac{1}{2\lambda_v} (n_{Ed} - 1,5n_{Ed}^2), \quad \max v_{Ek,B1} \leq v_{Rd,B1} \frac{1}{1,5}, \quad (11)$$

kombinacja EWK 2:

$$v_{Rd,B2} = \frac{1}{2\lambda_v} \left( 1,9n_{Gk} - \frac{1,5}{0,85} 1,9^2 n_{Ed}^2 \right), \quad \max v_{Ek,B2} \leq v_{Rd,B2} \frac{1}{1,5 \cdot 1,0}, \quad (12)$$

kombinacja EWK 3:

$$v_{Rd,B3} = \frac{1}{2\lambda_v} \left( 2,1n_{Gk} - \frac{1,5}{0,85} 2,1^2 n_{Ed}^2 \right), \quad \max v_{Ek,B3} \leq v_{Rd,B3} \frac{1}{1,5 \cdot 0,6}, \quad (13)$$

– charakterystyczna nośność na ścinanie muru wywołana oderwaniem zaprawy od powierzchni elementów murowych na skutek obrotu:

$$v_{Ek,K} = \frac{1}{2\gamma_Q \lambda_v} \gamma_{G,stab} n_{Gk} = \frac{1}{2 \cdot 1,5 \lambda_v} 0,9 n_{Gk} = \frac{0,9}{\lambda_v} n_{Gk}, \quad (14)$$

– nośność na ścinanie spowodowane poślizgiem zaprawy w spoinach wspornych ( $l_c < l$ ):

$$v_{Rd,R1} = \frac{1,5 \frac{f_{vk0}}{f_k} + 0,4n_{Gk}}{c\gamma_M + 3\lambda_v \frac{f_{vk0}}{f_k} \frac{1}{n_{Gk}}}, \quad \max v_{Ek,R1} \leq v_{Rd,R1} \frac{1}{\gamma_Q}, \quad (15)$$

– nośność na ścinanie spowodowane poślizgiem zaprawy w spoinach wspornych ( $l_c = l$ ):

$$v_{Rd,R2} = \frac{1}{c\gamma_M} \left( \frac{f_{vk0}}{f_k} + 0,4n_{Gk} \right), \quad \max v_{Ek,R2} \leq v_{Rd,R2} \frac{1}{\gamma_Q}, \quad (16)$$

– nośność na ścinanie spowodowane ukośnym rozciąganiem elementów murowych: ( $l_c < l$ ):

$$v_{Rd, SZ1} = \frac{1}{2} \left( 3 + \frac{n_{Gk}}{f_{bt, cal} / f_k} \right) \frac{AB}{1 - B^2} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{1 - B^2}{B^2} \frac{3}{C}} \right], \max v_{Ek, SZ1} \leq v_{Rd, SZ1} \frac{1}{\gamma_Q}, \quad (17)$$

gdzie:  $A = 0,45 \frac{f_{bt, cal}}{\gamma_{MC}}$ ,  $B = \frac{3A}{n_{Gk}} \lambda_v$ ,  $C = 3 + 2 \frac{n_{Gk}}{f_{bt, cal} / f_k} \lambda_v$ ,

– nośność na ścinanie spowodowane ukośnym rozciąganiem elementów murowych ( $l_c = l$ ):

$$v_{Rd, SZ2} = A \sqrt{1 + n_{Gk} \frac{f_k}{f_{bt, cal}}}, \max v_{Ek, SZ2} \leq A \sqrt{1 + n_{Gk} \frac{f_k}{f_{bt, cal}}} \frac{1}{\gamma_Q}, \quad (18)$$

– nośność ze względu na ukośne ściskanie muru:

kombinacja EWK 2:

$$v_{Rd, SD2} = \frac{1 - 1,5 \cdot 1,9 n_{Gk}}{1,5c + \frac{2\lambda_v}{1,9n_{Ek}} \frac{u}{h_u}} \frac{u}{h_u}, \max v_{Ek, SD2} \leq v_{Rd, SD2} \frac{1}{1,5 \cdot 1,0}, \quad (19)$$

kombinacja EWK 3:

$$v_{Rd, SD3} = \frac{1 - 1,5 \cdot 2,1 n_{Gk}}{1,5c + \frac{2\lambda_v}{2,1n_{Ek}} \frac{u}{h_u}} \frac{u}{h_u}, \max v_{Ek, SD2} \leq v_{Rd, SD2} \frac{1}{1,5 \cdot 0,6}, \quad (20)$$

gdzie:

$\lambda_v$  – smukłość ścinania określająca odległość od podstawy ściany do miejsca zerowych momentów zginających,

$c = 1,0 - 1,5$  – współczynnik uwzględniający względną smukłość muru równy  $c = 1,5$ , gdy  $\lambda_v \geq 2,0$ , oraz  $c = 1,0$ , gdy  $\lambda_v \leq 1,0$ ,  $u$ ,

$h_u$  – odpowiednio długość zakładu oraz wysokość elementu murowego.

Za pomocą znormalizowanych równań od (11) do (20) określono nośności na ścinanie różnych typów niezbrojonych ścian murowych. Używając wartości charakterystycznej obciążenia  $v_{Ek} = V_{Ek}/f_k t l$  w funkcji względnego obciążenia stałego  $n_{Gk} = N_{Gk}/f_k t l$ , sporządzono wykresy interakcji  $v_{Ek} - n_{Gk}$  pozwalające wyznaczyć nie tylko ekstremalne wartości względnych sił, lecz także zróżnicowanie mechanizmy zniszczenia ścinanej ściany. Uwzględniając, że moment zginający od obciążeń zewnętrznych nie może być większy od nośności, wyprowadzono, obowiązującą w projekcie Eurokodu 6, zależność (1). Wartości  $c_t$  podane w tablicy 1, służące do określenia nośności ścian usztywniających, zostały wykalibrowane w pracy [1] tak, aby wyznaczona nośność była mniejsza od nośności obliczonej według procedury omówionej w pracy [2]. W odróżnieniu od wcześniejszych edycji Eurokodu [14] wartości  $c_t$  uzależniono również od smukłości ścian usztywniających  $h_{tot}/l$ . Ponadto, zgodnie z niemieckim załącznikiem krajowym [8], uwzględniono mniejszy częściowy współczynnik bezpieczeństwa (zredukowany o 15%) oraz zmodyfikowane modele wyznaczania nośności [7]. Dodatkowo uwzględniono współczynnik redukcji nośności równy  $\Phi_z = 0,6$  (minimalny według DIN EN 1996-3/NA [15]), wynikający z redukcji nośności ściany obciążonej głównie pionowo. Szczegółowy opis procedury kalibracji współczynnika  $c_t$  w niemieckich przepisach przedstawiono w monografii [4].

### 3. Propozycja metody uproszczonej zgodnie z ustaleniami Eurokodu 6

Przedstawione w pkt. 2 podstawy metody uproszczonej mogą budzić istotne wątpliwości, wynikające z:

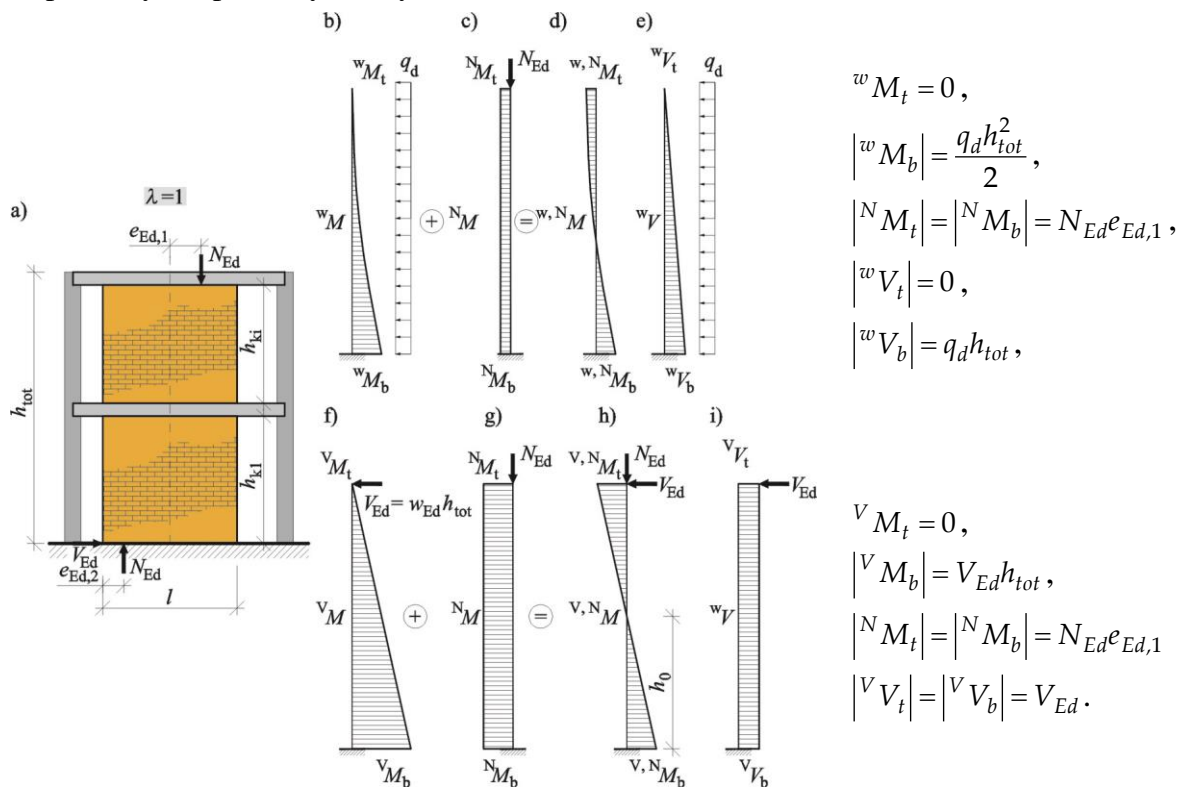
- a) przyjętych kryteriów wytrzymałościowych będących podstawą określania nośności ściany na zginanie (rozciąganie przy zginaniu), ścinanie i ściskanie przy zginaniu (uwzględnienie redukcji długości strefy ściskanej współczynnikiem  $\Phi_z = 0,6$ ) opierających się na niemieckim załączniku krajowym DIN EN 1996-1-1/NA (2015-01) [8] i innych wieloletnich tradycjach stosowanych we wcześniejszych niemieckich normach [7, 12, 13],
- b) przyjęcia arbitralnie jednej wartości proporcji obciążeń  $Q_k/G_k = 0,5$ , które eliminują inne możliwe przypadki obciążenia,
- c) zastosowania maksymalnego współczynnika materiałowego  $\gamma_M = 2,0$  i pominięcie tym samym większych możliwych współczynników obciążenia (również obowiązujących w Polsce),
- d) ograniczenia wartości względnych obciążeń minimalnych  $\alpha \leq 0,3$ .

Wymienione wątpliwości skorygowano, wprowadzając dodatkowe założenia:

- i) obowiązuje kryterium wytrzymałościowe na ścinanie zgodnie z normą prEN-1996-1-1:2017 [6],
- ii) minimalna wytrzymałość znormalizowana elementu murowego na ściskanie wynosi  $f_b=4,0 \text{ N/mm}^2$ ,
- iii) pomija się wytrzymałość na rozciąganie muru ( $f_{xk1}=f_{xk2}=0$ ),
- iv) wprowadza się wartość współczynnika będącego ilorzem sumarycznego charakterystycznego obciążenia zmiennego i charakterystycznego obciążenia stałego  $\chi = Q_k/G_k$  mogącego przyjmować wartości z przedziału  $\chi \in \langle 0;1 \rangle$ ,
- v) oprócz współczynnika materiałowego  $\gamma_M = 2,0$  przyjmuje się wartość maksymalnego współczynnika  $\gamma_M = 2,5$ ,
- vi) stosuje się dowolne wartości względnych obciążeń minimalnych  $\alpha$ ,
- vii) ścianę usztywniającą traktuje się jako pręt obustronnie utwierdzony, jeżeli smukłość ściany wynosi  $\lambda = h_{tot}/l = 1,0$  (rys. 2) lub wspornik przy smukłości  $\lambda = h_{tot}/l \geq 2,0$  (rys. 3), pomijając podział ściany przez stropy.

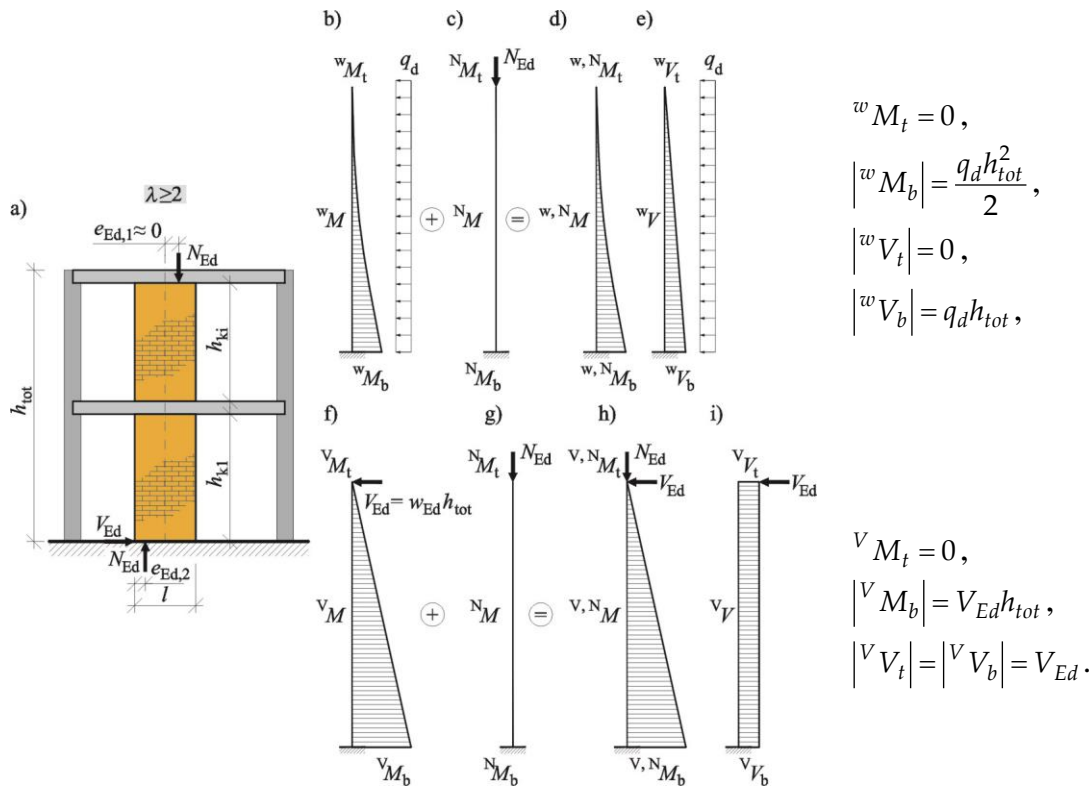
W wypadku ściany smukłej  $\lambda \geq 2,0$  (najczęściej bez otworów) można przyjąć, że rozplanowanie stropów powoduje, że mimośród  $e_{Ed,1} \approx 0$  pionowego obciążenia  $N_{Ed}$  będzie leżał w rdzeniu przekroju, a więc można założyć, że ściana poddana będzie osiowemu ściskaniu, a przebieg momentów zginających będzie taki sam jak we wsporniku. Z kolei w ścianie krępej  $\lambda = 1,0$  wypadkowe obciążenia  $N_{Ed}$  pochodzące ze stropów oraz wywołane obecnością otworów mogą znajdować się poza rdzeniem ( $e_{Ed,1} \neq 0$ ), powodując powstanie momentu zginającego na górnej krawędzi ściany. Przy łącznym działaniu poziomego obciążenia przebieg momentów zginających będzie zbliżony do przebiegu

momentów w pręcie częściowo utwierdzonym. Wykorzystując założenia metody zaproponowanej w pracy [1], przyjęto utwierdzenie z możliwością poziomego przesuwu górnej krawędzi ściany oraz pełne utwierdzenie dolnej krawędzi. Takie rozwiązanie jest najbardziej niekorzystne pod względem wartości momentu przy dolnej krawędzi ściany, viii) modelem ściany jest tarcza, w której obowiązuje zasada płaskich przekrojów, a naprężenia mają przebieg liniowy (trójkątny lub trapezowy). Określając kształt wykresów naprężeń, należy pominąć długość strefy rozciąganej  $l_c$ . Nośność ściany sprawdza się tylko w dolnym przekroju. Przebieg naprężeń w rozpatrywanym przekroju ściany należy wyznaczyć, uwzględniając występujący moment zginający od obciążeń poziomych i pionowych – rys. 4.



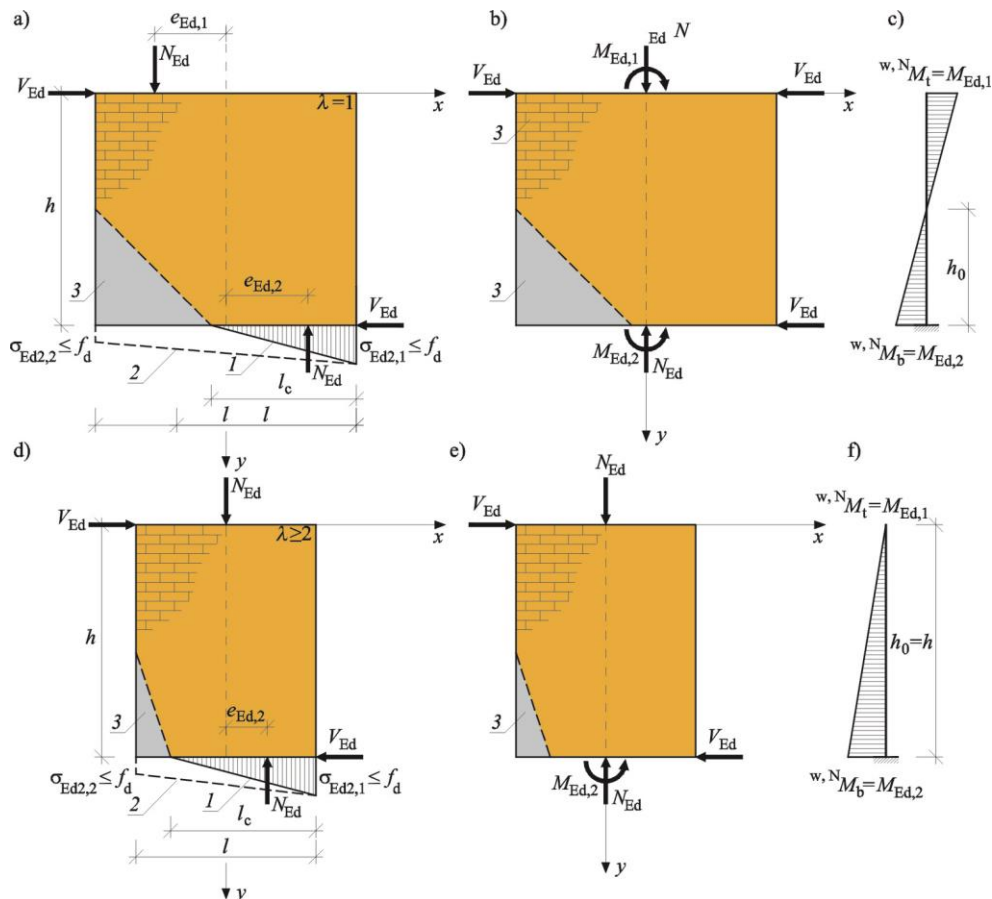
Rys. 2. Geometria ściany o smukłości  $\lambda = 1,0$  przyjęta w metodzie uproszczonej: a) geometria i podstawowe oznaczenia, b) wykres momentów zginających od obciążenia wiatrem  $q_d$ , c) wykres momentów zginających od siły osiowej  $N_{Ed}$  na mimośrodku  $e_{Ed,1}$ , d) superpozycja momentów zginających od obciążeń  $q_{Ed}$  i  $N_{Ed}$ , e) wykres sił poprzecznych od łącznego działania obciążeń od obciążeń  $q_d$  i  $N_{Ed}$ , f) wykres momentów zginających od obciążenia  $V_{Ed}$ , g) wykres momentów zginających od siły osiowej  $N_{Ed}$  na mimośrodku  $e_{Ed,1}$ , h) superpozycja momentów zginających od obciążenia  $q_d$  i  $N_{Ed}$ , i) wykres sił poprzecznych od obciążeń  $V_{Ed}$  i  $N_{Ed}$

Fig. 2. Wall geometry with a slenderness  $\lambda = 1.0$  adopted in the simplified method: a) geometry and basic symbols, b) diagram of bending moments due to wind load  $q_d$ , c) diagram of bending moments due to axial force  $N_{Ed}$  on eccentricity  $e_{Ed,1}$ , d) superposition of moments bending moments due to load  $q_{Ed}$  and  $N_{Ed}$ , e) diagram of transverse forces due to joint action of loads  $q_d$  and  $N_{Ed}$ , f) diagram of bending moments due to load  $V_{Ed}$ , g) diagram of bending moments due to axial force  $N_{Ed}$  on eccentricity  $e_{Ed,1}$ , h) superposition bending moments due to load  $q_d$  and  $N_{Ed}$ , i) diagram of transverse forces due to load  $V_{Ed}$  and  $N_{Ed}$



Rys. 3. Geometria ściany o smukłości  $\lambda \geq 2,0$  przyjęta w metodzie uproszczonej: a) geometria i podstawowe oznaczenia, b) wykres momentów zginających od obciążenia wiatrem  $w_{Ed}$ , c) wykres momentów zginających od siły osiowej  $N_{Ed}$  na mimośrodku  $e_{Ed,1}=0$ , d) superpozycja momentów zginających od obciążeń  $q_d$  i  $N_{Ed}$ , e) wykres sił poprzecznych od łącznego działania obciążeń od obciążeń  $q_d$  i  $N_{Ed}$ , f) wykres momentów zginających od obciążenia  $V_{Ed}$ , g) wykres momentów zginających od siły osiowej  $N_{Ed}$  na mimośrodku  $e_{Ed,1}$ , h) superpozycja momentów zginających od obciążeń  $q_d$  i  $N_{Ed}$ , i) wykres sił poprzecznych od obciążenia  $V_{Ed}$  i  $N_{Ed}$

Fig. 3. Wall geometry with a slenderness  $\lambda \geq 2,0$  adopted in the simplified method: a) geometry and basic symbols, b) diagram of bending moments due to wind load  $q_d$ , c) diagram of bending moments due to axial force  $N_{Ed}$  on eccentricity  $e_{Ed,1}$ , d) superposition of moments bending moments due to load  $q_{Ed}$  and  $N_{Ed}$ , e) diagram of transverse forces due to joint action of loads  $q_d$  and  $N_{Ed}$ , f) diagram of bending moments due to load  $V_{Ed}$ , g) diagram of bending moments due to axial force  $N_{Ed}$  on eccentricity  $e_{Ed,1}$ , h) superposition bending moments due to load  $q_d$  and  $N_{Ed}$ , i) diagram of transverse forces due to load  $V_{Ed}$  and  $N_{Ed}$



Rys. 4. Modele obliczeniowe ścian przyjęte w metodzie uproszczonej: a) geometria i przebieg naprężeń w ścianie utwierdzonej  $\lambda = h_{tot}/l = 1,0$ , b) obciążenia modelu, c) wykres momentów zginających, d) geometria i przebieg naprężeń w ścianie wspornikowej  $\lambda = h_{tot}/l \geq 2,0$ , e) obciążenia modelu, f) wykres momentów zginających; 1 – trójkątny przebieg naprężeń ściskających, 2 – trapezowy przebieg naprężeń ściskających, 3 – strefa zarysowana

Fig. 4. Wall design models adopted in the simplified method: a) geometry and stresses in the fixed wall  $\lambda = h_{tot}/l = 1,0$ , b) model loads, c) bending moments diagram, d) geometry and stresses in the cantilever wall  $\lambda = h_{tot}/l \geq 2,0$ , e) model loads, f) diagram of bending moments; 1 – triangular course of compressive stresses, 2 – trapezoidal course of compressive stresses, 3 – cracking zone

### 3.1. Obliczeniowe siły wewnętrzne w przekroju miarodajnym

Obliczeniowa nośność na ścinanie ściany zależy od wartości obliczeniowych (kombinacyjnych) sił osiowych działających w miarodajnym przekroju ściany. W wypadku trwałych lub przejściowych sytuacji obliczeniowych norma PN-EN 1990 [3] w tabelicy A1.2(B) przy kombinacji STR/GEO pozwala przyjąć kombinację wyrażoną wzorem (6.10), ewentualnie – jako mniej korzystną wartość – z dwóch określonych wzorami (6.10a) i (6.10b). W metodzie uproszczonej, ekstremalne obliczeniowe siły wewnętrzne w przekroju miarodajnym wyznaczono z równań (6.10a) i (6.10b) według zależności zestawionych w tabelicy 2.

Tablica 2

## Obliczeniowe siły wewnętrzne w przekroju miarodajnym

Siła wewnętrzna	Zależność
Siła osiowa	$N_{Ed,inf} = \Omega N_{Gk}$ ,
	$N_{Ed,sup} = \max \left\{ \begin{array}{l} N_{Gk} (\gamma_{G,sup} + \psi_{0,1} \gamma_{Q,1} \chi) \rightarrow (6.10a) \\ N_{Gk} (\xi \gamma_{G,sup} + \gamma_{Q,1} \chi) \rightarrow (6.10b), \\ \Omega_{mid} \end{array} \right.$
Moment zginający	$M_{Ed,inf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{G,inf} \Omega N_{Gk} e_{Ed,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} V_{Ek} h \rightarrow (6.10a) \\ \xi \gamma_{G,sup} \Omega N_{Gk} e_{Ed,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} V_{Ek} h \rightarrow (6.10b), \end{array} \right.$
	$M_{Ed,sup} = \max \left\{ \begin{array}{l} N_{Gk} \Omega_{min} e_{Ed,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} V_{Ek} h \rightarrow (6.10a) \\ N_{Gk} \Omega_{mid} e_{Ed,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} V_{Ek} h \rightarrow (6.10b), \end{array} \right.$

gdzie:

 $\Omega = 1$ ,  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  – częściowy współczynnik oddziaływania stałego dolnej wartości obliczeniowej, $\gamma_{G,sup} = 1,35$  – częściowy współczynnik oddziaływania stałego górnej wartości obliczeniowej, $\xi = 0,85$  – współczynnik redukcyjny niekorzystnych oddziaływań stałych, $\chi = N_{Qk} / N_{Gk} \rightarrow N_{Qk} = \chi N_{Gk}$ , $\gamma_{Q,1} = 1,5$  – częściowy współczynnik oddziaływania zmiennego,  $\psi_{0,1} = 0,7$  – współczynnik wartości kombinacyjnej oddziaływania zmiennego,  $\gamma_{Q,2} = 1,5$  – częściowy współczynnik oddziaływania zmiennego,  $\psi_{0,2} = 0,6$  – współczynnik wartości kombinacyjnej oddziaływania wiatrem.

### 3.2. Konwersja momentów zginających

W rzeczywistym modelu ściany pokazanym na rys. 2 i rys. 3 wartości momentów zginających i sił poprzecznych w miarodajnym przekroju ściany pochodzą od obliczeniowego obciążenia  $q_d$  o wartościach przy dolnej krawędzi wynoszącej  ${}^wM_b$  i siłach poprzecznych wynoszących  ${}^wV_b$ . Z kolei nośność przekroju sprawdza się, wykorzystując model tarczy (rys. 4) obciążonej siłą skupioną  $V_{Ed}$ , a analogiczne momenty zginające i siły poprzeczne w przekroju miarodajnym są równe  ${}^VM_b$  i  ${}^V V_b$ . Przy założeniu że w miarodajnym przekroju wartości momentów zginających od skupionego obciążenia ściany  $V_{Ed}$  muszą być równe momentom zginającym od rzeczywistego obciążenia wiatrem  $q_d$  konieczne jest wprowadzenie współczynników konwersji umożliwiających korektę momentów zginających według zależności:

– ściana wspornikowa  $\lambda \geq 2,0$ :

$$c^V M_b = {}^w M_b \rightarrow c \left( \frac{V_{Ed} h_{tot}}{q_d h_{tot}} \right) = \frac{q_d h_{tot}^2}{2} \rightarrow c = \frac{q_d h_{tot}^2}{2(q_d h_{tot}) h_{tot}} = \frac{1}{2}, \quad (21)$$

– ściana utwierdzona  $\lambda = 1,0$ :

$$c^V M_b = {}^w M_b \rightarrow c \left( \frac{q_d h_{tot}}{V_{Ed}} h_{tot} \right) = \frac{q_d h_{tot}^2}{2} \rightarrow c = \frac{q_d h_{tot}^2}{2(q_d h_{tot}) h_{tot}} = \frac{1}{2}. \quad (22)$$

Oprócz współczynników pozwalających zrównać wartość momentu zginającego od obciążeń wiatrem do momentu zginającego wywołanego obciążeniem skupionym konieczna jest jeszcze konwersja momentów zginających uwzględniających schemat statyczny modelu



ściany oraz obecność pionowego obciążenia  $N_{Ed}$  – rys. 4. Uwzględniając zasadę superpozycji, całkowity moment zginający u podstawy ściany można obliczyć z zależności:

$$M(y) = cV_{Ed}y - c^N M_t. \quad (23)$$

Na pewnej wysokości ściany wartość momentu od obciążeń poziomych i pionowych redukuje się do zera i wynosi:

$$\begin{aligned} 0 &= cV_{Ed}(h - h_0) - c^N M_t \rightarrow 0 = cV_{Ed}(h - h\psi) - c^N M_t, \\ M_t &= cV_{Ed}h(1 - \psi), \end{aligned} \quad (24)$$

gdzie  $\psi = \frac{h_0}{h}$ .

W związku z tym moment zginający w dolnym przekroju ściany jest równy:

$$\begin{aligned} {}^{V,N}M_b &= cV_{Ed}h - cV_{Ed}h(1 - \psi), \\ {}^{V,N}M_b &= cV_{Ed}h[1 - (1 - \psi)] = cV_{Ed}h\psi. \end{aligned} \quad (25)$$

Przy uwzględnieniu proporcji wymiarów ścian odpowiednie wartości współczynników przeliczeniowych wynoszą:

– ściana wspornikowa  $\lambda \geq 2,0$ :

$$\psi = \frac{h}{h} = 1, \quad c = \frac{1}{2}, \quad (26)$$

– ściana utwierdzona  $\lambda = 1,0$ :

$$\psi = \frac{\frac{1}{2}h}{h} = \frac{1}{2}, \quad c = \frac{1}{2}. \quad (27)$$

W przypadku pośrednich smukłości ściany wartość współczynników są równe:

$$\psi = \frac{1}{2}\lambda, \quad c = \frac{1}{2}. \quad (28)$$

### 3.3. Kalibracja wartości współczynnika $c_t$

Z zależności (1) można wyznaczyć wartości współczynnika  $c_t$  w odniesieniu do modelu pojedynczej ściany usztywniającej. Wykorzystując warunki nośności na zginanie wyprowadzone w pracy [4] i związki pozwalające na konwersję momentów zginających, otrzymuje się następującą zależność:

$$\underbrace{w_{Ek}\gamma_{Q,2}l_{b,j}}_{q_d} h_{tot}^2 c\psi \leq m_{Rd} f_d t l^2 \rightarrow w_{Ed} l_{b,j} h_{tot}^2 \leq \frac{1}{\gamma_M} \underbrace{\frac{1}{c\psi}}_{c_t} m_{Rd} f_k t l^2. \quad (29)$$

W zależności od schematu statycznego współczynnik  $c_t$  można wyznaczyć z następujących relacji:

– ściana wspornikowa  $\lambda \geq 2,0$ :

$$c_t = \frac{1}{1 \cdot \frac{1}{2}} = 2m_{Rd}, \quad (30)$$

– ściana utwierdzona  $\lambda = 1,0$ :

$$c_t = \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}} = 4m_{Rd}. \quad (31)$$

Równania obliczeniowych nośności  $V_{Rd}$  oraz względnych momentów  $m_{Rd}$  zestawiono w tabelicy 3, a na rys. 5 przedstawiono uzyskane wykresy interakcji  $m_{Rd} - \alpha$ . Wykresy interakcji  $m_{Rd} - \alpha$  pozwalają na określenie, w stosunkowo prosty sposób, tendencji wpływających na nośność ściany w zależności od pionowego obciążenia. W wypadku metody uproszczonej operuje się względnym momentem  $m_{Rd}$  i względnym obciążeniem pionowym  $\alpha$ . Korzystając z warunków ULS w stanie niezarysowanym lub zarysowanym, można stworzyć krzywą graniczną, wewnątrz której spełnione są jednocześnie warunki ULS na ścinanie i zginanie. Kształt krzywej zależy nie tylko od parametrów mechanicznych murów, lecz także od smukłości ściany. W celu łatwiejszego porównania uzyskiwanych wartości  $m_{Rd}$  na rys. 5 przedstawiono wykresy interakcji ścian wykonanych z tego samego muru przy identycznych współczynnikach materiałowych i wartościach  $\chi = 1$ . Ze względu na konieczność zastosowania wzorów kombinacyjnych (6.10a) i (6.10b) każdą ścianę należy rozwiązać od wartości minimalnych (inf) oraz maksymalnych (sup). W wypadku ścian krępych (rys. 5a, b, c) dominującym mechanizmem zniszczenia przekroju ściany było zniszczenie przekroju niezarysowanego, ograniczonego przez maksymalną wytrzymałość na ścinanie ( $m_{Rd2}$ ). Przy minimalnych wartościach kombinacyjnych (inf) (rys. 5a), gdy  $\Omega = 1$ , zakres współczynnika  $\alpha$  obejmował przedział wartości od 0 do 1,0. Przy wartościach  $\alpha$  zbliżonych do zera dominował mechanizm zniszczenia, ze względu na ścinanie w przekroju zarysowanym ( $m_{Rd3}$ ). Przy wartościach  $\alpha$  zbliżonych do 1,0 zniszczenie determinuje ściskanie przekroju niezarysowanego ( $m_{Rd6}$ ) z trapezowym wykresem naprężeń normalnych w przekroju, natomiast w środkowym przedziale  $\alpha$  decydują maksymalne naprężenia ścinające ( $m_{Rd2}$ ). Przy maksymalnych wartościach kombinacyjnych (sup) (rys. 5b, c) zakres współczynnika  $\alpha$  wyraźnie zmalał, co wynika z wartości współczynnika  $\Omega > 1$ . Krzywe ograniczające sposób zniszczenia wynikają ze zniszczenia na ścinanie przekroju zarysowanego ( $m_{Rd3}$ ), a następnie maksymalnych naprężeń ścinających w przekroju niezarysowanym ( $m_{Rd3}$ ). Przy największych wartościach współczynnika  $\alpha$  oczywiście decydują naprężenia ściskające w przekroju ( $m_{Rd3}$ ). W wypadku ścian smukłych (rys. 5d, e i f) kształt obwiedni wartości  $m_{Rd}$  wyraźnie się różnił od obwiedni uzyskanej w ścianach krępych. Dalsze postępowanie pozwalające wyznaczyć minimalne wartości momentów  $m_{Rd}$  polegało na sporządzeniu obwiedni wyników z kombinacji obciążeń 6.10a (inf) i 6.10a (sup) oraz 6.10b (inf) i 6.10b (sup), a następnie opracowaniu wykresu *minimum minimorum*. Na rys. 6a, b przedstawiono wykresy obwiedni ścian krępych, a na rys. 6c pokazano wykres przedstawiający *minimum minimorum* ze wszystkich kombinacji obciążeń. Minimalne wartości momentów  $m_{Rd}$  ścian krępych przy niewielkich i średnich wartościach współczynnika  $\alpha$  otrzymano z warunków nieprzekroczenia wytrzymałości na ścinanie przekroju zarysowanego  $m_{Rd3}$  i maksymalnych naprężeń ścinających przekroju niezarysowanego  $m_{Rd2}$ , wyznaczonych z kombinacji obciążeń 6.10a (inf) = 6.10b (inf). Przy większych wartościach  $\alpha$  wartości  $m_{Rd}$  zostały ograniczone warunkiem nieprzekroczenia naprężeń ściskających w przekroju zarysowanym, wyznaczonym z kombinacji 6.10b (sup). Na rys. 6d, e zaprezentowano wykresy obwiedni

ścian smukłych, a na rys. 6f pokazano wykres przedstawiający *minimum minimorum* ze wszystkich kombinacji obciążeń. Podobnie jak w wypadku ścian krępych przy średnich wartościach współczynnika  $\alpha$  decydował warunek nieprzekroczenia wytrzymałości na ścinanie przekroju zarysowanego  $m_{Rd3}$ , wyznaczony z kombinacji obciążeń 6.10a (inf) = 6.10b (inf). Przy większych wartościach  $\alpha$  nie wystąpił warunek nieprzekroczenia maksymalnych naprężeń ścinających, ale warunek nieprzekroczenia naprężeń ściskających w przekroju, opisany prostą  $m_{Rd6}$  wyznaczony z kombinacji 6.10b (sup).

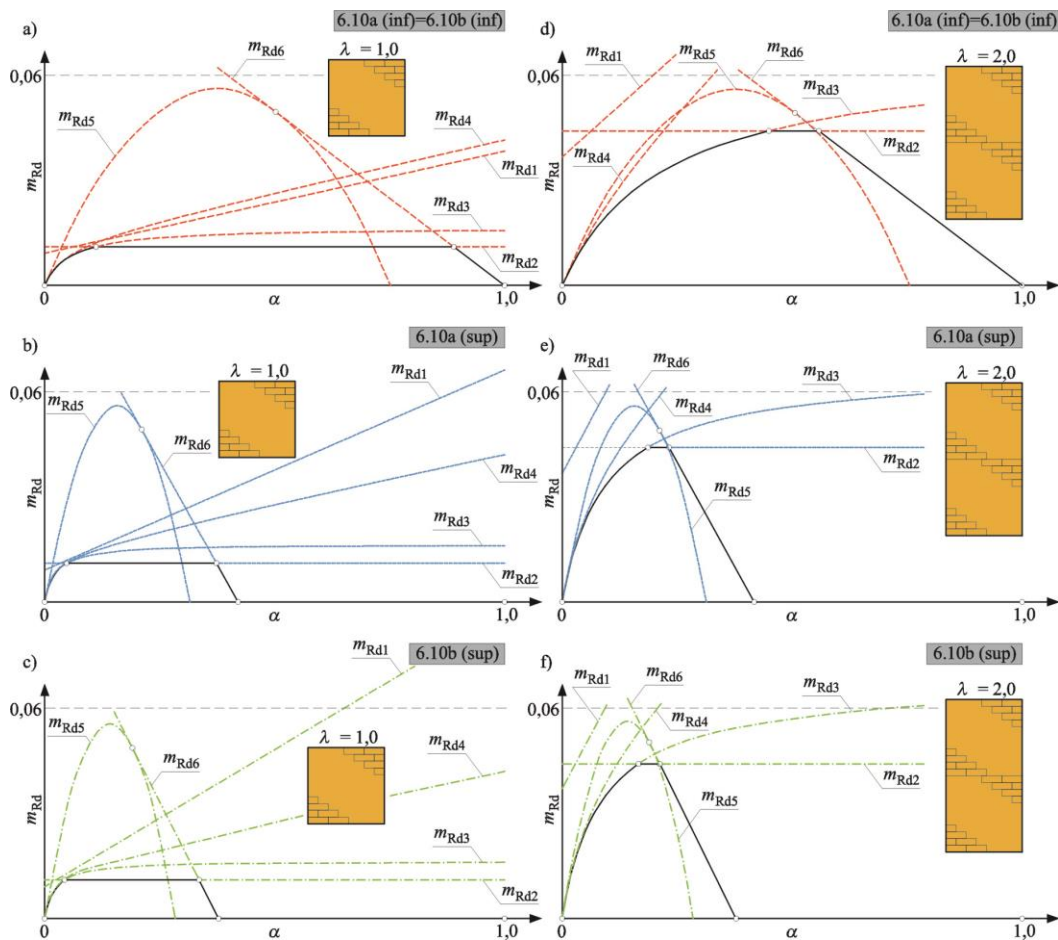
Tablica 3

Zestawienie równań określających nośności ściany:  $V_{Rd}$  i  $m_{Rd}$

Stan przekroju	Warunek	Siła poprzeczna	Względny moment zginający
		$V_{Rd}$	$m_{Rd}$
przekrój niezarysowany	ścianie	$V_{Rd1} = \frac{f_{vk0}lt + \mu_f \alpha \Omega f_d tl}{\gamma_M}$	$m_{Rd1} = \frac{f_{vk0} + \mu_f \alpha \Omega f_d}{f_k} \lambda c \psi \psi_{0,2}$
		$V_{Rd2} = \frac{f_{vt} lt}{\gamma_M}$	$m_{Rd2} = \frac{f_{vt}}{f_k} \lambda c \psi \psi_{0,2}$
przekrój zarysowany	ścianie	$V_{Rd3} = \frac{(3f_{vk0}tl + 2\mu_f \alpha \Omega f_d tl) \alpha \Omega f_d tl}{2(\gamma_M \alpha \Omega f_d tl + 3c \psi f_{vk0} th)}$	$m_{Rd3} = \frac{(3f_{vk0}tl + 2\mu_f \alpha \Omega f_d tl) \alpha \Omega}{2(\gamma_M \alpha \Omega f_d tl + 3c \psi f_{vk0} th)} \lambda c \psi \psi_{0,2}$
		$V_{Rd4} = \frac{3f_{vt} \alpha \Omega f_d tl}{2(\gamma_M \alpha \Omega f_d tl + 3c \psi f_{vt} h)}$	$m_{Rd4} = \frac{3f_{vt} tl \alpha \Omega}{2(\gamma_M \alpha \Omega f_d tl + 3c \psi f_{vt} th)} \lambda c \psi \psi_{0,2}$
przekrój niezarysowany	zginanie	$V_{Rd5} = \frac{f_d tl^2}{6hc \psi} (1 - \alpha \Omega)$	$m_{Rd5} = \frac{1}{6} (1 - \alpha \Omega) \psi_{0,2}$
przekrój zarysowany		$V_{Rd6} = \frac{\alpha f_d tl^2 \Omega}{hc \psi} \left( \frac{1}{2} - \frac{2\alpha \Omega}{3} \right)$	$m_{Rd6} = \left( \frac{1}{2} - \frac{2\alpha \Omega}{3} \right) \alpha \Omega \psi_{0,2}$
przyjęto: $c = \frac{1}{2}$ , $\psi = 1$ , gdy $\lambda \geq 2,0$ oraz $c = \frac{1}{2}$ , $\psi = \frac{1}{2}$ gdy $\lambda = 1,0$			

W celu ograniczenia liczby możliwych kombinacji służących do wyznaczenia minimalnych wartości wystarczy wyznaczyć obwiednie wartości  $m_{Rd}$  od wartości minimalnych (inf) w wypadku warunków na ścinanie oraz warunków maksymalnych (sup) w przypadku warunków na zginanie w przekroju. Wtedy wystarczy opracować dwa wykresy interakcji ze wzoru 6.10a lub 6.10b. Następnie, korzystając z wykresów *minimum minimorum*  $m_{Rd} - \alpha$  i wzorów podanych w tablicy 3, obliczono poszukiwane wartości współczynnika  $c_t$ . Obliczeniowe wartości współczynnika  $c_t$  wyznaczono, wykorzystując rzeczywiste parametry różnych typów murów stosowanych w Polsce. Na wstępie określono charakterystyczne wytrzymałości murów na ściskanie  $f_k$ , korzystając z tablic zamieszczonych w załączniku D normy [11] oraz ogólnych zasad wyznaczania wytrzymałości podanych w pkt. 5.6.1 normy [6]. W podobny sposób określono początkową wytrzymałość na ścinanie  $f_{vk0}$  oraz

maksymalną wytrzymałość na ścinanie, korzystając z zasad podanych w tabelicy 5.6.2 normy [6]. Wartości parametrów przyjętych do kalibracji przedstawiono w monografii [4].

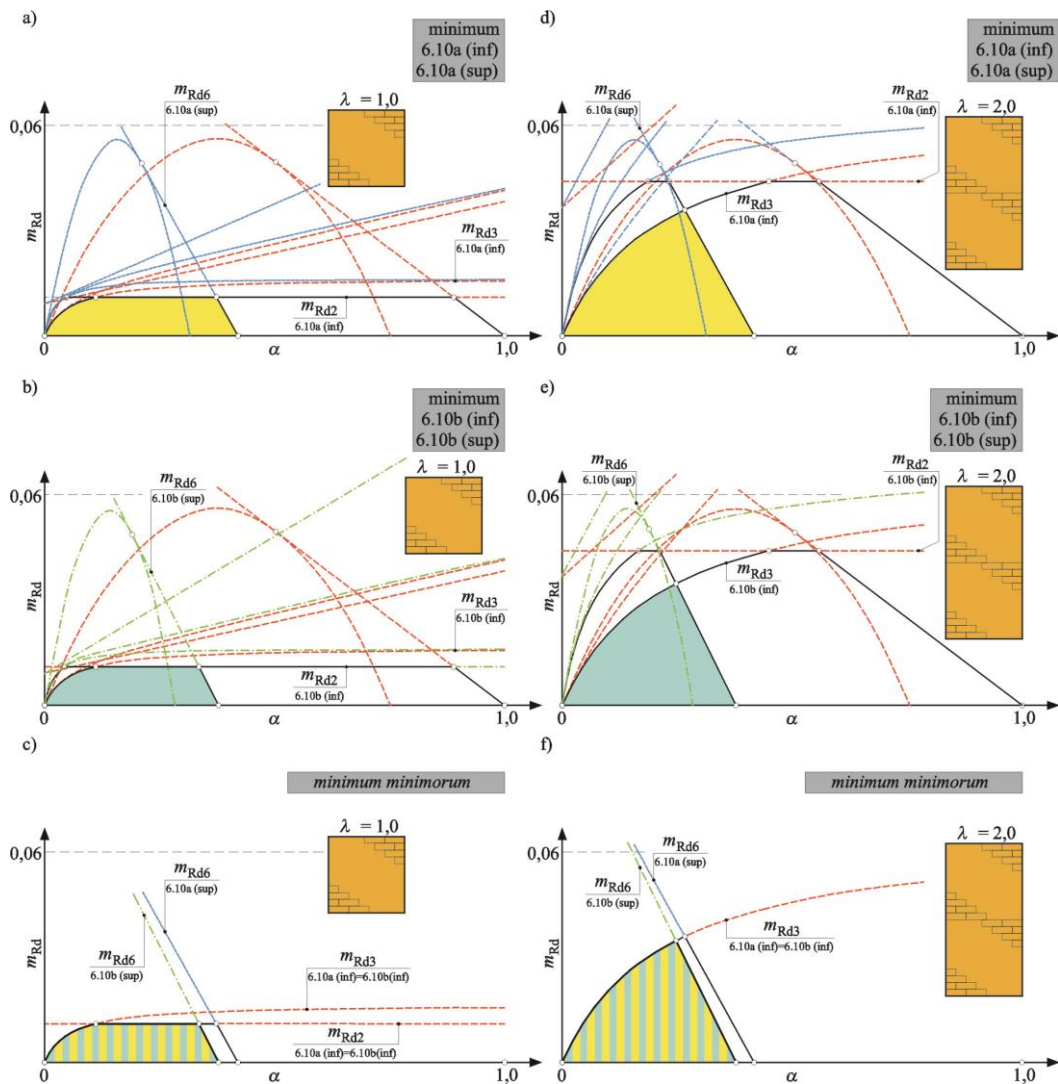


Rys. 5. Wykresy interakcji  $m_{Rd} - \alpha$  różnego typu ścian: a) ściana o smukłości  $\lambda=1$  i kombinacji obciążeń 6.10a (inf)=6.10b (inf), b) ściana o smukłości  $\lambda=1$  i kombinacji obciążeń 6.10a (sup), c) ściana o smukłości  $\lambda=1$  i kombinacji obciążeń 6.10b (sup), d) ściana o smukłości  $\lambda=2$  i kombinacji obciążeń 6.10a (inf)=6.10b (inf), e) ściana o smukłości  $\lambda=2$  i kombinacji obciążeń 6.10a (sup), f) ściana o smukłości  $\lambda=2$  i kombinacji obciążeń 6.10b (sup)

Fig. 5. Interaction diagrams  $m_{Rd} - \alpha$  of various types of walls: a) a wall with a slenderness  $\lambda = 1$  and a load combination 6.10a (inf) = 6.10b (inf), b) a wall with a slenderness  $\lambda = 1$  and a load combination 6.10a (sup), c) wall with slenderness  $\lambda = 1$  and load combination 6.10b (sup), d) wall with slenderness  $\lambda = 2$  and load combination 6.10a (inf) = 6.10b (inf), e) wall with slenderness  $\lambda = 2$  and load combination 6.10a (sup), f) wall with slenderness  $\lambda = 2$  and load combination 6.10b (sup)

Tablica 4 zawiera wszystkie wykorzystane parametry mechaniczne i dane geometryczne murów użyte do kalibracji wartości współczynnika  $c_t$ . W ramach każdego typu murów wybrano ściany wykonane z elementów murowych o znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie wynoszącej  $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$ , występujące z zaprawą o minimalnej wytrzymałości na ściskanie  $f_m$ . Na tej podstawie obliczono charakterystyczne wytrzymałości na ściskanie  $f_k$ . Ogółem dysponowano 15 zestawami parametrów mechanicznych w kombinacji z dwoma smukłościami ścian  $\lambda = 1$  i  $\lambda = 2$  oraz 5 zestawami ilorazów zmiennych obciążeń i obciążeń

stałych  $\chi = Q_k/G_k = 0; 0,25; 0,5; 0,75$  i  $1,0$ , co dało 150 różnych kombinacji właściwości mechanicznych, geometrycznych oraz obciążeniowych.



Rys. 6. Wykresy interakcji  $m_{Rd} - \alpha$  różnego typu ścian: a) ściana o smukłości  $\lambda=1$  i minimum z kombinacji obciążeń 6.10a (inf) oraz 6.10a (sup), b) ściana o smukłości  $\lambda=1$  i minimum z kombinacji obciążeń 6.10b (inf) oraz 6.10b (sup), c) ściana o smukłości  $\lambda=1$  i *minimum minimorum* z kombinacji 6.10a (inf) i 6.10a (sup) oraz 6.10b (inf) i 6.10b (sup), d) ściana o smukłości  $\lambda=2$  i minimum z kombinacji obciążeń 6.10a (inf) oraz 6.10a (sup), e) ściana o smukłości  $\lambda=2$  i minimum z kombinacji obciążeń 6.10b (inf) oraz 6.10b (sup), f) ściana o smukłości  $\lambda=2$  i *minimum minimorum* z kombinacji 6.10a (inf) i 6.10a (sup) oraz 6.10b (inf) i 6.10b (sup)

Fig. 6. Interaction charts  $m_{Rd} - \alpha$  of various types of walls: a) a wall with a slenderness  $\lambda = 1$  and a minimum from the combination of loads 6.10a (inf) and 6.10a (sup), b) a wall with a slenderness  $\lambda = 1$  and the minimum from the combination of loads 6.10b (inf) and 6.10b (sup), c) a wall with slenderness  $\lambda = 1$  and *minimum minimorum* from the combination of 6.10a (inf) and 6.10a (sup) and 6.10b (inf) and 6.10b (sup), d) a wall with a slenderness  $\lambda = 2$  and the minimum from a combination of loads 6.10a (inf) and 6.10a (sup), e) a wall with a slenderness  $\lambda = 2$  and a minimum from a combination of loads 6.10b (inf) and 6.10b (sup), f) a wall with a slenderness  $\lambda = 2$  and *minimum minimorum* from a combination of 6.10a (inf) and 6.10a (sup) and 6.10b (inf) and 6.10b (sup)

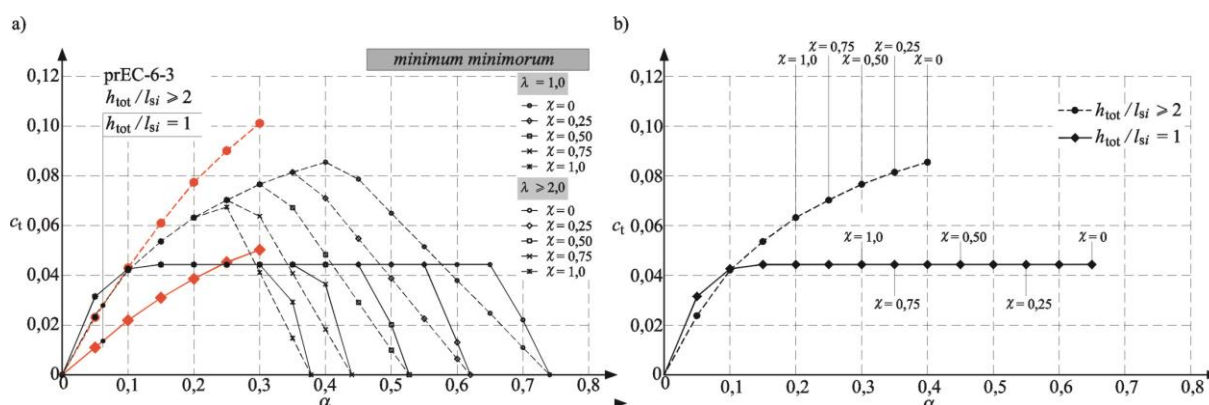
W wypadku murów wykonanych ze spoinami o normalnej grubości zastosowano częściowy współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma_M = 2,5$ , natomiast w przypadku murów ze spoinami cienkowanastwowymi wartość współczynnika wyniosła  $\gamma_M = 2,0$ . Dodatkowo każdy z zestawów rozwiązano z uwzględnieniem kombinacji obciążeń (6.10a) i (6.10b), które biorą pod uwagę współczynniki  $\Omega_{\min}$  i  $\Omega_{\text{mid}}$  (stowarzyszone z siłami osiowymi) oraz współczynnik  $\psi_{0,2} = 0,6$  związany kombinacyjnie z obciążeniem poziomym.

Tablica 4

Zbiorcze zestawienie parametrów mechanicznych murów i geometrycznych ścian wykorzystanych do kalibracji wartości współczynnika  $c_t$

Lp.	Rodzaj elementu murowego	Konstrukcja spoin	$\chi = \frac{Q_k}{G_k}$	$\lambda = \frac{h_{\text{tot}}}{l}$	$f_b$ , N/mm <sup>2</sup>	$f_k$ , N/mm <sup>2</sup>	$f_{vk0}$ , N/mm <sup>2</sup>	$f_{vt}$ , N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_M$		
1	elementy ceramiczne grupy 1.	spoiny zwykłej grubości	0,25	1	4,0	1,56	0,20	0,26	2,5		
2		cienkie spoiny i niewypełnione spoiny czołowe				1,95	0,15	0,18	2,0		
3	elementy ceramiczne grupy 2.	spoiny zwykłej grubości				1,39	0,20	0,26	2,5		
4		cienkie spoiny i niewypełnione spoiny czołowe				1,32	0,15	0,18	2,0		
5	elementy ceramiczne grupy 2.	spoiny zwykłej grubości				1,04	0,20	0,26	2,5		
6		cienkie spoiny i niewypełnione spoiny czołowe				1,19	0,15	0,18	2,0		
7	elementy silikatowe grupy 1.	spoiny zwykłej grubości				1,56	0,15	0,26	2,5		
8		cienkie spoiny i niewypełnione spoiny czołowe				1,79	0,20	0,18	2,0		
9	elementy silikatowe grupy 2.	spoiny zwykłej grubości				0,5	2	1,39	0,15	0,26	2,5
10		cienkie spoiny i niewypełnione spoiny czołowe				0,75	1,46	0,20	0,18	2,0	
11	elementy murowe z ABK ( $f_b \geq 2,4$ N/mm <sup>2</sup> )	spoiny zwykłej grubości				1,0	1,56	0,15	0,26	2,5	
12		cienkie spoiny i niewypełnione spoiny czołowe				2,44	0,15	0,18	2,0		
13	elementy murowe z betonu kruszywowego grupy 1.	spoiny zwykłej grubości				1,39	0,20	0,26	2,5		
14											
15	elementy murowe z betonu kruszywowego grupy 2.	spoiny zwykłej grubości				1,22	0,20	0,26	2,5		
16											
17	elementy murowe z betonu kruszywowego grupy 3.	spoiny zwykłej grubości				1,04	0,20	0,26	2,5		
18											

Relacje  $c_t - \alpha$  wszystkich analizowanych typów murów i smukłości ścian, współczynników materiałowych  $\gamma_M$  oraz skrajnych współczynników  $\chi$  murów ze spoinami zwykłej grubości i spoinami cienkowarstwowymi zawarto w pracy [4]. W ramach każdej wartości współczynników obciążenia  $\gamma_M$ , smukłości  $\lambda$  i ilorazu obciążeń  $\chi$  wyznaczono minima wartości współczynnika  $c_t$ . Na podstawie uzyskanych minimalnych wartości współczynnika  $c_t$ , z uwzględnieniem wzorów kombinacyjnych (6.10a) i (6.10b), określono wartości minimalne, stosując współczynniki  $\gamma_M = 2,5$  i  $\gamma_M = 2,0$ . Na rys. 7a przedstawiano uzyskane zależności w funkcji parametru  $\alpha$  oraz zależności proponowane w normie [N-52].



Rys. 7. Kalibracja współczynników  $c_t$ : a) wyznaczone wartości współczynnika  $c_t$  w funkcji parametru  $\alpha$ , wszystkich wartości  $\chi$ , b) Ograniczone wartości współczynnika  $c_t$  w funkcji parametrów  $\alpha$  i  $\chi$

Fig. 7. Calibration values of  $c_t$  coefficient: a) determined values of the coefficient  $c_t$  as a function of the parameter  $\alpha$ , all values of  $\chi$ , b) limited values of the  $c_t$  coefficient as a function of the parameters  $\alpha$  and  $\chi$

Uzyskane w wyniku autorskiej kalibracji wartości współczynnika  $c_t$  były zbieżne z propozycją zawartą w normie [9] tylko w wypadku ścian smukłych (wspornikowych) przy  $\lambda \geq 2$  w przedziale  $0 < \alpha \leq 0,10$ . Przy stosunkowo niewielkim poziomie obciążenia w przekroju zarysowanym o nośności decydowały: identyczne kryterium wytrzymałościowe (liniowa zależność Coulomba-Mohra), cechy mechaniczne muru oraz współczynnik bezpieczeństwa. Ze wzrostem wartości  $\alpha$  normowe wartości współczynnika  $c_t$  były wyraźnie większe od wartości proponowanej w normie [9]. W tym wypadku wartości normowe zostały określone z wykorzystaniem kryterium związanego z głównymi naprężeniami rozciągającymi (wytrzymałością elementów murowych na rozciąganie), podczas gdy wartości proponowane w normie [9] opierają się na kryterium Coulomba-Mohra. W wypadku ścian krępych  $\lambda = 1$  otrzymano odwrotną tendencję. Wielkości współczynnika  $c_t$  przy wartościach  $0 < \alpha \leq 0,10$  były nieznacznie większe od wartości otrzymanych w ścianach wspornikowych. Podobieństwo wynikało z zastosowanego kryterium wytrzymałościowego w przekroju zarysowanym. Wzrost wartości  $\alpha$  spowodował ograniczenie wartości współczynnika  $c_t$  do 0,044. W stosunku do wartości proponowanych w normie [9] przy  $\alpha = 0,05$  otrzymano nawet

trzykrotnie większe wielkości  $c_t$ . W tym wypadku decydujące znaczenie miało przyjęcie w normie [9] kryterium zginania muru w płaszczyźnie.

Należy również rozważyć zakres stosowalności wartości współczynnika  $\alpha$ . Norma [9] ograniczyła wartości współczynnika  $\alpha \leq 0,3$ , wyrażającego iloraz charakterystycznych obciążeń stałych  $N_{Gk}$  i osiowej nośności na ściskanie przekroju ściany, wyrażonego przez iloraz  $f_{atl}$ . Takie podejście wynika z asekuracyjnego ograniczenia wartości sił osiowych w ścianie w taki sposób, aby spełnić warunki ULS na ściskanie. Dlatego w publikacjach [1, 10] przyjęto, że ograniczenie wartości współczynnika  $\alpha$  odpowiadać będzie ekstremalnym wartościom współczynnika  $c_t$ . W ten sposób wyeliminowano warunek zniszczenia ściany ze względu na przekroczenie naprężeń ściskających w przekroju, czyli warunek ULS na ściskanie ściany. Przy analogicznym podejściu maksymalne wartości współczynników  $\alpha$  w proponowanej metodzie będą zależeć od ilorazu  $\chi$ . Pomijając opadające gałęzie wykresów interakcji, pokazanych na rys. 7a, wartości współczynnika  $c_t$  wyrażone w funkcji współczynnika  $\alpha$  zestawiono w tablicach 5 i 6 i pokazano na rys. 7b.

Tablica 5

Zestawienie wartości współczynnika  $c_t$  przy smukłości  $\lambda=1$ 

$\chi$	$\alpha$													
	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,50	0,55	0,6	0,65
0	0	0,032	0,043	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
0,25	0	0,032	0,043	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	--	--
0,50	0	0,032	0,043	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	--	--	--	--
0,75	0	0,032	0,043	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	--	--	--	--	--	--
1,0	0	0,032	0,043	0,044	0,044	0,044	0,044	--	--	--	--	--	--	--

Tablica 6

Zestawienie wartości współczynnika  $c_t$  przy smukłości  $\lambda \geq 2$ 

$\chi$	$\alpha$									
	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45
0	0	0,024	0,041	0,054	0,063	0,070	0,076	0,081	0,086	0,091
0,25	0	0,024	0,041	0,054	0,063	0,070	0,076	0,081	--	--
0,50	0	0,024	0,041	0,054	0,063	0,070	0,076	--	--	--
0,75	0	0,024	0,041	0,054	0,063	0,070	0,064	--	--	--
1,0	0	0,024	0,041	0,054	0,063	0,068	--	--	--	--

#### 4. Podsumowanie

Proponowana w projekcie prEC-6-3 [9] metoda uproszczona stosowana do sprawdzenia ścian usztywniających została opracowana na podstawie kryteriów wytrzymałościowych przyjętych w niemieckich przepisach [16] i tylko w niektórych przypadkach są one zbieżne z zapisami prEC-6 [6]. Stosując takie samo postępowanie jak w pracach [1, 2, 10], kombinacje obciążeń obowiązujące i rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe obowiązujące w Polsce, wykalibrowano nowe wartości współczynników  $c_t$ , zależne nie tylko od smukłości



ściany i względnych obciążeń stałych, ale także współczynnika  $\chi$ , wyrażającego iloraz zmiennych obciążeń charakterystycznych  $N_{Qk}$  oraz stałych obciążeń charakterystycznych  $N_{Gk}$ . W przypadku ścian smukłych uzyskane wartości współczynnika  $c_t$  były zbliżone do zaproponowanych w projekcie normy [9]. W ścianach krępych otrzymano zgoła odmienną tendencję. Uzyskane wartości  $c_t$  były mniejsze od proponowanych w projekcie Eurokodu. Zaobserwowane różnice wynikają z braku zróżnicowania proporcji obciążeń i przyjętych kryteriów wytrzymałościowych. Opracowaną metodę walidacji współczynnika  $c_t$  można konsekwentnie rozwijać, równoległe z wprowadzeniem nowych materiałów oraz częściowych współczynników bezpieczeństwa.

## Bibliografia

1. Graubner C.-A., Müller D.: Simplified verification method for unreinforced masonry shear walls. *Mauerverk – European Journal of Masonry*, Vol. 23, Issue 5, 2019, s. 300–305. <https://doi.org/10.1002/dama.201900011>.
2. Graubner C.-A., Schmidt M.: Tragfähigkeit unbewehrter Mauerwerksscheiben nach DIN EN 1996-1-1/NA. *Mauerverk*, Vol. 17, Heft 5, 2013, s. 296–306. <https://doi.org/10.1002/dama.201300595>.
3. PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji.
4. Jasiński R.: Murowe ściany usztywniające. Tom I. Oddziaływania. Metody, algorytmy i przykłady obliczeń. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2022.
5. PN-EN 1996-1-1:2010+A1:2013-05P. Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
6. prEN 1996-1-1:2017 Eurocode 6. Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for Reinforced and unreinforced masonry structures.
7. DIN EN 1996-1-1:2013-02 Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.
8. DIN EN 1996-1-1/NA (2015-01) Nationaler Anhang. National festgelegte Parameter Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (2012-05) inklusive Änderung A1 (2014-03) und Änderung A2 (2015-01).
9. prEN 1996-3:2017 Eurocode 6: Design of Masonry structures. Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures.

10. Graubner C.-A., Purkert B.: Improvements in EN 1996-3 – Explanations and background information. Brick and Block Masonry – From Historical to Sustainable Masonry, Eds. Kubica, Kwiecień & Bednarz. Taylor & Francis Group, London 2020, p. 288–295.
11. prEN 1996-3:2017 Eurocode 6. Design of Masonry structures. Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures.
12. DIN 1053-1:1996-11 Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V.: Beuth Verlag Berlin 1996.
13. DIN 1053-100:2007-09 Mauerwerk. Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts. Deutsches Institut für Normung e.V.: Beuth Verlag, Berlin 2007.
14. DIN EN 1996-3 (2010-12) Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten.
15. DIN EN 1996-3/NA (2015-01) Nationaler Anhang. National festgelegte Parametr. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten (2012-01) inklusive Änderung A1 (2014-03) und Änderung A2 (2015-01).
16. PN-EN 1996-3:2010/Ap1:2016-05P Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 3: Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.

Artur KISIOŁEK  
Wielkopolska Akademia Społeczno-Ekonomiczna w Środzie Wielkopolskiej  
Marcin GURTATOWSKI  
Uniwersytet Ekonomiczny w Poznaniu

## **WPLYW WOJNY W UKRAINIE NA KONDYCJĘ BUDOWNICTWA MIESZKANIOWEGO W POLSCE**

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono rozważania na temat wpływu agresji rosyjskiej w Ukrainie na kondycję rynku mieszkaniowego w Polsce w 2022 roku oraz w pierwszym kwartale 2023 roku. Omówiono wybrane problemy gospodarki światowej wywołane działaniami wojennymi, następnie przedstawiono rozwój budownictwa mieszkaniowego w badanym okresie oraz wyniki badań wśród członków sieci kooperacyjnej Stropy.pl w zakresie oczekiwań, w odniesieniu do koniunktury na rynku w latach 2022-2023. Autorzy przyjęli hipotezę, że działania wojenne w Ukrainie wywierają jednoznacznie negatywny wpływ na budownictwo mieszkaniowe w Polsce.

**Słowa kluczowe:** VUCA, TUNA, wojna w Ukrainie, budownictwo mieszkaniowe w Polsce, rynek materiałów budowlanych.

## **THE IMPACT OF THE WAR IN UKRAINE ON THE CONDITION OF THE HOUSING CONSTRUCTION MARKET IN POLAND**

**Summary.** The paper considers the impact of Russian aggression in Ukraine on the condition of the housing market in Poland in 2022 and the first quarter of 2023. Selected problems of the world economy caused by warfare were discussed, followed by the development of housing construction in the analysed period and the research results among members of the Stropy.pl cooperation network regarding expectations regarding the market situation in 2022-2023. The authors have adopted the hypothesis that Ukraine's military operations negatively impact the housing construction market in Poland.

**Keywords:** VUCA, TUNA, war in Ukraine, the housing construction market in Poland, building materials market.

## 1. Wstęp

Mianem czarnego łabędzia N.N. Taleb określa zdarzenia w zasadzie niemożliwe do przewidzenia, których wystąpienie radykalnie wpływa i zmienia rzeczywistość, w jakiej żyjemy. Badacz prowadzi swoją analizę na końcu pierwszej dekady XX wieku i zapewne nawet on nie zakłada, że jak wielkimi wyzwaniem w postaci czarnych łabędzi przyjdzie się mierzyć zaledwie kilkanaście lat po wydaniu jego bestsellerowej książki [17]. Chronologicznie więc pierwszym z czarnych łabędzi wstrząsających światem ostatnich lat była pandemia Covid-19, a drugim jest zazębiająca się z nią w czasie agresja Rosji na Ukrainę.

Tematem niniejszego artykułu będzie wpływ wojny w Ukrainie na sytuację w budownictwie mieszkaniowym w Polsce, w 2022 roku i pierwszym kwartale 2023 roku. Do badań posłuży autorom kwerenda literatury (w tym analiz i raportów branżowych) oraz wyniki badań ilościowych, pierwotnie przeprowadzonych metodą standaryzowanego wywiadu kwestionariuszowego techniką CAPI, w grupie przedsiębiorstw zrzeszonych w ogólnopolskiej sieci firm budowlanych Stropy.pl w okresie 22.08.-30.11.2022. Przedmiotem kwestionariuszy była między innymi kondycja budownictwa mieszkaniowego w trakcie trwania wojny rosyjsko-ukraińskiej. Autorzy przyjęli hipotezę, że działania wojenne w Ukrainie wywierają jednoznacznie negatywny wpływ na budownictwo mieszkaniowe w Polsce, co znajduje swoje potwierdzenie w opiniach przedsiębiorców reprezentujących tę branżę.

## 2. Wybrane problemy gospodarki światowej wywołane działaniami wojennymi w Ukrainie

Jeszcze przed agresją Rosji na Ukrainę G.W. Kołodko w czwartej części swojej trylogii o świecie i jego problemach<sup>1</sup> pisał o epokowych wyzwaniach, przed którymi staje ludzkość XXI wieku. Aby im sprostać konieczne jest, zdaniem autora „Świata w matni”, zmiana stylu życia całych społeczeństw, skorelowana z nowym gospodarowaniem, którego celem nie będzie zysk. Według Kołodki owe epokowe wyzwania są wynikiem nakładania się siedmiu megatrendów, do których zalicza: przemiany demograficzne (w tym głównie starzenie się społeczeństw oraz wielkie różnice w dzietności z perspektywy globalnej), zmiany środowiskowe (ocieplenie klimatu i kurczące się zasoby surowców naturalnych), rewolucję naukowo-technologiczną (w tym transformację cyfrową i automatyzację), nieinkluzywną

---

<sup>1</sup> Paradoksalnie, na trylogię G.W. Kołodki składają się cztery pozycje, które podajemy w porządku chronologicznym: G.W. Kołodko: Wędrujący świat, Prószyński i S-ka, Warszawa 2008; G.W. Kołodko: Świat na wyciągnięcie myśli, Prószyński i S-ka, Warszawa 2010; G.W. Kołodko: Dokąd zmierza świat. Ekonomia polityczna przyszłości, Prószyński i S-ka, Warszawa 2013; G.W. Kołodko: Świat w matni. Czwarta część trylogii, Prószyński i S-ka, Warszawa 2022.

globalizację, kryzysu liberalnej demokracji (z którym wiąże się wzrastająca polaryzacja społeczeństw) oraz druga zimna wojna (pomiędzy krajami zachodnimi i Rosją oraz USA a Chinami) [11, s. 24]. W kolejnej pracy poświęconej już wojnie Rosji z Ukrainą G.W. Kołodko pisze: „Bez wątpienia rosyjska agresja na Ukrainie i jej złożone konsekwencje geopolityczne oraz gospodarcze jeszcze bardziej gmatwiają i tak już ogromnie skomplikowaną rzeczywistość, zwiększając obszar niepewności co do oczekującej nas przyszłości” [12, s. 13].

Analizując skomplikowaną i niepewną rzeczywistość, trudno nie odnieść się do konceptów, które zna i stosuje współczesny biznes. Dzisiejsze otoczenie organizacyjne trafnie opisują dwie koncepcje – doskonale znana w literaturze – VUCA oraz odznaczająca się mniejszą popularnością – TUNA. Pierwsza koncepcja definiuje rzeczywistość biznesową w nowoczesnym, turbulentnym świecie za pomocą czterech cech, tj. zmienności (ang. volatility), niepewności (ang. uncertainty), złożoności (ang. complexity) oraz niejednoznaczności (ang. ambiguity). Koncepcja VUCA to pojęcie, które zostało opracowane w latach 80. XX wieku przez wojskowych strategów Stanów Zjednoczonych i pierwotnie odnosiło się do teorii przywództwa [3]. Następnie United States Army War College wprowadziło pojęcie VUCA, aby określić bardziej niestabilny, niepewny, złożony i niejednoznaczny świat, postrzegany jako rezultat końca zimnej wojny [19]. Kolejne lata przyniosły zastosowanie tego terminu w odniesieniu do rzeczywistości biznesowej. Z kolei druga koncepcja TUNA (ang. turbulent, uncertain, novel, ambiguous) została opracowana przez D. Snowdena i M. Boone w 2007 roku. Jest to model opisujący cztery typy sytuacji, w których organizacje i liderzy muszą podejmować decyzje oraz działania. Otoczenie TUNA charakteryzuje się wysokim poziomem zmienności, niepewności, nowości i wieloznaczności. Różnica między niniejszymi koncepcjami polega na tym, że TUNA uwzględnia także „nowość” jako czynnik wpływający na sytuację. „Nowość” oznacza pojawianie się nieznanych zjawisk lub problemów, które wymagają innowacyjnych rozwiązań [15]. Tym samym talebowski czarny łabędź, jakim jest rosyjsko-ukraińska wojna, ostatecznie będzie się wpisywał w koncepcję TUNA i z tej perspektywy badawczej kluczowe wydają się być dociekania dotyczące wpływu tego konfliktu na gospodarkę światową.

Zespół ekspertów z McKinsey & Company przedstawił listę dwunastu krótko- i średniookresowych zakłóceń związanych z działaniami wojennymi w Ukrainie, które mają potencjał wpływu na społeczeństwo i gospodarkę w ujęciu globalnym. Autorzy zwracają uwagę na kluczowe zestawy czynników, z perspektywy których zidentyfikowane zakłócenia należy analizować, a mianowicie: skalę i czas ich występowania, wpływ decyzji politycznych na rozwój wydarzeń, reakcje uczestników rynków (konsumentów i przedsiębiorstw). Przywoływani analitycy wyszczególnili następujące zakłócenia:

1. Masowy kryzys humanitarny – według szacunków ONZ do końca 2022 roku swój kraj opuścić może 8,3 mln ukraińskich obywateli, znacznie zwiększając populację krajów przyjmujących. W okresie od 24 lutego do 1 maja 2022 roku zaludnienie Polski wzrosło o 3,06 mln osób, co stanowi wzrost o 8,1%. W przypadku Słowacji odnotowano wzrost na

- poziomie 7% (0,38 mln osób), Węgier 5,4% (0,53 mln osób), Rumunii 4,3% (0,83 mln osób) oraz Mołdawii 3,7% (0,1 mln osób).
2. Zagrożenie ubóstwem odczuwalne szczególnie w najuboższych kręgach społecznych – przyczyną tego zakłócenia są w głównej mierze gwałtowne wzrosty cen artykułów pierwszej potrzeby w tym szczególnie żywności i energii zarówno ciepłej, jak i elektrycznej. Dodatkowo wzrosty cen paliw bezpośrednio się przekładają na koszty transportu, a pośrednio na większość kosztów utrzymania. Wymienione czynniki będą katalizatorami innych, negatywnych skutków wojny, w tym: spowolnienia światowego handlu, aprecjacji walut i problemów z utrzymaniem oraz obsługą zadłużenia gospodarek narodowych.
  3. Polityka energetyczna – wymuszenie dywersyfikacji zmierza w kierunku szerszego wykorzystania źródeł alternatywnych oraz tzw. bezpiecznego dostępu (w 2021 roku kraje europejskie importowały z Rosji ok. 36% zużywanego gazu, 30% węgla i 10% ropy naftowej). Zmiana w polityce energetycznej wiąże się z zagrożeniami niedoborów, a ewentualna regramentacja w pierwszej kolejności dotknie sektor przemysłowy.
  4. Bezpieczeństwo żywnościowe – wywołane zakłóceniami światowego systemu produkcji żywności. Szczególne znaczenie w tym zakresie ma pszenica, bowiem Ukraina i Rosja były dostawcami ok. 30% pszenicy w ujęciu globalnym. Ponadto z krajów tych pochodziła blisko jedna trzecia światowej produkcji amoniaku i potasu, będących składnikami nawozów. Wysokie ceny i niedobory strategicznych płodów rolnych zagrażają najbardziej bezpieczeństwu żywnościowemu krajom Bliskiego Wschodu, Afryki Północnej oraz Azji Zachodniej i Środkowej.
  5. Niedobory surowców – prowadzone działania wojenne, podobnie jak w przypadku żywności, prowadzą do dużych problemów, którymi są dostępność oraz rosnące ceny. Niestabilna sytuacja powoduje turbulentne zawirowania w wielu branżach. Szacuje się, że w związku ze wzrostem cen kluczowych surowców i materiałów koszty produkcji w branży motoryzacyjnej mogą wzrosnąć od około 15% do 25%.
  6. Zmiany w zarządzaniu łańcuchami dostaw – odporność na zawirowania w globalnych łańcuchach wartości stała się głównym wyzwaniem w okresie pandemii Covid-19. Menedżerowie z wielu branż rozpoczęli rekonfigurację łańcuchów dostaw, rezygnując z tak popularnego dotychczas systemu *just in time*, na rzecz pracy w trybie *just in case* (na wszelki wypadek). Znaczenia nabierają również takie działania, jak *dual sourcing* (zakupy tego samego surowca/materiału/produktu od dwóch różnych dostawców), *nearshoring* (outsourcing z krajów najbliższych dla danej firmy) oraz *friendshoring* (outsourcing z krajów współpracujących ze sobą politycznie i militarnie).
  7. Dekomponowanie globalnych standardów technologicznych – odejście od unifikacji, do jakiej dążono w drugiej połowie XX wieku – widoczne jest doskonale w zakresie internetu, lecz również innych branżach technologicznych. Podziałom występującym w branży high tech przewodzi Chiny, szacuje się, że wojna w Ukrainie może te procesy pogłębić przez

- utrata zachodniego finansowania oraz wycofanie się wielu światowych koncernów z rynku rosyjskiego.
8. Negatywne skutki dla światowego systemu finansowego – dla przykładu aktywa banków europejskich w Rosji wynosiły ok. 75 mld USD, stanowiąc 6%-7% ich rynkowej kapitalizacji z okresu bezpośrednio przed inwazją. Obok zagrożeń dla systemu bankowego eksperci wyróżniają jeszcze: powodowaną przez inflację recesję w gospodarce, większe zadłużenie rynków wschodzących, kryzys w chińskim sektorze nieruchomości (bańka spekulacyjna), impas w systemie płatniczym, rosnące ryzyko niewypłacalności w przypadku kredytów udzielanych przez sektor pozabankowy.
  9. Wzrost wydatków na obronność – deklaruje ją większość krajów NATO, jak również kraje spoza sojuszu (Szwecja). Większe wydatki na sprzęt wojskowy oznaczają będą cięcia w wydatkach na inne obszary strategiczne w ujęciu długoterminowym. Ponadto większy popyt w dziedzinie obronności podlegał będzie globalnym problemom w integracji łańcuchów dostaw oraz dostępności surowców, materiałów oraz różnego rodzaju komponentów.
  10. Wojna w cyberprzestrzeni – w tym wypadku szczególnie zagrożona jest infrastruktura krytyczna. Według danych waszyngtońskiego Centrum Studiów Strategicznych i Międzynarodowych (Center for Strategic and International Studies) miesięczna liczba poważnych ataków na tę instytucję wzrosła do dziesięciu. Zagrożenia atakami cybernetycznymi dotyczą szczególnie systemów energetycznych, sieci telekomunikacyjnych i organizacji rządowych, mających krytyczne znaczenie zarówno dla gospodarek narodowych, jak i globalnych powiązań ekonomicznych.
  11. Ograniczenie lub likwidacja działalności międzynarodowych – wycofanie się z rynku rosyjskiego bądź zdecydowane ograniczenie aktywności firm miało niespotykaną wcześniej skalę. Jak podają autorzy raportu, taka reakcja dotyczy blisko 70% firm z listy Fortune 500. Decyzje podjęte przez światowe korporacje rzucają nowe światło na proces globalizacji, jaki jest znany z okresu ostatnich trzech dekad.
  12. Niestabilność, wzrost zmienności, niepewność – dotyczą wszystkich sektorów gospodarki, co w USA odzwierciedlają liczne badania, np. amerykański indeks zmienności (CBOE Volatility Index giełdy Chicago Board Options Exchange, VIX) oraz indeks niepewności polityki gospodarczej EPU (Economic Policy Uncertainty Index for United States) [18].

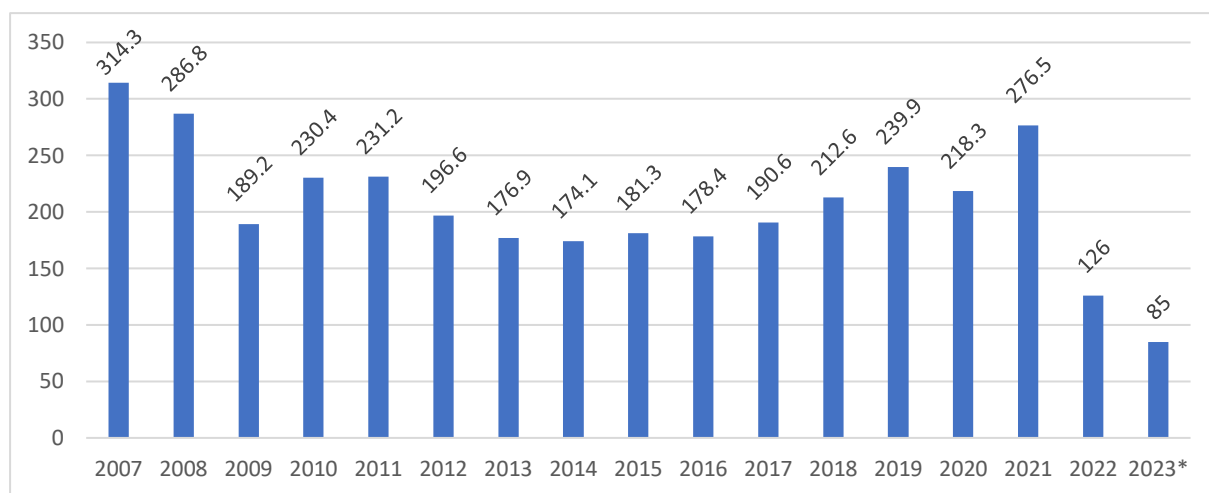
### **3. Rozwój budownictwa mieszkaniowego w Polsce w 2022 roku**

Od początku inwazji Rosji na Ukrainę głównymi problemami branży budowlanej, wymienianymi przez ekspertów, były: wzrost cen oraz niedobór surowców i materiałów, wyhamowanie inwestycji i braki kadrowe spowodowane powrotami do swojej ojczyzny wielu

ukraińskich pracowników. W kwietniowym numerze miesięcznika Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa z 2022 roku, A. Grinberg-Iwańska pisała „Wojna w Ukrainie ma negatywny wpływ na branżę budowlaną w naszym kraju. Zagrożone są łańcuchy dostaw, czego konsekwencją jest już odczuwalny w tym sektorze niedobór materiałów oraz kolejna fala wzrostu cen surowców. Ukraina jest ważnym producentem stali, jednego z podstawowych materiałów w budownictwie. Do tego dochodzi odpływ pracowników z kraju objętego wojną” [7, s. 20]. Nadchodzące trudności identyfikował również prezes Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa Zbigniew Kledyński, wymieniając ubytek pracowników z Ukrainy widoczny już w pierwszych dniach wojny, trudności na rynkach finansowych, skutkujące wzrostami kosztów kredytów dla inwestorów i wykonawców, wzrost stóp procentowych oraz wyhamowanie inwestycji ze względu na większe ryzyko inwestycyjne [7, s. 20]. Wymienione czynniki należy uzupełnić jeszcze głosami przedsiębiorców z firm Keller Polska oraz Unibep, mówiącymi o trudnych decyzjach związanych z wycofaniem się z rynku rosyjskiego oraz wygaszeniu działalności na rynkach wschodnich – białoruskim i ukraińskim [7, s. 21].

Wskazywane przez branżowych specjalistów problemy i trudności potwierdziły się w kolejnych miesiącach wojny. Według danych Polskiego Związku Firm Deweloperskich w 2022 roku deweloperzy sprzedali o 38% mieszkań mniej niż w 2021 roku, ponadto eksperci związku zwracają uwagę na wysoki poziom stóp procentowych oraz niepewność inwestycyjną, które ograniczają pole do poprawy i szybkiego umocnienia popytu. W 2021 roku w Polsce zanotowano rekordową liczbę rozpoczynanych budów mieszkań, w 2022 roku ta wzrostowa tendencja uległa wyhamowaniu, a prognozy na 2023 rok są niekorzystne. Eksperci zwracają uwagę, że ten niekorzystny dla rynku trend ma szansę na poprawę najwcześniej w 2024 roku. Pod względem liczby wszystkich mieszkań oddanych do użytku w 2022 roku zanotowano jeszcze wzrost o 1,7%, co jest skutkiem rekordowego wolumenu budów mieszkań rozpoczętych w 2021 roku (277 tys. nowych inwestycji). Takie dane wskazują na lepszy klimat dla firm zajmujących się robotami wykończeniowymi, dla których spadki, widoczne dla firm produkcyjnych i wykonawczych (stany surowe), pojawią się z kilkumiesięcznym opóźnieniem. Relatywnie mniejsza podatność budownictwa jednorodzinne na cykle koniunkturalne i zawirowania gospodarcze, ze względu na rosnącą inflację i wyhamowanie na rynku kredytów mieszkaniowych, tym razem nie obronią rynku przed większymi spadkami [8, s. 17]. Według informacji podanej przez Związek Banków Polskich w 2022 roku banki udzieliły 126 tys. kredytów mieszkaniowych, a więc o 50,75 proc. mniej niż w 2021 r. Także pod względem wartości udzielonych kredytów w 2022 roku spadek sięgnął ponad 49%. Według szacunków Związku Banków Polskich w 2023 roku można się spodziewać ok. 85 tys. kredytów hipotecznych o wartości ok. 28-30 mld zł [W1]. Liczbę udzielanych kredytów w Polsce w latach 2007-2022 z prognozą na 2023 rok przedstawiono na rysunku 1.





\* prognoza Związku Banków Polskich na 2023 rok (dane w tysiącach)

Rys. 1. Liczba udzielonych kredytów mieszkaniowych w latach 2007-2022 z prognozą na 2023 rok  
Fig. 1. Number of housing loans granted in 2007-2022 with a forecast for 2023

Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z AMRON, Biura Informacji Kredytowej i Związku Banków Polskich

W przypadku rynku materiałów budowlanych w 2023 roku spodziewany jest wyraźny spadek popytu i ogólne pogorszenie sytuacji. Pogorszenie koniunktury w budownictwie kubaturowym negatywnie wpływa na rynek materiałów konstrukcyjnych oraz sytuację firm w sektorze, które staną w obliczu trudności finansowych, wywołanych zaostrzającą się konkurencją [W1].

Według informacji zawartych w raporcie firmy badawczej IBP Research pt. „Prognoza rozwoju rynku chemii budowlanej w Polsce (14 grup produktowych) na lata 2023-2025”, rynek budowlany w Polsce znajduje się w sytuacji szczególnej, którą warunkują czynniki makroekonomiczne w ujęciu globalnym. Autorzy raportu wskazują na dwie sytuacje o niespotykanej dotychczas skali oddziaływania na rynek, czyli pandemii wywołanej wirusem SARS-CoV-2 oraz wojną w Ukrainie, z których dużo większe konsekwencje dla branży budowlanej przyniesie konflikt zbrojny. W raporcie wymieniono następujące główne konsekwencje wojny w Ukrainie:

- niespotykane wzrosty kosztów energii i jej źródeł, w tym węgla i gazu jako skutek sankcji na linii UE-Rosja,
- niedobór surowców i materiałów z za wschodniej granicy, ale też z Chin i UE,
- odpływ z rynku pracowników budowlanych pochodzących z Ukrainy,
- pogłębienie inflacji ogólnogospodarczej, ogólny spadek siły nabywczej Polaków,
- wzrost stóp procentowych, ograniczający zdolność kredytową i zniechęcający do inwestycji,
- pogorszenie rentowności firm budowlanych oraz groźba bankructw [13, s. 69].

Dalszy rozwój sytuacji na rynku budowlanym w tym budownictwa mieszkaniowego w Polsce ściśle będzie zależeć od sytuacji w Ukrainie. Skala dokonanych tam zniszczeń jest

bezprecedensowa dla Europy po II wojnie światowej. Według szacunków Kancelarii Prezydenta Ukrainy, na dzień 19.10.2022 poniesione straty bezpośrednio wyceniano na 650 mld dolarów, a straty ogólne na kwotę 1bln dolarów. Straty w budownictwie mieszkaniowym szacowano na kwotę 54 mld dolarów, przy czym uszkodzeniu lub zniszczeniu uległo łącznie 149 300 budynków mieszkalnych, w tym 131 400 domów jednorodzinnych, 17 500 domów wielorodzinnych, 280 akademików oraz 3000 placówek oświatowych. Szkody spowodowane wojną w 2022 roku w Ukrainie przedstawiono w tabeli 1.

Dla polskiej branży budowlanej uczestnictwo w odbudowie Ukrainy będzie stanowić ogromne wyzwanie i zarazem dużą szansę sektorową z tego względu już w czerwcu 2022 roku Ministerstwo Rozwoju i Technologii wspólnie z Polską Agencją Inwestycji i Handlu uruchomiło projekt, w ramach którego rozpoczęto nabór firm chętnych do udziału w odbudowie. Zapisów dokonywać można na stronie [www.odbudowaukrainy.paih.gov.pl](http://www.odbudowaukrainy.paih.gov.pl), obecnie zgłoszonych jest ponad 1600 podmiotów z czego 1/3 stanowią przedsiębiorstwa budowlane [8, s. 18]. Wyzwanie, przed jakim stanie cała branża będzie ogromne i może przynieść wiele zmian na rynku budownictwa mieszkaniowego w Polsce, w tym również negatywnych, związanych z gwałtownymi podwyżkami cen surowców i materiałów oraz ich ograniczoną dostępnością. Zagadnienie to stanowić powinno przedmiot oddzielnych badań i dociekań naukowych.

Tabela 1  
Szkody spowodowane wojną w 2022 roku w Ukrainie

1.	Mieszkania	54 mld dolarów
2.	Infrastruktura	35,6 mld dolarów
3.	Przemysł i przedsiębiorstwa	13 mld dolarów
4.	Edukacja	8,6 mld dolarów
5.	Energetyka	6,8 mld dolarów
6.	Rolnictwo	6,6 mld dolarów
7.	Transport	2,9 mld dolarów
8.	Handel	2,4 mld dolarów
9.	Obiekty komunalne	2,3 mld dolarów
10.	Kultura, sport, religia	2,2 mld dolarów

Źródło: [8, s. 18].

#### **4. Oczekiwania przedsiębiorców z branży budowlanej w odniesieniu do koniunktury na rynku w latach 2022-2023**

Działalność rynkowa w warunkach pogarszającej się koniunktury, niezależnie od branży, wymaga od przedsiębiorstw zmian w realizowanych dotychczas strategiach, których celem jest zbudowanie i utrzymanie przewagi konkurencyjnej. Branżą, która może stanowić punkt

odniesienia w zakresie oceny koniunktury na rynku budowlanym mogą być producenci i dystrybutorzy systemów stropowych.

Strop to przegroda stanowiąca poziomy element konstrukcyjny budynku, dzięki któremu oddzielone są jego poszczególne kondygnacje. Każdy strop składa się z wielu elementów wzajemnie ze sobą powiązanych, których sposób połączenia będzie zależny od przyjętej technologii oraz rodzaju użytych materiałów. Stąd w rynkowej nomenklaturze budowlanej pojawił się termin system stropowy, którym obecnie posługuje się wielu, zarówno lokalnych, jak i ogólnopolskich, producentów prefabrykatów budowlanych [9, s. 28].

Rynek systemowych produktów stropowych stanowi tematykę o charakterze techniczno-ekonomicznym, stosunkowo rzadko podejmowaną przez ekonomistów. Tymczasem zadania i wymagania, jakie odbiorcy stawiają przed systemami stropowymi wskazują, iż obok funkcji czysto konstrukcyjnych, które nazwać możemy ogólnobudowlanymi, stropy jako przegrody zaspokajając będą różne potrzeby klientów na rynku budowlanym. Ponadto sprzedaż systemów stropowych ma bezpośrednie odniesienie do badania podaży na rynku budownictwa mieszkaniowego. W związku z powyższym, stropy będą stanowić materiał badawczy nie tylko dla specjalistów z zakresu budownictwa, czego przykładem mogą być wieloletnie badania prowadzone na tym rynku przez naukowców z Wielkopolskiej Akademii Społeczno-Ekonomicznej w Środzie Wielkopolskiej oraz Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

W artykule zaprezentowane zostały wyniki badań pierwotnych przeprowadzonych metodą standaryzowanego wywiadu kwestionariuszowego techniką CAPI, w grupie przedsiębiorstw zrzeszonych w ogólnopolskiej sieci firm budowlanych Stropy.pl w okresie 22.08.-30.11.2022. W badaniu przedstawiono trzy pytania badawcze: 1. Jakie są przewidywania członków sieci w zakresie koniunktury na rynku materiałów budowlanych w okresie najbliższych kilkunastu miesięcy? 2. Jakie są oczekiwania wobec samej sieci w odniesieniu do elementów marketingu mix? 3. Jakie są najważniejsze potrzeby w zakresie współpracy w ramach sieci? Otrzymane wyniki mogą mieć praktyczne zastosowanie w tworzeniu strategii rynkowych przez przedsiębiorstwa z różnych branż, ze szczególnym uwzględnieniem podmiotów funkcjonujących w sektorze produkcji i dystrybucji materiałów budowlanych. W niniejszym artykule zaprezentowano odpowiedzi dotyczące pytania pierwszego (tabela 2), pozostałe wyniki badań zostaną opublikowane w innych periodykach naukowych.

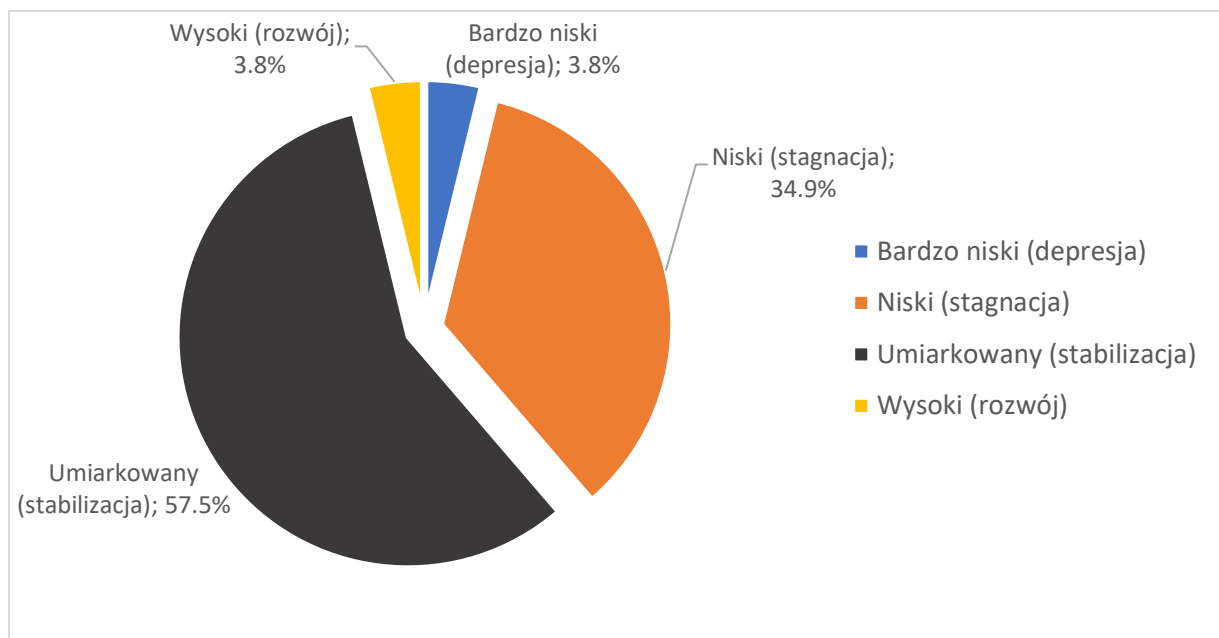
Tabela 2

Analiza częstości oceny oczekiwań respondentów w stosunku do koniunktury na rynku materiałów budowlanych

Ocena oczekiwań	Obecny rok (2022)		Przyszły rok (2023)	
	<i>n</i>	%	<i>n</i>	%
Bardzo niski (depresja)	2	3,8	3	5,7
Niski (stagnacja)	18	34,9	17	32,1
Umiarkowany (stabilizacja)	31	58,5	25	47,2
Wysoki (rozwój)	2	3,8	8	15,1

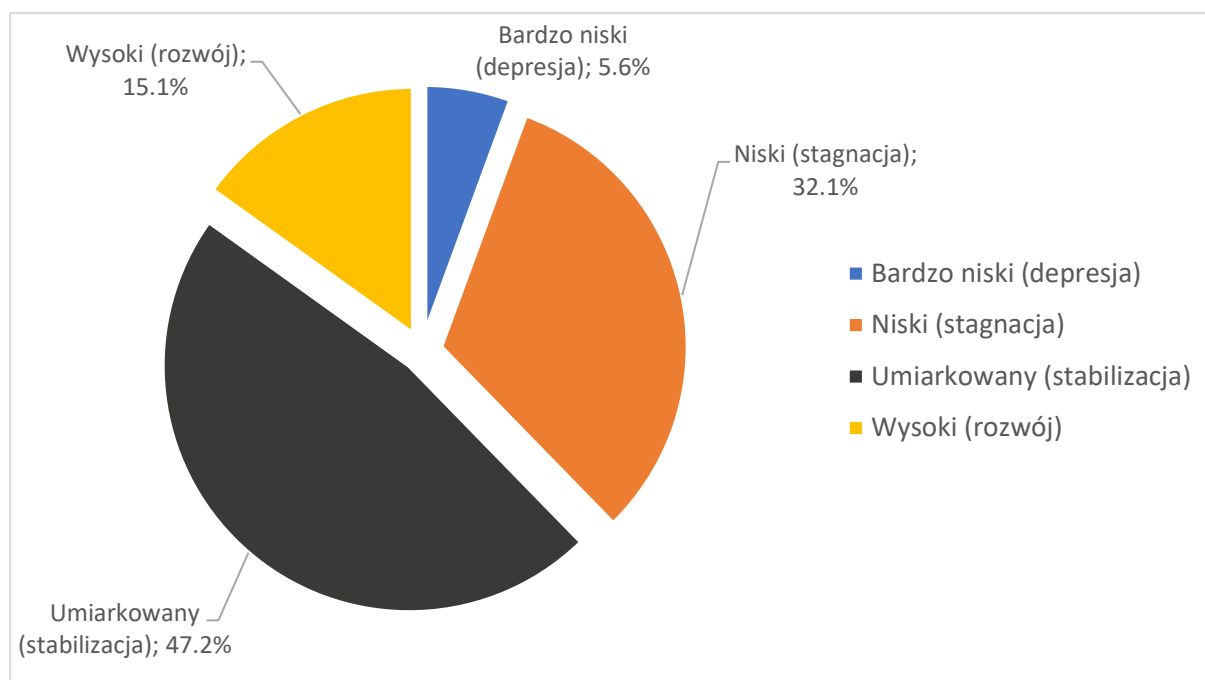
Źródło: Badania własne.

Obliczenia wykonano w programie IBM SPSS Statistics 28.0. Jako poziom istotności przyjęto  $\alpha = 0,05$ . Do charakterystyki odpowiedzi na poszczególne pytania przeprowadzono analizę częstości. Spośród wszystkich respondentów ( $N = 53$ ) dwie badane osoby oceniły koniunkturę w obecnym roku jako bardzo niską – spośród nich jedna nie zmieniła zdania, co do roku następnego, natomiast druga – wskazała na stagnację. 34,9% ( $N = 18$ ) badanych oceniło obecną sytuację na rynku materiałów budowlanych na niską. 10 spośród 18 osób nie zmieniło zdania co do oceny koniunktury w przyszłym roku, 5 wskazało na stabilizację, 1 na rozwój oraz 2 na depresję. Ponad połowa – 58,5% ( $N = 31$ ) – badanych wskazała na stabilizację na rynku materiałów budowlanych w obecnym roku. 58,1% z nich ( $N = 18$ ) utrzymało ocenę dla roku następnego, 19,4% ( $N = 6$ ) wskazało na stagnację i 22,6% ( $N = 7$ ) na rozwój. Dwie osoby wysoko oceniły obecną sytuację na rynku, przy czym oceniając następny rok – 2023 obie wskazały na stabilizację rynku. Szczegółowy rozkład ocen dotyczących koniunktury w 2022 i 2023 roku przedstawiono na rysunkach 2 i 3.



Rys. 2. Oczekiwania respondentów wobec koniunktury na rynku materiałów budowlanych w 2022 roku  
Fig. 2. Expectations of respondents regarding the economic situation on the construction materials market in 2023

Źródło: badania własne



Rys. 3. Oczekiwania respondentów wobec koniunktury na rynku materiałów budowlanych w 2023 roku  
Fig. 3. Expectations of respondents regarding the economic situation on the construction materials market in 2023

Źródło: badania własne

W Polsce do najpopularniejszych systemów stropowych należą wykonywane w całości na budowie strop monolityczny oraz prefabrykowane w różnym stopniu systemy: strop typu Filigran, stropy gęstożebrowe, stropy panelowe, stropy z płyt kanałowych typu S, kanałowe sprężone płyty stropowe, stropy drewniane oraz stropy stalowe [4, s. 119-122]. Blisko 70% rynku stanowią stropy prefabrykowane, a więc wykonywane przez przedsiębiorstwa produkcyjne, z tego względu zasadne jest badanie nastrojów rynkowych w gronie producentów i dystrybutorów systemów stropowych.

Otrzymane wyniki pokazują gorsze oceny dawane w odniesieniu do koniunktury w 2022 roku (wskazania na stagnację i stabilizację, razem 93,4% badanych), lepsze wskazania dotyczyły 2023 roku (na stagnację i stabilizację wskazało łącznie 79,3% badanych, wyższa jednak o 1,9% w wartościach bezwzględnych była liczba wskazań na bardzo niski rozwój koniunktury, czyli depresję). Badania ilustrują nastroje o charakterze neutralno-pesymistycznym, ponieważ dla obu badanych lat najwyższą liczbę wskazań uzyskały oceny wskazujące na stabilizację oraz stagnację. Takie wyniki świadczą o dojrzałości rynkowej badanych przedsiębiorstw, których menedżerowie nie poddają się negatywnym nastrojom, lecz świadomi wartości własnych produktów przyjmują postawę wyczekującą, ze wskazaniem na umiarkowany, stabilny wzrost. Tego rodzaju nastroje przekładać się mogą na działania organizacyjne, wzmacniające badane firmy, zarówno pod kątem tworzenia nowych strategii, reorganizacji w zakresie struktury kosztów, jak i ogólnie pojętej efektywności, rozumianej jako

stosunek poniesionych nakładów do uzyskanych efektów. W tym świetle, każde spowolnienie lub nawet kryzys na rynku oznaczać może dla przedsiębiorstwa szansę utrzymania przewagi konkurencyjnej na relatywnie trudniejszym rynku oraz stworzenia zaczynu do budowy nowej przewagi kompetencyjnej w lepszych dla rynku okresach.

## 5. Zakończenie

Zagadnienia podjęte w niniejszym artykule wskazują wiele nowych procesów, które wieszczą koniec pewnej epoki – świata płynnej nowoczesności, którą Zygmunt Bauman definiował jako „interregnum”. Termin ten oznacza okres, w którym już nie działa funkcjonujący dotychczas system norm, standardów i wartości, a nowy nie tylko jeszcze się nie ukonstytuował, lecz wciąż nawet nie został społecznie zaproponowany [1]. „Interregnum” to (według Baumana): „stan, w którym stare sposoby realizacji zadań przestały poprawnie działać, ale nowe, bardziej efektywne, są jeszcze na etapie projektowania, a w najlepszym razie w fazie eksperymentów” [2]. Długość tego przejściowego okresu nie jest znana, płynna nowoczesność „interregnum” dostarcza wyznaczników, lecz niczego nie definiuje. Z tego względu w wielu dziedzinach mówi się o trwającej transformacji, przeobrażaniu oraz zmianie, w wyniku której powstaną nowe paradygmaty w ujęciu społeczno-ekonomicznym.

Zasadne wydają się być pytania o ciągłość „interregnum” w rzeczywistości opartej na modelach VUCA lub TUNA, w epoce talebowego „czarnego łabędzia 4.0”. Przyjęta przez autorów hipoteza, że działania wojenne w Ukrainie wywierają jednoznacznie negatywny wpływ na budownictwo mieszkaniowe w Polsce została zweryfikowana pozytywnie. Wpływ wojny wskazuje na negatywne konotacje w rynku, jakkolwiek podkreślenia wymaga także neutralny, nie tylko pesymistyczny charakter oczekiwań w stosunku do przyszłej koniunktury. Stabilizacja w tym wypadku nie oznacza regresu, lecz może stanowić impuls do działań modernizacyjnych, usprawniających i innowacyjnych, które w każdych warunkach szeroko pojętego gospodarowania przynoszą efekty popytotwórcze.

Podsumowaniem powyższych rozważań mogą stać się słowa Z. Drzewieckiego, który we współczesnym rozwoju nauk o zarządzaniu postuluje „zmianę organizacji w kierunku organizacji uczących się, zwinnych (agile), elastycznych i szybko reagujących, o wysokiej niezawodności (High Reliability Organizations) i odporności na kryzysy (High Resilient Organizations)” [5, s. 118]. Takie organizacje adaptacyjnie dostosowujące się do nowych warunków, łączące strategię z taktyką [14], mają szansę uzyskać względną trwałość lub, jak proponuje N.N. Taleb, stać się antykruche [16], czyli wzmacniające się na skutek pokonywanych trudności.

## Bibliografia

1. Bauman Z.: Times of interregnum. Ethics and Global Politics, Vol. 5, No. 1, 2010, p. 49-56.
2. Bauman Z., Bauman I., Kociatkiewicz J., Kostera M.: Zarządzanie w płynnej nowoczesności. Bęc zmiana, Warszawa 2017, s. 35.
3. Bennis W., Nanus B.: Leaders: The strategies for taking charge. Harper & Row, New York 1985.
4. Drobiec Ł., Kisiołek A., Zajac J.: Stropy Teriva Panel i Konbet S-panel, koncepcja, kształtowanie, obliczanie, wykonawstwo. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2023.
5. Drzewiecki Z.: Zarządzanie w sytuacjach katastrof i kryzysów zewnętrznych, [w:] Bojar E. (red.): Przyszłość zarządzania. Wyzwania w dobie postglobalizacji. Wydawnictwo Dom Organizatora, Toruń 2020, s. 118.
6. Jasiński R., Kisiołek A., Zajac J.: Badania rynkowe systemów stropowych i potrzeb uczestników procesu budowlanego. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2022.
7. Grinberg-Iwańska A.: Wpływ wojny w Ukrainie na budownictwo w Polsce. „Inżynier Budownictwa”, nr 4, 2022, s. 20-24.
8. Karwat J.: Wyzwania, zagrożenia i szanse w sektorze budowlanym. „Inżynier Budownictwa”, nr 3, 2023, s. 16-18.
9. Kisiołek A.: Popularność oraz kryteria wyboru systemów stropowych w Polsce cz. 1. „Przegląd Budowlany”, nr 05, 2017, s. 28-32.
10. Kisiołek A.: Rynek systemów stropowych w Polsce. Analiza wybranych rozwiązań na przestrzeni lat 2015–2016. Wydawnictwo Wyższej Szkoły Społeczno-Ekonomicznej w Środzie Wlkp., Środa Wlkp. – Poznań 2018.
11. Kołodko G.W.: Świat w matni. Czwarta część trylogii. Prószyński i S-ka, Warszawa 2022.
12. Kołodko G.W.: Wojna i pokój. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2022.
13. Marek M.: Rynek chemii budowlanej – wyniki i prognoza. „Inżynier Budownictwa”, nr 3, 2023, s. 68-69.
14. Outram C.: Straktyka. Jak w cyfrowych czasach strategia połączyła się z taktyką. ICAN Institute, Warszawa 2020 (e-book).
15. Snowden D.J., Boone M.: A Leader's Framework for Decision Making. Harvard Business Review, 2007, <https://hbr.org/2007/11/a-leaders-framework-for-decision-making> (dostęp: 30.03.2023).
16. Taleb N.N.: Antykruchłość. Jak żyć w świecie, którego nie rozumiemy. Wydawnictwo Zysk i S-ka, Poznań 2020.

17. Taleb N.N.: Czarny łabędź. Jak nieprzewidywalne zdarzenia rządzą naszym życiem. Wydawnictwo Zysk i S-ka, Poznań 2022 (pierwsze wydanie: *The Black Swan: The Impact of the Highly Improbable*, 2007).
18. White O., Buehler K., Smith S., Greenberg E. i in.: Wojna w Ukrainie. Dwanaście zakłóceń zmieniających świat, *ICAN Management Review Polska*, nr 3 (15), 2022, s. 82-97.
19. Who first originated the term VUCA (Volatility, Uncertainty, Complexity and Ambiguity)? - USAHEC Ask Us a Question, U.S. Army Heritage and Education Center 2019, [usawc.libanswers.com](http://usawc.libanswers.com) (dostęp: 07.01.2023).

### **Źródła internetowe**

[W1] <https://www.wnp.pl/finanse/w-ubieglym-roku-liczba-kredytow-hipotecznych-spadla-o-polowe,682324.html> (dostęp: 16.04.2023).



Michał KNAUFF  
Warszawa

## **MINIMALNE ZBROJENIE ZAPOBIEGAJĄCE KRUCHEMU ZNISZCZENIU ŻELBETOWYCH ELEMENTÓW ZGINANYCH JAKO ZAGADNIENIE PROBABILISTYCZNE**

**Streszczenie.** Po zwięzłym przedstawieniu podstaw teoretycznych wyznaczania minimalnego zbrojenia wg wzoru (1), zapobiegającego kruchemu zniszczeniu elementów zginanych, omówiono konsekwencje stosowania tego wzoru. Rozpatrując wymyślone doświadczenie, w którym granica plastyczności zbrojenia i wytrzymałość betonu na rozciąganie są zmiennymi losowymi, dowodzi się, że wzór (1) nie ma uzasadnienia. Należy go zastąpić sprawdzaniem szerokości rys. W punktach 4 i 5 przedstawiono i zilustrowano przykładami prosty algorytm służący do obliczania zbrojenia ograniczającego tę szerokość.

**Słowa kluczowe:** żelbet, zginanie, minimalne zbrojenie, kruche zniszczenie prawdopodobieństwo

## **MINIMUM REINFORCEMENT PREVENTING BRITTLE FAILURE IN RC ELEMENTS IN BENDING - PROBABILISTIC APPROACH**

**Summary.** After a short presentation of the theoretical basis for determining the minimum reinforcement acc. to the formula (1), which prevents the brittle failure of bending elements, the consequences of using this formula are discussed. Considering an imaginary experiment in which the yield strength of the reinforcement and the concrete tensile strength are random variables, it is proved that formula (1) is not convincingly justified. It should be replaced by checking the crack width. In points 4 and 5, a simple algorithm for calculating the reinforcement limiting this width is presented and illustrated with examples.

**Keywords:** reinforced concrete, bending, minimum reinforcement, brittle failure, probability

## 1. Ogólne zasady i ewolucja przepisów dotyczących minimalnego zbrojenia

W aktualnej normie projektowania konstrukcji z betonu [1] określono dwa rodzaje minimalnego zbrojenia przekrojów żelbetowych (poła przekroju obydwu tych minimalnych zbrojeń w normie są oznaczane jednakowo przez  $A_{s,min}$ ) – minimalne zbrojenie zdefiniowane wzorem (1) oraz minimalne zbrojenie potrzebne ze względu na zarysowanie. Wzór, który w artykule ma numer (1) znajduje się w rozdziale 9. (rozdział ten dotyczy zasad konstruowania) i dotyczy elementów zginanych.

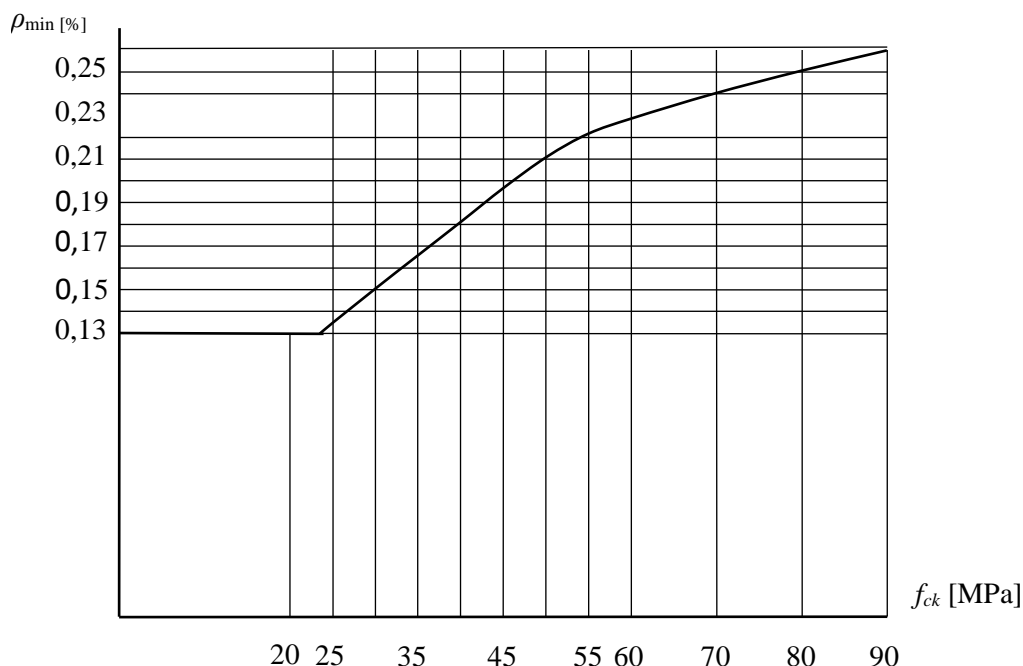
$$A_{s,min} = 0,26b_t d \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, \text{ lecz nie mniej niż } 0,013b_t d \quad (1)$$

We wzorze (1)  $f_{yk}$  oznacza charakterystyczną granicę plastyczności zbrojenia,  $f_{ctm}$  – średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie, a  $b_t$  – szerokość strefy rozciąganej przekroju (dla prostokąta  $b_t = b$ ). Ponadto w elementach drugorzędnych, gdy można zaakceptować pewne ryzyko kruchego zniszczenia, można przyjmować  $A_{s,min}$  jako 120% powierzchni wymaganej ze względu na stan graniczny nośności. Zatem, chociaż w tekście normy nie przedstawiono *expressis verbis* genezy wzoru (1), to na podstawie postaci wzoru (1) i przepisu dotyczącego elementów drugorzędnych można domyślać się, że wzór ten stosuje się w celu zabezpieczenia konstrukcji przed kruchym zniszczeniem.

Tematem artykułu jest przede wszystkim ocena wzoru (1) z punktu widzenia zasad probabilistycznych zastosowanych w normach [1] i [2]. Niemniej jednak, analizując przepis dotyczący minimalnego zbrojenia zabezpieczającego przed kruchym zniszczeniem, trzeba było wziąć pod uwagę wymagania dotyczące szerokości rys.

Według normy [1] minimalne zbrojenie potrzebne ze względu na zarysowanie należy określać, stosując przepisy zawarte w obszernym i skomplikowanym rozdziale 7. normy. Przepisy dotyczące zarysowania nakazują, żeby – podobnie jak we wzorze (1) – naprężenie w zbrojeniu nie przekraczało  $f_{yk}$ . Zwykle jednak w zbrojeniu, które wystarczająco ogranicza szerokość rys, naprężenia są mniejsze od  $f_{yk}$ . Wzory w normie umożliwiają obliczenie minimalnego zbrojenia ze względu na zarysowanie w przekrojach obciążonych momentem zginającym i siłą podłużną (np. w elementach sprężonych).

Wzór (1) dotyczy wyłącznie elementów zginanych. Zasadę, która leży u podstaw wzoru (1), można łatwo uogólnić na przekroje z niezerową siłą podłużną, ale w normie [1] takiego uogólnienia nie przedstawiono. Uogólnienie, o którym tu mowa, można znaleźć w projekcie nowej wersji normy europejskiej [5]. Jednakże w tym artykule rozpatruje się wyłącznie elementy zginane, w których siła podłużna jest równa zeru.



Rys. 1. Minimalny stopień zbrojenia  $\rho_{min}$  (w procentach, dla  $f_{yk} = 500$  MPa) w prostokątnym przekroju zginanym w zależności od  $f_{ck}$

Fig. 1. Minimum reinforcement ratio  $\rho_{min}$  (in percent, for  $f_{yk} = 500$  MPa) of rectangular cross-section depending on  $f_{ck}$

Źródło: [10]

W normach europejskich wzór (1), zilustrowany na rys. 1, pojawił się po raz pierwszy w normie, zatwierdzonej przez CEN w 2004 roku. Według poprzedzającego tę normę projektu ENV [3]: „...efektywne pole powierzchni podłużnego zbrojenia rozciągane nie powinno być mniejsze niż zbrojenie wymagane ze względu na kontrolę zarysowania i nie mniejsze niż obliczone ze wzoru:

$$A_{s,min} = 0,6 \frac{b_t d}{f_{yk}} \geq 0,0015 b_t d. \quad (2)$$

W artykule H.U. Litznera [13], związanym z tym projektem normy, znajduje się informacja, że minimalne pole przekroju zbrojenia stosuje się „w celu uniknięcia kruchego zniszczenia”.

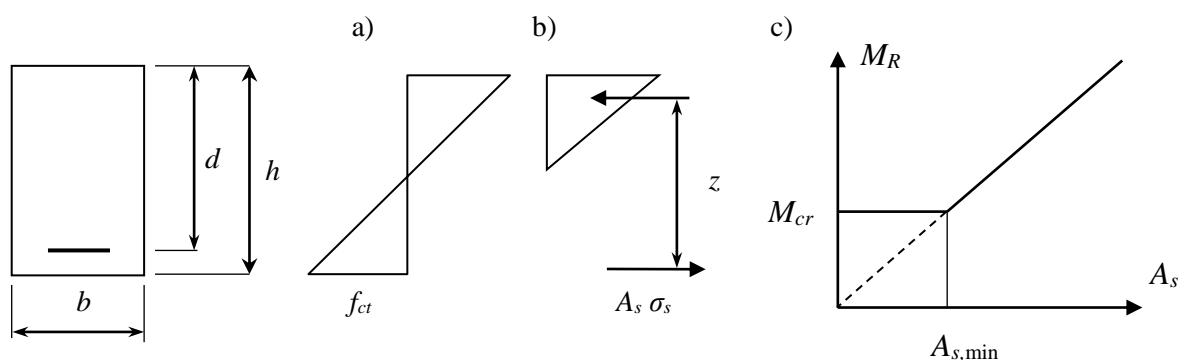
W Polsce w przez wiele lat stosowania norm [8] i [9] minimalny stopień zbrojenia elementów zginanych, zbrojonych stałą o granicy plastyczności  $f_{yk} = 400$  MPa, wynosił 0,1%. W normie z 1999 roku [7] wprowadzono minimum zgodne ze wzorem (2). W normie [6] pojawił się wzór (1) z wyjaśnieniem, że „...pole przekroju zbrojenia rozciągane nie może być mniejsze niż wynikające z porównania nośności przekroju żelbetowego w fazie II

z nośnością przekroju betonowego fazy I, obliczoną, przy założeniu że naprężenie w betonie na krawędzi rozciąganej osiąga wartość  $1,3f_{ctm}$ ”.

Jak widać, na przełomie wieków XX i XXI w normach wprowadzano zmiany, które w wielu przypadkach prowadzą do zwiększenia minimalnego zbrojenia.

## 2. Zjawisko kruchego zniszczenia i podstawy teoretyczne wyznaczania minimalnego zbrojenia

Stosując wzór (1), przyjmuje się, że w przypadkach, w których pole przekroju rozciąganego zbrojenia w zginanym elemencie żelbetowym jest mniejsze od pola minimalnego  $A_{s,min}$ , element jest narażony na kruche zniszczenie, tzn. zniszczenie niepoprzedzone zarysowaniem lub pojawieniem się dużych odkształceń. Rysunek 2 ilustruje mechanizm tego zjawiska w przypadku, w którym granica plastyczności zbrojenia wynosi  $f_y$ , a wytrzymałość betonu na rozciąganie  $f_{ct}$ .



Rys. 2. Zasada wyznaczania minimalnego zbrojenia wg wzoru (1): a) naprężenia w betonie bezpośrednio przed zarysowaniem, b) naprężenia bezpośrednio po zarysowaniu, c) moment niszczący w zależności od pola przekroju zbrojenia

Fig. 2. The principle of determining the minimum reinforcement according to the formula (1): a) stresses in concrete immediately before cracking, b) stresses immediately after cracking, c) ultimate bending moment as a function of the cross-sectional area of the reinforcement

Źródło: opracowanie własne

W powszechnie stosowanej teorii żelbetu pomija się udział rozciąganego betonu w przenoszeniu niszczącego momentu zginającego. Dlatego dla  $A_s < A_{s,min}$  (rys. 2) moment niszczący element niezbrojony jest większy od momentu niszczącego element ze zbrojeniem.

Jeżeli właściwości materiałów są zgodne z normą [1], to moment rysujący belkę wynosi ( $f_{ctm}$  oznacza tu średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie, a  $W$  wskaźnik wytrzymałości przekroju).

$$M_{cr} = Wf_{ctm} = \frac{bh^2}{6} f_{ctm}. \quad (3)$$

Bezpośrednio po zarysowaniu powstaje rozkład naprężeń przedstawiony na rys. 2b. Naprężenie w zbrojeniu wynosi:

$$\sigma_s = \frac{M_{cr}}{zA_s}. \quad (4)$$

$A_s$  – oznacza pole przekroju zbrojenia,

$\sigma_s$  – naprężenie w zbrojeniu wywołane momentem  $M_{cr}$  bezpośrednio po zarysowaniu,

$z$  – ramię sił wewnętrznych.

Jeżeli obliczone z tego wzoru naprężenie w zbrojeniu przekracza granicę plastyczności  $f_y$ , która występuje w badanej belce, to następuje kruche zniszczenie. Graniczne pole przekroju zbrojenia to:

$$A_{s,\min} = \frac{f_{ctm}bh^2}{6zf_y}. \quad (5)$$

Przyjmując stosunek modułów odkształcalności stali i betonu  $\alpha_e = 15$  oraz stopień zbrojenia 0,20%, z powszechnie znanych wzorów teorii klasycznej (wzory można znaleźć np. w [9], s.101), otrzymuje się względny zasięg strefy ściskanej:

$$\xi = \frac{x}{d} = \sqrt{\alpha_1^2 + 2\alpha_1} - \alpha_1 = \sqrt{0,03^2 + 2 \cdot 0,03} - 0,03 = 0,2168.$$

Ramię sił wewnętrznych jest zatem równe  $(1 - 0,2168/3)d = 0,9278d \cong 0,925d$ . Wartość  $0,925d$  będzie również niezłym przybliżeniem dla innych niewysokich stopni zbrojenia, np. dla  $0,05 < \rho \leq 0,30$ . Podstawiając do wzoru (5)  $f_y = f_{yk}$  oraz  $h/d = 1,2$ , otrzymuje się wzór (6), prawie taki sam jak (1):

$$A_s = 0,259bd \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}. \quad (6)$$

Powyższe wywody zdają się potwierdzać zasady normy [1]. Dla zbrojenia mniejszego niż  $A_{s,\min}$  moment niszczący zależy od wytrzymałości betonu na rozciąganie i jest większy od momentu niszczącego, związanego z osiągnięciem granicy plastyczności zbrojenia. Wymagane w normach zwiększenie zbrojenia może więc być uzasadnione na gruncie

wymagań dotyczących niezawodności – w przypadku kruchego zniszczenia wymaga się niezawodności większej niż w przypadkach, w których takie zagrożenie nie występuje.

Niemniej jednak, z zasady  $A_s > A_{s,min}$  wynikają paradoksalne konsekwencje. Wymagany minimalny stopień zbrojenia  $A_{s,min}$  jest rosnącą funkcją wytrzymałości betonu (rys. 1). Można zatem oczekiwać, że w przypadkach, w których wytrzymałość betonu jest większa od określonej w specyfikacji, może powstać zagrożenie kruchym zniszczeniem. W słabiej zbrojonych częściach konstrukcji zagrożenie takie powstaje prawie zawsze, gdyż przecież wytwórca betonu prawie zawsze dostarcza beton nieco mocniejszy od wymaganego w specyfikacji, a ponadto wytrzymałość betonu rośnie w czasie. W grubych elementach (np. w stopach fundamentowych) z wymagania  $A_s \geq A_{s,min}$  może wynikać potrzeba stosowania zbrojenia znacznie silniejszego, niż to, które wynika z obliczeń dotyczących stanu granicznego nośności.

Dlatego uznano, że zasadę minimalnego zbrojenia warto rozpatrzyć z probabilistycznego punktu widzenia.

### 3. Kruche zniszczenie z probabilistycznego punktu widzenia

Wymagania dotyczące słabo zbrojonych (tylko w takich może wystąpić kruche zniszczenie), zginanych elementów żelbetowych rozpatruje się w świetle metody częściowych współczynników i najprostszej metody probabilistycznej poziomu II. W normie [2] metoda ta jest określana jako metoda pierwszego rzędu i nosi nazwę FORM (first order reliability method).

Projektowanie przekroju zwykle rozpoczyna się od obliczenia pola zbrojenia, które jest potrzebne ze względu na stan graniczny nośności. Jeżeli tak obliczone zbrojenie jest mniejsze od  $A_{s,min}$ , to należy zwiększyć jego pole przekroju do poziomu  $A_{s,min}$ . W celu zweryfikowania przepisów dotyczących minimalnego zbrojenia rozpatruje się **wyimaginowany eksperyment** polegający na badaniu bardzo wielu elementów. Bada się pojedynczo zbrojone, swobodnie podparte belki żelbetowe o jednakowym przekroju prostokątnym, spełniające wymagania normy ze względu na nośność graniczną (bez stosowania przepisu dotyczącego  $A_{s,min}$ ). Bada się zatem belki, mające pole przekroju zbrojenia zawarte w granicach od zera do  $A_{s,max}$  (interesujące są jednak przede wszystkim wyniki badań elementów słabo zbrojonych), obciążając je momentami zginającymi nieprzekraczającymi wartości  $M_{Rd}$ , obliczonej zgodnie z normą [1]. Obciążając belki rosnącymi momentami  $0 < M \leq M_{Rd}$ , rejestruje się zjawiska związane z ewentualnym pojawieniem się rys.

W analizie wyników wyimaginowanego eksperymentu zasadnicze znaczenie ma prawdopodobieństwo zniszczenia. Według Załącznika C do normy podstaw projektowania [2] prawdopodobieństwo zniszczenia przekroju, oznaczane przez  $P_f$ , powinno spełniać

wymaganie  $P_f = P(R - E \leq 0)$ .  $E$  oznacza tu efekt oddziaływań,  $R$  nośność graniczną.  $E$  i  $R$  są zmiennymi losowymi. W zastosowaniu do momentów zginających wymaganie normy przyjmuje postać:

$$P_f = P(M_R - M_E \leq 0). \quad (7)$$

Jeżeli konstrukcja ma przetrwać 50 lat, to wymagany wskaźnik niezawodności wynosi 3,8, czemu odpowiada wartość  $P_f$ , wynosząca około  $10^{-4}$ . Współczynniki stosowane przy posługiwaniu się metodą współczynników częściowych powinny zapewniać zbliżone prawdopodobieństwo zniszczenia. Zakłada się, że metoda częściowych współczynników dobrze odpowiada ogólnym zasadom dotyczącym wymaganego prawdopodobieństwa przetrwania. Tak więc, jeżeli zastosowane w przekroju zbrojenie zostało zaprojektowane ze względu na stan graniczny nośności, to dla każdego badanego elementu – niezależnie od tego, czy spełnione jest wymaganie  $A_s \geq A_{s,\min}$  – prawdopodobieństwo zniszczenia wynosi  $10^{-4}$ . W wymyślnym eksperymencie zniszczenie będzie więc występować raz na 10000 prób.

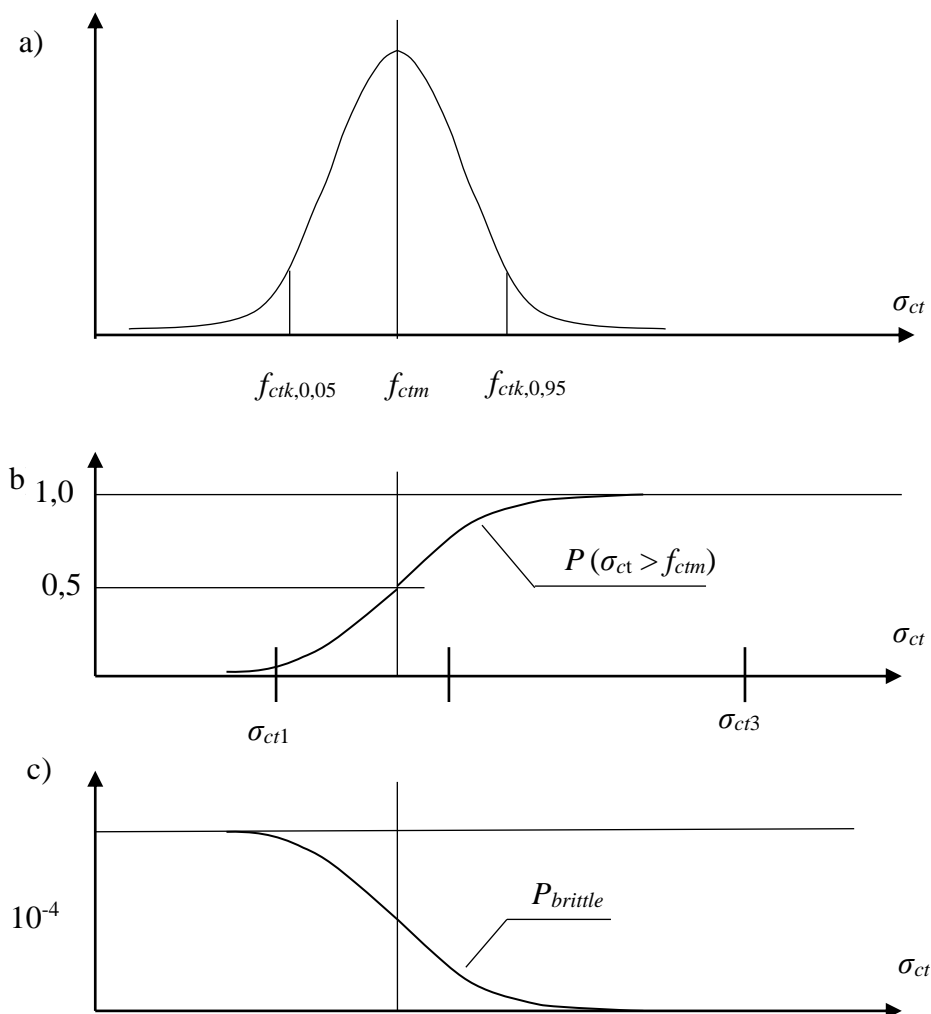
Jako zmienną służącą do oceny zagrożenia zarysowaniem stosuje się umowne naprężenie rozciągające w betonie na krawędzi przekroju:

$$\sigma_{ct} = \frac{6M}{bh^2}. \quad (8)$$

Jeżeli nie nastąpiło zarysowanie, to  $\sigma_{ct}$  ma sens fizyczny – jest naprężeniem rozciągającym na krawędzi przekroju. W przeciwnym przypadku  $\sigma_{ct}$  jest tylko liczbą proporcjonalną do momentu zginającego i nie reprezentuje rzeczywistego naprężenia.

Wyniki doświadczeń można zilustrować rysunkami, takimi jak rys. 3. Niech  $M$  oznacza moment zginający, a  $M_E$  wartość tego momentu zginającego, którą można utożsamić z momentem wywołanym przez obciążenia charakterystyczne, miarodajnym przy sprawdzaniu wymagań stanu granicznego użyteczności. Na osi  $\sigma_{ct}$  oznaczono trzy wartości tego naprężenia, odpowiadające trzem wartościom momentu  $M_E$ . Moment rysujący jest zmienną losową, która jest wprost proporcjonalna do wytrzymałości betonu na rozciąganie. Rozkład gęstości prawdopodobieństwa tej wytrzymałości, postulowany w normie [1], przedstawiono na rys. 3a. Rysunek 3b przedstawia dystrybuantę tej zmiennej losowej.

Jeżeli naprężenie  $\sigma_{ct}$  (np.  $\sigma_{ct} = \sigma_{ct3}$ ) jest znacznie większe od  $f_{ctm}$  (czyli moment  $M_E$  jest znacznie większy od  $M_{cr}$ ), to prawdopodobieństwo zarysowania jest bliskie jedności – prawie na pewno element zarysuje się przed wyczerpaniem nośności. Oczywiście, duże naprężenie  $\sigma_{ct}$  występuje tylko w elementach mających wystarczająco silne zbrojenie.



Rys. 3. a) Gęstość rozkładu prawdopodobieństwa naprężenia  $\sigma_{ct}$ , b) prawdopodobieństwo przekroczenia  $\sigma_{ct} = f_{ctm}$ , c) prawdopodobieństwo kruchego zniszczenia – opis w tekście.

Fig. 3. a) Density of stress probability distribution  $\sigma_{ct}$ , b) probability of exceeding  $\sigma_{ct} = f_{ctm}$ , c) probability of brittle failure – description in the text.

Źródło: Opracowanie własne

Z probabilistycznego punktu widzenia zagrożenie kruchym zniszczeniem, podobnie jak zagrożenie zniszczeniem ze względu na wyczerpanie nośności zbrojenia, występuje dla każdej wartości momentu zginającego  $M_{Ed}$ . Dla dużych momentów zginających ( $M_{Ed} = M_{Rd1}$ ) prawdopodobieństwo kruchego zniszczenia jest znikome, gdyż prawdopodobieństwo  $P(M_{Ed} > M_{cr}) \approx 1$ . Można przyjąć, że realna możliwość kruchego zniszczenia pojawia się, gdy moment zginający jest mniejszy od  $Wf_{ctk,0,95}$ . Dla  $M_{Ed} = Wf_{ctk,0,95}$  w pięciu elementach na sto zniszczenie ze względu na stal nie będzie poprzedzone zarysowaniem (ale prawdopodobieństwo zniszczenia ze względu na stal nadal jest równe  $10^{-4}$ ).

Jeżeli  $\sigma_{ct}$  zbliża się do  $f_{ctm}$  (np.  $\sigma_{ct} = \sigma_{ct2}$ ), to prawdopodobieństwo zarysowania spada. Na przykład dla  $\sigma_{ct} = \sigma_{ct2}$  wynosi ono około 0,75 (dla  $\sigma_{ct} = f_{ctm}$  prawdopodobieństwo to wynosi



0,5), a więc prawdopodobieństwo, że wyczerpanie nośności nie będzie poprzedzone zarysowaniem jest spore – wynosi około 0,25. Jednakże kruche zniszczenie występuje tylko wtedy, gdy nastąpią dwa zdarzenia losowe:

- moment zginający przekroczy wartość  $M_{Rd}$  – prawdopodobieństwo tego zdarzenia to  $10^{-4}$
- przed osiągnięciem  $M_{Rd}$  nie wystąpi zarysowanie – prawdopodobieństwo takiego zdarzenia wynosi  $1 - P(\sigma_{ct} > f_{ctm})$ .

Prawdopodobieństwo takiego iloczynu zdarzeń, czyli prawdopodobieństwo kruchego zniszczenia, jest równe iloczynowi ich prawdopodobieństw i wynosi:

$$P_{brittle} = [1 - P(\sigma_{ct} > f_{ctm})] \cdot 10^{-4}. \quad (9)$$

Prawdopodobieństwo  $P_{brittle}$  w zależności od  $\sigma_{ct}$  przedstawiono na rys. 3c.  $P_{brittle}$  jest malejącą funkcją obciążenia, a więc i stopnia zbrojenia, a więc im mniejsze jest pole przekroju zbrojenia, tym większe jest zagrożenie kruchym zniszczeniem. Niemniej jednak zagrożenie kruchym zniszczeniem jest nie większe od  $10^{-4}$ , a więc jest znikome w całym zakresie obciążeń. Można zatem uważać, że powodu ewentualnego kruchego zniszczenia minimalne zbrojenie nie jest potrzebne. Oczywiście, powyższy wniosek dotyczy wyłącznie takich elementów, które mają zbrojenie spełniające wymagania normy [1] ze względu na nośność graniczną.

Nie można jednak zapominać, że elementy mające mało zbrojenia są silniej zagrożone nadmierną szerokością rys niż elementy mające mocniejsze zbrojenie. Dlatego zbrojenie wynikające z potrzeby ograniczenia szerokości rys może być większe niż zbrojenie potrzebne ze względu na nośność graniczną. W takich przypadkach trzeba zastosować wymagania dotyczące szerokości rys, zamiast wymagania dotyczącego kruchego zniszczenia, które uznano tu za zbędne.

#### 4. Zbrojenie potrzebne ze względu na szerokość rys

Można uznać, że w poprzednim punkcie wykazano zbędność sprawdzania minimalnego zbrojenia wyznaczonego ze wzoru (1). Niemniej jednak nadal trzeba sprawdzać wymagania normy [1] dotyczące zarysowania. Ogólne znaczenie ma wymagania dotyczące szerokości rys wywołanych przez obciążenia quasi-stałe (jeżeli nie występują przypadki, w których norma zezwala na pominięcie takiego sprawdzenia). W związku z tym należałoby sprawdzać szerokość rys w wielu przekrojach rozmieszczonych wzdłuż elementu, gdyż może się okazać,

że obliczona szerokość rys w słabiej zbrojonych obszarach jest większa niż w przekroju, w którym moment zginający jest największy.

Obszerne przepisy dotyczą minimalnego pola przekroju zbrojenia ze względu na zarysowanie. Mają one znaczenie przede wszystkim przy sprawdzaniu zarysowania, które może wystąpić pod wpływem zjawisk termiczno-skurczowych w fazie wznoszenia konstrukcji. Tutaj nie rozpatruje się tego skomplikowanego i obszernego zagadnienia, któremu poświęcono np. książkę [10]. Jeżeli nie można wykazać, że pod wpływem zjawisk termiczno-skurczowych zarysowanie wystąpi przy naprężeniu mniejszym od  $f_{ctm}$ , to należałoby zastosować minimalne zbrojenie ze względu na zarysowanie obliczone ze wzoru (7.1) normy [1] dla  $k_c = 0,4$ ,  $k_{f_{ct,eff}} = f_{ctm}$ . Takie obliczenie przedstawiono jako przykład 2. w punkcie 5. artykułu.

Przepisy dotyczące minimalnego zbrojenia mają istotne znaczenie wtedy, gdy zbrojenie jest niewielkie (np. stopień zbrojenia nie przekracza 0,3%). W rozpatrzonym poniżej przykładzie przyjęto, że moment zginający, wywołujący naprężenie  $\sigma_{ct}$  wynosi  $M_E = \sigma_{ct}W$ , a moment obliczeniowy, dla którego wyznaczono zbrojenie  $M_{Ed} = M_{Rd} = 1,40M_E$ . Takie założenie odpowiada sytuacji mało korzystnej ze względu na szerokość rys i jest właściwe, gdy prawie całe obciążenie jest obciążeniem quasi-stałym. W przypadkach, w których istotną częścią obciążenia jest obciążenie zmienne, momentowi  $M_E$  należy przypisać większy mnożnik, co spowoduje zwiększenie zbrojenia wyznaczonego ze względu na SGN i zmniejszy zagrożenie nadmierną szerokością rys.

W tabelach 1, 2 i 3 przedstawiono wyniki obliczeń dla pięciu niewielkich wartości naprężenia  $\sigma_{ct}$ :  $f_{ctm}$ ,  $f_{ctk,0,05}$ ,  $f_{ctk,0,95}$ ,  $f_{ctm}-3s$  (można wtedy uważać, że zarysowanie jest praktycznie niemożliwe) oraz  $f_{ctm}+3s$  (wtedy można uważać, że pojawienie się rys jest praktycznie pewne). Według normy [1] różnica między  $f_{ctm}$ , a  $f_{ctk,0,95}$  wynosi  $0,3f_{ctm}$ , a więc odchylenie standardowe  $s = 0,3f_{ctm}/1,64 = 0,183f_{ctm}$ , zatem  $f_{ctm}-3s \approx 0,45f_{ctm}$ , a  $f_{ctm}+3s \approx 1,55f_{ctm}$ .

Wartości w tablicach obliczono dla przekroju o szerokości  $b = 100$  cm, wysokości  $h = 40$  cm i grubości otulenia  $c = 35$  mm, średnicy zbrojenia 12 mm. Obliczenia wykonano za pomocą arkusza kalkulacyjnego załączonego do książki [10], stosując ogólną metodę normy [1]. Naprężenia w zbrojeniu obliczono stosując klasyczną teorię liniową (dla fazy II). Szerokość rys wyznaczano ze wzorów zamieszczonych w pkt.7.3.4 normy. Potrzebne (ze względu na nośność) pola przekroju zbrojenia uzyskiwano stosując stałą średnicę prętów (12 mm) i wynikającą z obliczenia liczbę prętów (na ogół niebędącą liczbą całkowitą).

W prawie wszystkich przypadkach obliczona szerokość rys przekracza 0,3 mm, a więc jest nadmierna. Wyjątkiem jest element z betonu C50/60, w którym  $\sigma_{ct} = 1,55f_{ctm}$ . Dla elementów silniej zbrojonych (naprężenie  $\sigma_{ct} = 3f_{ctm}$ ) szerokość rys staje się mniejsza i dla C30/37 oraz C50/60 jest mniejsza od granicznej.

Czy zastosowanie minimalnego zbrojenia według normowego wzoru (1) wyeliminuje przekroczenia granicznej szerokości rys? Dla C20/25 minimalny stopień zbrojenia (według

tego wzoru) wynosi 0,13%, a jak widać z tabeli 1 dla  $\sigma_{ct} = f_{ctm}$ ,  $\sigma_{ct} = f_{ctk,0,95}$  i  $\sigma_{ct} = 1,55f_{ctm}$  potrzebny jest większy stopień zbrojenia. Dla C30/37 minimum według normy wynosi 0,15%, a dla C50/60 – 0,21%. Podobnie jak w przypadku betonu C20/25 zastosowanie takich minimów nie zapewnia ograniczenia szerokości rys do wymaganego poziomu, gdyż wartości obliczone w tablicach dla  $\sigma_{ct} = f_{ctm}$ ,  $\sigma_{ct} = f_{ctk,0,95}$  i  $\sigma_{ct} = 1,55f_{ctm}$  są większe.

Tabela 1

Wartości  $w_k$  i  $\rho$  w zależności od  $\sigma_{ct}$  – beton C20/25

Napężenie $\sigma_{ct}$	$M_E = \sigma_{ct}W$	$M_{Rd}$	$A_s$	$\sigma_s$	$w_k$	$\rho = A_s/(bd)$
MPa	kN·m	kN·m	cm <sup>2</sup>	MPa	mm	%
$0,45f_{ctm} \approx 1,0$	26,67	37,44	2,15	321	0,44	0,07
$f_{ctk,0,05} = 1,4$	37,34	52,42	3,42	323	0,43	0,10
$f_{ctm} = 2,2$	58,67	82,14	5,41	325	0,41	0,15
$f_{ctk,0,95} = 2,9$	77,34	108,3	7,18	325	0,40	0,20
$1,55f_{ctm} \approx 3,4$	90,68	127,0	8,48	325	0,39	0,23

Tabela 2

Wartości  $w_k$  i  $\rho$  w zależności od  $\sigma_{ct}$  – beton C30/37

Napężenie $\sigma_{ct}$	$M_E = \sigma_{ct}W$	$M_{Rd}$	$A_s$	$\sigma_s$	$w_k$	$\rho = A_s/(bd)$
MPa	kN·m	kN·m	cm <sup>2</sup>	MPa	mm	%
$0,45f_{ctm} = 1,3$	34,67	48,54	3,13	325	0,44	0,09
$f_{ctk,0,05} = 2,0$	53,33	74,66	4,86	326	0,42	0,13
$f_{ctm} = 2,9$	77,33	108,3	7,13	327	0,40	0,20
$f_{ctk,0,95} = 3,8$	101,3	141,8	9,33	330	0,34	0,25
$1,55f_{ctm} = 4,5$	120,0	168	11,20	328	0,33	0,31

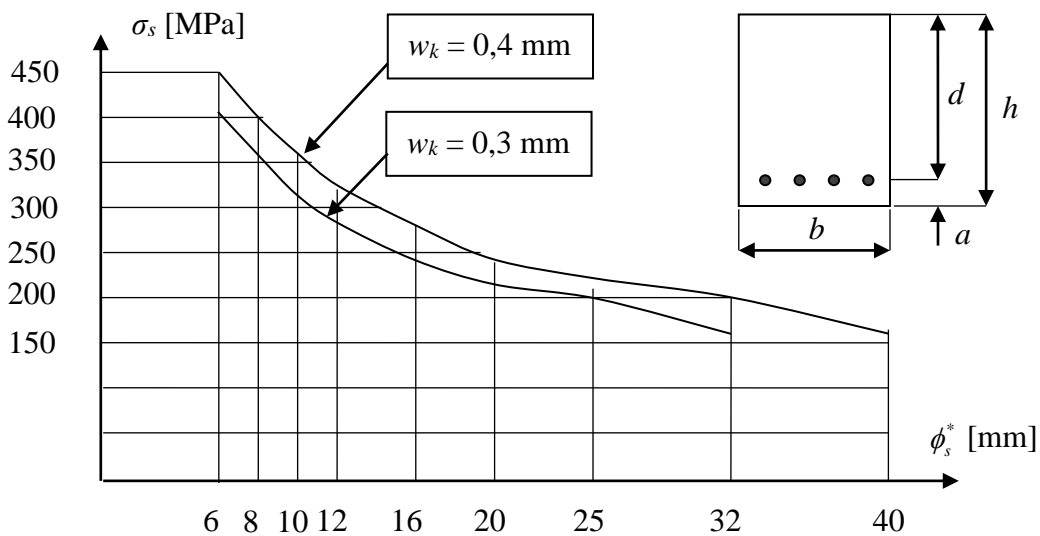
Tabela 3

Wartości  $w_k$  i  $\rho$  w zależności od  $\sigma_{ct}$  – beton C50/60

Napężenie $\sigma_{ct}$	$M_E = \sigma_{ct}W$	$M_{Rd}$	$A_s$	$\sigma_s$	$w_k$	$\rho = A_s/(bd)$
MPa	kN·m	kN·m	cm <sup>2</sup>	MPa	mm	%
$0,45f_{ctm} = 1,8$	49,21	68,89	4,47	326	0,43	0,12
$f_{ctk,0,05} = 2,9$	77,34	108,3	7,07	328	0,41	0,20
$f_{ctm} = 4,1$	109,3	153,0	9,95	333	0,33	0,28
$f_{ctk,0,95} = 5,3$	141,4	198,0	13,01	334	0,28	0,36
$1,55f_{ctm} = 6,4$	170,7	239,0	15,83	334	0,27	0,44

Należy pamiętać, że wnioski te dotyczą elementów, w których zbrojenie wyznaczono ze względu na stan graniczny nośności. Jeżeli udział obciążenia quasi-stałego w całym obciążeniu jest mniejszy niż założono w artykule, to sprawdzenie szerokości rys da korzystniejsze wyniki. Jednak, dla średnic zbrojenia większych niż założone tu 12 mm i dla grubości otulenia większej niż założone tu 35 mm wyniki będą mniej korzystne.

Rozpatrując zatem zagadnienie minimum z probabilistycznego punktu widzenia (przy założeniu że zbrojenie spełnia wymagania ze względu na SGN), stwierdza się że minimalne zbrojenie wg wzoru (1) nie zapewnia wystarczającego ograniczenia szerokości rys.



Rys. 4. Słabo zbrojone przekroje elementów zginanych – naprężenie w zbrojeniu  $\sigma_s$  w zależności od  $\phi_s^*$  dla szerokości rys  $w_k = 0,3$  lub  $0,4$  mm

Fig. 4. Weakly reinforced sections of bending elements – stress in the reinforcement  $\sigma_s$  depending on  $\phi_s^*$  for the crack width  $w_k = 0.3$  or  $0.4$  mm

Źródło: opracowanie własne

Do przybliżonego obliczania szerokości rys można stosować tablicę 7.2 normy [1]. Rysunek 4 jest ilustracją graficzną tej tablicy. Prosty algorytm obliczania słabo zbrojonych przekrojów elementów zginanych (tabela 4) opiera się na stosowaniu tego rysunku i na założeniu, że ramię sił wewnętrznych jest równe  $0,925d$ .

Warto tu zauważyć, że w normie [1] tablicy 7.2 N towarzyszy zależność (7.6N), z której wynika, że (stosując oznaczenia jak w Tabeli 4 w tym artykule) zawsze  $\chi = 10a/h$ . W normie pominięto więc potrzebę stosowania  $\chi = 1,0$  w przypadku  $a > 0,1h$ . Stosując dla  $a > 0,1h$  wartości  $\chi$  obliczone jak w normie, otrzymuje się za małe naprężenia  $\sigma_s$  (a więc za duże zbrojenie). Szczegółowe omówienie tego problemu można znaleźć w opracowaniu M. Knauffa [11, 12].

Tabela 4

Obliczanie zbrojenia ograniczającego szerokości rys w przekrojach słabo zbrojonych

Dane: wymiary przekroju, klasa betonu, moment zginający $M$ , szerokość rys $w_k$ , grubość otulenia $c$ , średnica zbrojenia $\phi_s$		
1. Oblicza się: $a = c + 0,5\phi$	$\chi = \min\left(\frac{10a}{h}; 1,0\right)$	$\phi_s^* = \chi \frac{2,9}{f_{ctm}} \phi_s$
2. Z rysunku 4 wyznacza się $\sigma_s$		
3. Oblicza się: $d = h - a$	$A_s = \frac{M}{0,925d\sigma_s}$	

## 5. Przykłady obliczeń i wynikające z nich wnioski

### Przykład 1. Obliczenie zbrojenia potrzebnego ze względu na moment $M_E = M_{cr}$

Dane:  $b = 100$  cm,  $h = 40$  cm, C20/25,  $f_{ctm} = 2,2$  MPa,  $w_k = 0,3$  mm,  $c = 35$  mm,  $\phi_s = 12$  mm.

Obliczenia.  $M_{cr} = 2,2 \cdot 0,40^2 / 6 = 0,05867$  MN·m,  $a = c + 0,5\phi = 35 + 0,5 \cdot 12 = 41$  mm

$$\chi = \min\left(\frac{10a}{h}; 1,0\right) = \min\left(\frac{10 \cdot 4,1}{40}; 1,0\right) = 1,0, \quad \phi_s^* = \chi \frac{2,9}{f_{ctm}} \phi_s = \frac{2,9}{2,2} \cdot 12 = 15,8 \text{ mm.}$$

Z rysunku 4 dla  $w_k = 0,4$  mm i  $\phi_s^* = 15,8$  mm odczytuje się  $\sigma_s \approx 245$  MPa.

$$d = h - a = 35,9 \text{ cm}, \quad A_s = \frac{0,05867}{0,925 \cdot 0,359 \cdot 245} \cdot 10^4 = 7,21 \text{ cm}^2, \quad \rho = \frac{7,21}{100 \cdot 35,9} = 0,20\%.$$

Minimalny stopień zbrojenia według wzoru (1) wynosi 0,13%, co nie zapewnia wymaganego ograniczenia szerokości rys.

### Przykład 2. Minimalne zbrojenie według wzoru (7.1) normy [1]

Dane:  $b = 100$  cm,  $h = 40$  cm, C30/37,  $f_{ctm} = 2,9$  MPa,  $M_E = 58,67$  kN·m,  $w_k = 0,3$  mm,  $c = 25$  mm,  $\phi_s = 12$  mm.

Obliczenia.  $W = 0,20^2 / 6 = 0,02667$  m<sup>2</sup>  $M_E = 0,02667 \cdot 2,9 = 0,07733$  MN·m

$$a = c + 0,5\phi = 25 + 0,5 \cdot 12 = 31 \text{ mm}$$

$$\chi = \min\left(\frac{10a}{h}; 1,0\right) = \min\left(\frac{10 \cdot 3,1}{40}; 1,0\right) = 0,775 \quad \phi_s^* = \chi \frac{2,9}{f_{ctm}} \phi_s = 0,775 \cdot 12 = 9,3 \text{ mm.}$$

Z rys. 4 odczytuje się  $\sigma_s = 320$  MPa i ze wzoru (7.1) normy [1] otrzymuje się

$$A_{s,\min} = 0,4 f_{ctm} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,4 \cdot 2,9 \frac{0,5 \cdot 10 \cdot 0,40}{320} \cdot 10^4 = 7,25 \text{ cm}^2, \quad \rho = \frac{7,25}{100 \cdot 36,9} \cong 0,20\%.$$

Minimum, wg wzoru (1), wynosi 0,15%, a więc ten przykład potwierdza tezę, że sprawdzanie minimum – wg wzoru (1) – jest zbędne.

### Przykład 3. Obliczenie zbrojenia potrzebnego, gdy moment zginający jest bardzo mały

Dane jak w przykładzie 1, ale element jest słabiej obciążony,  $M_E = 30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ .

Dwa pierwsze punkty algorytmu dają wyniki jak w przykładzie 1, ale:

$$A_s = \frac{0,030}{0,925 \cdot 0,359 \cdot 245} \cdot 10^4 = 3,69 \text{ cm}^2, \quad \rho = \frac{3,69}{100 \cdot 35,9} = 0,103\%.$$

W przykładzie 1 pole przekroju zbrojenia obliczono, przyjmując ramię sił wewnętrznych równe  $0,925d$ . W przykładzie 2 do obliczenia naprężeń zastosowano przybliżony wzór (7.1) z normy [1]. Z obu przykładów wynika, że minimum zbrojenia, według wzoru (1), nie zapewnia wystarczającego ograniczenia szerokości rys dla momentu równego momentowi rysującemu.

Bardzo dobra zgodność wyników otrzymanych w przykładach 1 i 2 jest przypadkowa. Stosowanie normowego wzoru na  $\phi_s^*$  powoduje, że dla betonów mocniejszych od C30/37 średnice  $\phi_s^*$  będą mniejsze od  $\phi_s$ , a dla słabszych większe. W związku z tym z rysunku 4, przy ustalonej wartości  $w_k$ , dla mocniejszych betonów otrzyma się naprężenia  $\sigma_s$  większe (a więc zbrojenie mniejsze) niż dla słabszych. Dokładniejsze obliczenie z zastosowaniem arkusza kalkulacyjnego, o którym mowa w punkcie 4., pokazuje, że dla rozpatrywanych tu przekrojów słabo zbrojonych wpływ klasy betonu na wynik obliczenia jest bardzo mały. W każdym razie zastąpienie zbrojenia minimalnego (wg wzoru (1)) przez zbrojenie wyznaczone ze względu na szerokość rys, eliminuje z projektowania paradoks związany ze wzorem (1), polegający na tym, że  $A_{s,\min}$  jest rosnącą funkcją klasy betonu.

Duże, praktyczne znaczenie może mieć wniosek płynący z przykładu 3., w którym dla bardzo małego momentu zginającego otrzymano zbrojenie (zapewniające ograniczenie szerokości rys) znacznie mniejsze niż minimum według wzoru (1). Gdyby zatem nie stosować wzoru (1), to w słabo obciążonych zbrojonych elementach, mających zbrojenie wystarczające ze względu na SGN, można by uzyskać znaczne oszczędności zbrojenia.

W związku z tym zagadnieniem warto zacytować punkt NCI Zu 7.3.2(2) niemieckiego Załącznika krajowego [4] do Eurokodu.

„NCI Zu 7.3.2(2). Jeżeli wymuszone siły wewnętrzne nie osiągają wartości wywołujących zarysowanie, to przekrój minimalnego zbrojenia można zmniejszyć. W takich przypadkach minimalne zbrojenie należy wyznaczyć przez wymiarowanie przekroju na obliczone, wymuszone siły wewnętrzne, uwzględniając wymagania dotyczące ograniczenia szerokości rys.”

Powyższa zasada dotyczy zbrojenia, które ma przenieść siły wewnętrzne wymuszone głównie przez zjawiska termiczno-skurczowe. Zdaniem autora można by ją rozciągnąć również na zbrojenie obliczane ze względu na oddziaływania bezpośrednie.

## 6. Podsumowanie

Artykuł dotyczy elementów, w których zarysowanie powstaje na skutek oddziaływań bezpośrednich. Ewentualne zarysowanie wywołane zjawiskami termiczno-skurczowymi nie jest tu rozpatrywane.

1. Wyczerpanie nośności i zarysowanie przekroju żelbetowego rozpatrzono jako zjawiska losowe, które mogą wystąpić z prawdopodobieństwem określonym w normie [2]. Kruche zniszczenie, któremu ma zapobiegać zbrojenie, wyznaczone według wzoru (1), można zaobserwować w badaniach. Jednakże, w praktyce zawsze wyznacza się zbrojenie potrzebne ze względu na nośność graniczną na podstawie warunku  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ . Jeżeli bada się wyłącznie takie elementy, obciążając je momentami nieprzekraczającymi  $M_{Rd}$ , to wystąpienie kruchego zniszczenia jest skrajnie mało prawdopodobne. Rysy, które występują w takich badaniach nie są objawami kruchego zniszczenia. Szczególnie duże zagrożenie szerokimi rysami występuje w elementach, w których stopień zbrojenia jest niewielki.
2. Zastosowanie minimalnego zbrojenia według wzoru (1) nie zapewnia wystarczającego ograniczenia szerokości rys. Jeżeli nie zachodzą okoliczności, w których norma [1] zezwala na pomijanie sprawdzania szerokości rys, to trzeba tę szerokość sprawdzić, co może doprowadzić do potrzeby zwiększenia zbrojenia wyznaczanego ze względu na SGN. Potrzeba sprawdzenia wynika jednak z wymagań dotyczących stanu granicznego użyteczności, a nie z niebezpieczeństwa kruchego zniszczenia.
3. W pkt. 4. i 5. przedstawiono i zilustrowano przykładami obliczeń prosty algorytm, oparty na normie [1], który może służyć do obliczania pola przekroju zbrojenia zapewniającego nieprzekroczenie granicznej szerokości rys w przekrojach słabo zbrojonych.
4. Zastąpienie wymagania określonego wzorem (1) przez obowiązek sprawdzania szerokości rys eliminuje z projektowania paradoksy omówione na końcu pkt. 2.

## Bibliografia

1. PN-EN 1992-1-1: 2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

2. PN-EN 1990: Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji. Październik 2004
3. ENV 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1. General Rules and Rules for Buildings, 1991.
4. DIN EN 1992-1-1/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Januar 2011
5. DRAFT prEN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1. General Rules and Rules for Buildings, September 2021.
6. PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, obliczenia statyczne i projektowanie.
7. PN-B-03264:1999 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, 1999.
8. PN-84/B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, 1984
9. PN-76/B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, 1976.
10. Knauff M. Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2018.
11. Knauff M., Grzeszykowski B., Golubińska A.: Przykłady obliczania konstrukcji żelbetowych. Zeszyt 3. Zarysowanie. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2018.
12. Knauff M. Stany graniczne użyteczności. Rozdział 11 w: „Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2”, s. 632, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
13. Litzner H. U. Design of Concrete Structures to ENV 1992 – Eurocode 2, p. 255 in Concrete Structures Euro-Design Handbook. Ernst & Sohn 1994/96.



Jan KUBICA  
Politechnika Śląska, Gliwice

## MINIMALNE OBCIĄŻENIE PIONOWE ŚCIAN MUROWANYCH – MODYFIKACJA METODY UPROSZCZONEJ

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono nowe podejście do określania podczas projektowania minimalnego obciążenia pionowego murowych ścian zewnętrznych, głównie poddanych obciążeniu parciem lub ssaniem wiatru. Dotyczy to budynków, głównie kubaturowych o wysokości nieprzekraczającej 20 m. Przedstawiono zarówno dotychczasowe podejście normowe, jak i nowe, zaproponowane w trakcie rewizji przepisów normowych. Ponadto przedstawiono autorską propozycję modyfikacji metody obliczania minimalnej wartości obciążenia pionowego, która była jedną z rozważanych podczas opracowania nowego podejścia normowego. Dokonano krytycznej analizy omawianych metod uproszczonych w aspekcie bezpiecznego ich stosowania.

**Słowa kluczowe:** norma EN 1996-3, metoda uproszczona, ściany murowane, minimalne obciążenie pionowe.

## MINIMAL VERTICAL LOAD OF MASONRY WALLS - MODIFICATION OF THE SIMPLIFIED METHOD

**Summary.** The paper presents a new approach to determining during design process the minimal vertical load of external masonry walls, mainly subjected to wind pressure or suction loads. This applies to buildings, mainly cubature, with a height not exceeding 20 m. Both the existing standard approach and the new one, proposed during the revision of the standard regulations, were presented. In addition, an author's proposal to modify the method of calculating the minimal value of the vertical load, which was one of the considerate during the development of a new standard approach, was presented. A critical analysis of the discussed simplified methods was made in terms of their safe use.

**Keywords:** EN 1996-3 standard; simplified method; masonry walls; minimal vertical load

## 1. Wprowadzenie

Obliczanie lub sprawdzanie nośności ścian zewnętrznych niezbrojonych ścian murowanych budynków na poziome działanie wiatru, w świetle obowiązujących w kraju przepisów normowych, można prowadzić zgodnie z metodologią podaną w podstawowej normie murowej, czyli PN-EN 1996-1-1:2013-05 [1] lub posługując się metodą uproszczoną, podaną w PN-EN 1996-3: 2010/NA:2016-06 [2]. Norma podstawowa [1] dotyczy wszystkich typów budynków murowanych, bez względu na ich wysokość, wymiary (rozpiętości stropów) lub liczbę kondygnacji. Natomiast norma [2] zawiera uproszczone metody obliczania dla budynków spełniających pewne dodatkowe wymagania dotyczące, między innymi dopuszczalnej wysokości budynku, usztywnienia ścian przez stropy, głębokości oparcia stropów i maksymalnej ich rozpiętości w świetle, wysokości kondygnacji w świetle oraz charakterystycznej wartości obciążenia dachu.

W krajowej praktyce projektowej zwykle obliczenia konstrukcji murowych, w tym ścian zewnętrznych, opiera się na normie podstawowej [1], bez względu na parametry geometryczno-konstrukcyjne budynku. W przypadku budynków niewysokich, spełniających kryteria umożliwiające projektowanie metodami uproszczonych, projektuje się zgodnie z [2]. Inaczej sprawa wygląda w innych krajach europejskich. Z informacji uzyskanych przez autora w trakcie prac w Project Team CEN/TC 250/SC6. PT SC6.T4 wynika, że ponad 70% budynków o konstrukcji murowanej, wznoszonych w Niemczech, Austrii, Włoszech, Francji a także Belgii i Holandii, jest projektowana z wykorzystaniem metod uproszczonych, według zasad i wymogów zawartych w [2]. Stąd metody uproszczone są w Europie bardzo szeroko stosowane, a ich bezpieczeństwo oraz łatwość użycia w praktyce projektowej są bardzo ważne.

W ramach opracowywania drugiej edycji Eurokodów konstrukcyjnych (na mocy mandatu Unii Europejskiej M515) także zapisy normy [2], obejmującej metody uproszczone obliczania konstrukcji murowych, zostały poddane rewizji pod kątem ograniczenia liczby Załączników Krajowych, sprawdzenia poprawności zawartych w niej metod i wzorów obliczeniowych, zaleceń i ograniczeń oraz uproszczenia – na ile to możliwe – metod obliczeniowych. W tym celu w 2017 roku został powołany Project Team PT SC6.T4, którego zadaniem było opracowanie nowej wersji normy EN 1996-3:2006/AC [3].

W przypadku budynków niewysokich jednym z podstawowych problemów, jaki występuje w trakcie projektowania, a także sprawdzania stanów granicznych nośności zewnętrznych niezbrojonych ścian murowanych, stanowiących skrajne podparcie stropu oraz poddanych głównie oddziaływaniom poziomym, np. parciu lub ssaniu wiatru, jest poprawne określenie minimalnego obciążenia pionowego.

Podstawowym zadaniem tego obciążenia pionowego powinno być zabezpieczenie ściany obciążonej głównie prostopadle do swej płaszczyzny przed jej wyboczeniem na skutek

wystąpienia momentów zginających, powodujących w przekrojach poprzecznych naprężenia rozciągające, które mogą wygenerować zarysowania w części lub nawet całości takiego przekroju poprzecznego. Trzeba mieć na uwadze fakt, że wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu muru w sytuacji, gdy zniszczenie następuje na skutek powstania rysy poziomej przez spoiny wsporne jest bardzo mała, a w obliczeniach uproszczonych przyjmuje się ją zwykle jako zerową. Dlatego bardzo ważne jest niedopuszczenie, w trakcie obliczeń, do możliwości powstania takich zarysowań.

## 2. Metoda obliczeniowa podana w obowiązującej polskiej wersji normy PN-EN 1996-3:2010/NA:2016-06 [2]

Obowiązująca, polska wersja narodowa normy dotyczącej uproszczonych metod obliczania konstrukcji murowych PN-EN 1996-3:2010/NA:2016-06 [2] jest polskim tłumaczeniem normy EN 1996-3:2006/AC [3] z dołączonym Załącznikiem Krajowym. W odniesieniu do problematyki uproszczonego obliczania ścian zewnętrznych, stanowiących skrajną podporę stropów (por. rys.1) lub konstrukcji dachowych, poddanych jednocześnie obciążeniu wiatrem oraz obciążeniem pionowym, obliczenia dla danej ściany rozpatrywanej kondygnacji należy prowadzić zgodnie z procedurą podaną w punkcie 4.2.2 tej normy tylko wtedy, gdy jest spełniony warunek:

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h \quad (1)$$

gdzie:

$h$  – wysokość kondygnacji w świetle,

$q_{Ewd}$  – obciążenie obliczeniowe wiatrem na jednostkę powierzchni ściany,

$N_{Ed}$  – pionowe obciążenie obliczeniowe wywierające najbardziej niekorzystny wpływ na górnej krawędzi ściany rozpatrywanej kondygnacji,

$b$  – szerokość, na której przyłożone jest obciążenie,

$t$  – rzeczywista grubość ściany lub warstwy nośnej ściany szczelinowej stanowiącej skrajną podporę stropu,

$\alpha$  – współczynnik równy  $\frac{N_{Ed}}{t b f_d}$ ,

$c_1, c_2$  – stałe przyjmowane z tablicy 1.

Tablica 1

Stałe  $c_1$  i  $c_2$ 

$\alpha$	$c_1$	$c_2$
0,05	0,12	0,017
0,10	0,12	0,019
0,20	0,14	0,022
0,30	0,15	0,025
0,50	0,23	0,031
UWAGA Dopuszcza się interpolację liniową.		

Źródło: PN-EN 1996-3:2010/NA:2016-06 [2]

Jak z powyższego wynika, ani nie wyznacza się, ani też nie sprawdza minimalnej wartości obciążenia pionowego, tylko sprawdza się minimalną grubość ściany dla zadanego obciążenia poziomego wiatrem ( $q_{Ewd}$ ). Pod względem merytorycznym takie podejście nie jest zbyt jasne. Obecnie obowiązujący przepis zawarty w normie [2], w pkt. 4.2.1.2 (2) nie jest także jasny i łatwy do zrozumienia dla projektantów, poza tym, rodzi pytania i budzi zastrzeżenia. Przede wszystkim nie ma wyraźnego związku pomiędzy zachowaniem się ściany pod takim układem obciążeń a długością podparcia konstrukcji stropu na analizowanej ścianie. Wiadomo, że związek pomiędzy długością podparcia a grubością ściany nośnej w analizie rozkładu naprężeń w przekroju poprzecznym, wyznaczanie nośności i przenoszenie sił wewnętrznych są bardzo ważne. Szczególnie jest to istotne w sytuacji, gdy głębokość oparcia stropu jest mniejsza lub równa połowie grubości ściany (lub warstwy nośnej ściany szczelinowej). Przy sprawdzaniu warunku (1) nie uwzględnia się smukłości ściany, wiedząc jedynie, że smukłość ta nie powinna przekraczać wartości maksymalnej określonej jako 27, co jest wartością dość wysoką. Wreszcie, stosowanie tej metody jest skomplikowane ze względu na użycie dwóch stałych wartości –  $c_1$  i  $c_2$ , przyjmowanych bezpośrednio z tablicy 1, zwykle za pomocą interpolacji liniowej pomiędzy odpowiednimi wartościami pośrednimi.

W efekcie, metoda ta mimo iż była i jest nadal szeroko stosowana w obliczeniach projektowych, od samego początku budziła kontrowersje i sugestie dotyczące jej modyfikacji, co jest możliwe dopiero w ramach przygotowywania nowej edycji Eurokodów.

### 3. Propozycje modyfikacji metody uproszczonej obliczania minimalnego obciążenia pionowego ścian murowanych

#### 3.1. Propozycje niemieckie

Pierwsze obszernie, krytyczne opracowania zaleceń zawartych w dotychczasowych Eurokodach konstrukcyjnych wraz z propozycjami odpowiednich zmian i poprawek zostały przygotowane na zlecenie normalizacyjnych władz niemieckich. Oczywiście prace te ([3-5]) objęły także wszystkie części Eurokodu 6 – docelowo ze szczególnym uwzględnieniem równolegle przygotowywanej nowej edycji podstawowej części EN 1996-1-1:2005 [6]. Zaproponowane nowe podejście zostało opracowane głównie na podstawie obszernych niemieckich analiz problemu prawidłowego obliczania ścian, wykonywanych z różnych typów elementów murowych (ceramicznych, silikatowych, z betonu komórkowego oraz betonów na kruszywach lekkich), pełniących rolę podpór skrajnych i poddanych głównie obciążeniom wiatrem oraz niewielkim obciążeniom pionowym i stanowiło całkowite odejście od przyjętej dotychczas metody sprawdzania minimalnej grubości ściany. W sumie przeanalizowano i przedyskutowano w ramach prac PT SC6.T4 trzy propozycje niemieckie:

- podejście zaproponowane przez Hirscha, oparte na rzeczywistym przekazywaniu obciążenia pionowego na odkształconą ścianę z uwzględnieniem długości podparcia konstrukcji stropu [7],
- metoda zaproponowana przez Jägera [3, 7, 8], oparta na modelu przesklepienia łukowego,
- propozycja Schmitta et al., oparta na bardziej realistycznych założeniach niż typowy model przesklepienia łukowego [7, 9].

Każda z powyższych metod opiera się na analitycznym wyprowadzeniu wzorów, z uwzględnieniem rzeczywistych warunków geometrycznych zarówno samej ściany, jak i rzeczywistego sposobu oparcia konstrukcji stropowych podpieranych przez analizowaną ścianę. Dodatkowo, wszystkie te metody uwzględniają także smukłość ściany i możliwość wystąpienia wyboczenia. W każdej z proponowanych metod obliczeniowych warunkiem sprawdzenia jest obciążenie pionowe, jak zwykle jest to stosowane przy sprawdzaniu warunków stanu granicznego. Po dokładnym przeanalizowaniu i przedyskutowaniu wszystkich tych trzech metod w odniesieniu do ścian z cegły pełnej, pustaków ceramicznych i cienkich spoin, bloczków z betonu komórkowego oraz bloczków silikatowych na cienkie spoiny jako optymalną wybrano i zarekomendowano jako podstawę do modyfikacji istniejących wymagań propozycję Jägera [7, 8], opartą na modelu łukowym.

Metoda ta opiera się na założeniu dla ściany zewnętrznej, stanowiącej końcowe podparcie stropu i obciążonej głównie wiatrem prostopadle do swej płaszczyzny, wystąpienia w kierunku pionowym efektu przesklepienia łukowego; dopuszczała to już wcześniej norma [6]. Szerokość bryły naprężeń ściskających w poszczególnych przekrojach miarodajnych (pod

stropem górnej kondygnacji, w połowie wysokości ściany oraz na dole ściany) przyjęto jako 0,1 długości oparcia stropu na ścianie. Takie założenie pozwala analizować także wszystkie przypadki, w których długość oparcia stropu jest krótsza niż grubość ściany (np. ze względu na dodatkową izolacją wieńca). Oczywiście, w przypadku oparcia stropu na całej grubości ściany, wartość  $t_b = t$ , czyli sytuacja, jaką przyjęto w [3]. Analizując warunek równowagi momentów w połowie wysokości ściany, zakłada się możliwość działania wypadkowej z obciążeń pionowych na mimośrodkie przypadkowym, przyjmowanym jako  $h/450$ , gdzie  $h$  jest wysokością ściany (kondygnacji), liczoną w świetle. Ostatecznie, po przekształceniach otrzymano następującą zależność:

$$N_{Ed,min} \geq \frac{q_{Ewd} \cdot l \cdot h^2}{8 \cdot \left(0,9 \cdot t_b - \frac{h}{450}\right)}, \quad (2)$$

gdzie:

$N_{Ed,min}$  – minimalna wartość pionowego obciążenia obliczeniowego, wywierającego najbardziej niekorzystny wpływ na górnej krawędzi ściany rozpatrywanej kondygnacji,

$l$  – szerokość rozpatrywanego pasma ściany,

$h$  – wysokość ściany (kondygnacji) w świetle,

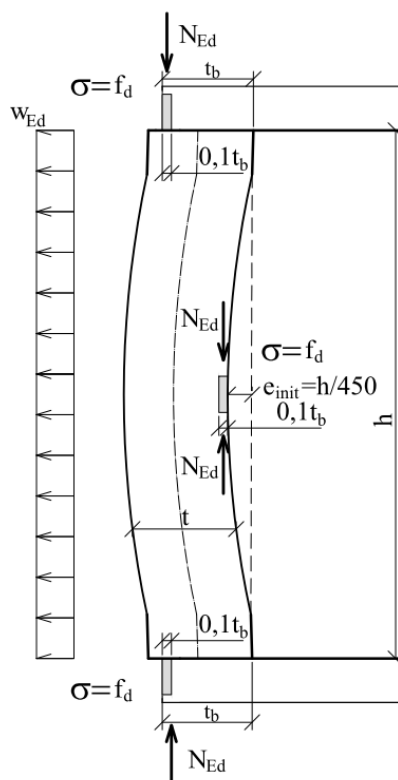
$t_b$  – długość oparcia stropu na ścianie.

Pozostałe wielkości jak we wzorze (1).

### 3.2. Autorska propozycja modyfikacji

Prace dotyczące nowego podejścia do wyznaczania minimalnego obciążenia pionowego ścian stanowiących końcowe podparcie stropów trwały przez prawie 2 lata. Oprócz przedstawionych powyżej propozycji niemieckich zostały także zgłoszone propozycje włoskie [10], które jednakże zawierały błędy merytoryczne, dotyczące analizy warunków równowagi w przekroju, co w konsekwencji prowadziło do kilkukrotnie zawyżonych wartości  $N_{Ed,min}$ , (por. [11]). Na kanwie dyskusji nad propozycjami włoskimi autor zaproponował nieco zmienione podejście, oparte na modyfikacji propozycji Jägera (wzór (1)), polegającej na uwzględnieniu wpływu smukłości zgodnie z zaleceniem podanym w pkt. 8.5.4 (2) nowej edycji normy EN 1996-1-1:2022 [12]. W zaleceniu tym podaje się, że w sytuacji, gdy moment zginający  $M_{Ed}$  jest obliczany za pomocą analizy pierwszego rzędu, należy uwzględnić efekty drugiego rzędu przez zdefiniowanie zredukowanego momentu nośności ściany, równego  $\Phi_M M_{Rd}$ , gdzie współczynnik redukcji zginania, powinien uwzględniać efekty drugiego rzędu.  $M_{Rd}$  może być obliczony przy założeniu prostokątnego rozkładu naprężeń w przekroju

poprzecznym ściany. Schemat obliczeń, dla proponowanej przez autora metody z zaznaczeniem odpowiednich brył naprężeń oraz sił pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Przyjęty model obliczeniowy ściany stanowiącej skrajną podporę stropu

Fig. 1. The adopted calculation model of analysed wall acting as end support to floor

Źródło: własne

Podobnie jak w propozycji Jägera przyjęto, że szerokość bryły naprężeń ściskających w środku wysokości ściany, ale także na jej końcach wynosi  $0,1t$ , niezależnie od wartości głębokości oparcia  $t_b$ . Podobnie uwzględniono także wpływ dodatkowego, negatywnego działania w przekroju w połowie wysokości ściany, mimośrodu przypadkowego, przyjętego zgodnie z [12] jako  $e_{init} = h/450$ , gdzie  $h$  jest wysokością kondygnacji w świetle. Ramię działania sił w przekroju środkowym wynosi zatem  $(t_b - 0,1t - h/450)$ . Inaczej jednak zaproponowano uwzględnienie efektów drugiego rzędu. Mając na uwadze fakt, że w metodzie uproszczonej wartości momentów zginających od obciążenia wiatrem  $M_{Ed}$  są wyliczane za pomocą analizy pierwszego rzędu, zgodnie z pkt. 8.5.4 (2) normy [12], przyjęto, że wartość nośności na zginanie  $M_{Rd}$  jest wyznaczana za pomocą obliczeń pierwszego rzędu  $M_{R,I}$  przemnożonej przez współczynnik redukcji zginania  $\Phi_M$ . W efekcie prowadzi to do warunku:

$$M_{Rd} \geq M_{R,I} \cdot \Phi_M \quad (3)$$

gdzie:

$$M_{Ed} = \frac{w_{Ed} \cdot h^2 \cdot l}{8} \quad M_{R,I} = N_{Ed} \left( t_b - 0,1t_b - \frac{h}{450} \right) \cdot \Phi_M$$

$w_{Ed}$  – obciążenie obliczeniowe wiatrem na jednostkę powierzchni ściany (dawne  $q_{Ewd}$ ).

Po odpowiednich przekształceniach otrzymuje się następujący wzór na wyznaczenie minimalnej wartości obciążenia pionowego przekazywanego na ścianę:

$$N_{Ed,min} \geq \frac{w_{Ed} \cdot h^2 \cdot l}{8 \left( 0,9t_b - \frac{h}{450} \right) \cdot \Phi_M} \quad (4)$$

Pozostaje jeszcze kwestia przyjęcia wartości współczynnika redukcji  $\Phi_M$ . Wstępnie przyjęto wartość  $\Phi_M = 0,85$  (podobnie jak w propozycji włoskiej [10]). Przeanalizowano jak zmienia się wartość współczynnika w zależności od smukłości ( $\lambda = h/t$ ) – Annex F do normy [12]. Można przyjąć bezpieczną wartość średnią, np.  $\Phi_M = 0,85$  lub  $\Phi_M = 0,80$  lub też posłużyć się wartościami podanymi w tabelicy 2, która jest zmodyfikowaną w stosunku do podanej w propozycji włoskiej [10].

Tablica 2

Wartości współczynnika redukcji zginania  $\Phi_M$

$\lambda = h/t$	$E_k/f_k = 1000$	$E_k/f_k = 700$
0	1,00	1,00
9	0,85	0,82
18	0,70	0,65
27	0,58	0,51

Dopuszcza się interpolację liniową.

Źródło: własne

### 3.3. Propozycja modyfikacji przyjęta w FprEN 1996-3-2022 [13]

W ramach Project Team PT SC6.T4 opracowano nową propozycję metody sprawdzania minimalnej wartości obciążenia pionowego ścian murowych, stanowiących skrajne podparcie stropów w budynkach niewysokich, spełniających kryteria dla stosowania w projektowaniu budynków metodami uproszczonymi, zgodnie z [2]. Podstawa wyjściowa to, przedstawiona w pkt. 3.1 propozycja Jägera (wzór (2)) oraz analizy przeprowadzone przez autora [11,14]. Ostatecznie, dążąc do maksymalnego uproszczenia metody oraz mając na uwadze koniczność zachowania odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa dla ścian o większej smukłości, tzn.  $h/t_b \geq 19$  (przy maksymalnej wartości smukłości nieprzekraczającej 27), odpowiednio zmodyfikowano wzór (2) dla smukłości 19 lub większej. Ostatecznie w opracowanej ostatniej



wersji FprEN 1996-3:2022 [13] znalazły się (pkt 6.3.4) następujące zalecenia (w tłumaczeniu na język polski):

(1) Ściany będące skrajnymi podporami stropów lub dachów, które są poddane bocznemu obciążeniu wiatrem można projektować tylko zgodnie z 6.3.3, jeżeli ściany pełniące funkcję skrajnych podpór są zabezpieczone przed obrotem przez stropy lub dachy zgodnie ze wzorem (6), gdy  $h/t_b < 19$  i zgodnie ze wzorem (7) gdy  $h/t_b \geq 19$ .

$$N_{Ed,min} \geq \frac{w_{Ed} \cdot l \cdot h^2}{7t_b} \quad (5)$$

$$N_{Ed,min} \geq \frac{w_{Ed} \cdot l \cdot h^2}{6,5t_b} \quad (6)$$

Oznaczenia poszczególnych wielkości, jak we wzorach wcześniejszych.

Analizując powyższe wzory, można zauważyć, że w przypadku ścian wykazujących większe smukłości minimalna wartość obciążenia pionowego, wyliczana z wzoru (6), jest nieco większa. Przykładowo, dla wysokości kondygnacji w świetle nieprzekraczającej 2,7 m stosowanie wzoru (6) powinno mieć miejsce w przypadku ścian o grubości warstwy konstrukcyjnej poniżej 0,14 m. W praktyce krajowej tak smukłych ścian raczej się nie wykonuje.

#### 4. Omówienie proponowanych uproszczonych metod obliczeniowych

Aby przeanalizować różnice w wartości obciążenia pionowego, wyznaczone zgodnie z poszczególnymi, przedstawionymi powyżej, metodami obliczeniowymi dokonano obliczeń porównawczych dla kilku typów elementów murowych, najpowszechniej stosowanych nie tylko w Europie, ale i w kraju. W przypadku murów z bloczków silikatowych przyjęto ich wykonanie na zwykłe spoiny, natomiast murów z bloczków z ABK odmiany „600” – na cienkie spoiny. Podstawowe dane materiałowe, przyjęte w prezentowanych obliczeniach porównawczych, przedstawiono zbiorczo w tabelicy 3.

W obliczeniach założono jedną wysokość kondygnacji w świetle  $h = 2,7$  m, co odpowiada wysokości typowej konstrukcyjnej 3,0 m. Każdorazowo założono także jednostkową długość rozpatrywanego odcinka ściany ( $l = 1,0$  m). Nie analizowano przypadków ścian tej wysokości w świetle dla smukłości powyżej 19, ponieważ wtedy grubość ściany musiałaby nie przekraczać 0,14 m, a w kraju nie wykonuje się zewnętrznych ścian nośnych lub konstrukcyjnych warstw ścian szczelinowych o takiej grubości.

Tablica 3

## Zbiorcze dane przyjęte do obliczeń sprawdzających

Typ elementów murowych	Wytrzymałość elementów murowych [MPa]	Rodzaj zaprawy	Wytrzymałość zaprawy [MPa]	Grubość muru [m]
Cegła ceramiczna pełna	15,0	zwykła	7,0	0,25
Pustaki ceramiczne	7,5	zwykła	5,0	0,24
Błoczki silikatowe	15,0	zwykła	7,0	0,18
Błoczki z betonu komórkowego (ABK)	4,5	do cienkich spoin	-	0,24

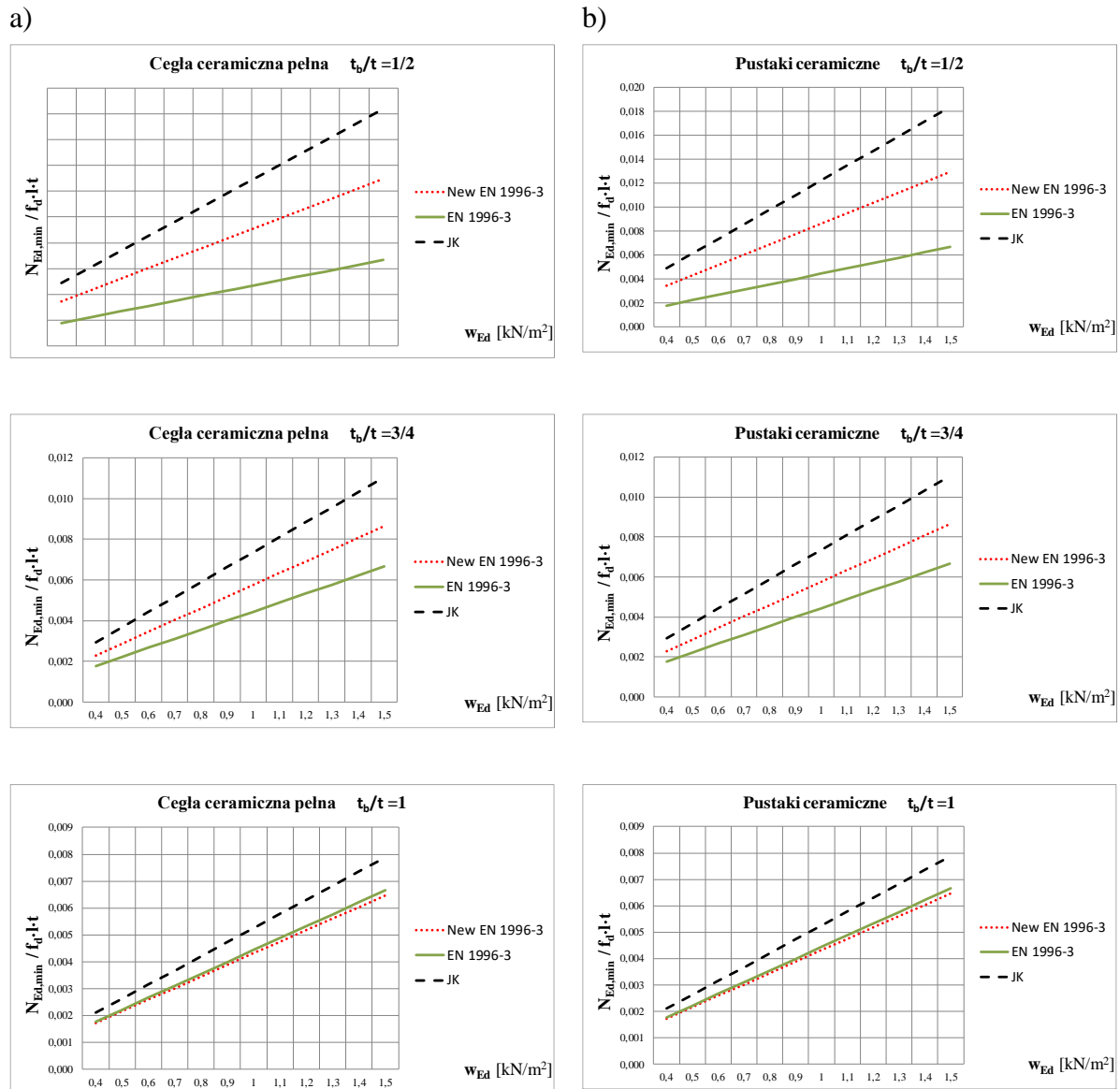
W niniejszej analizie przedstawiono (kolejno na rys. 2-3) wyniki obliczeń w postaci zależności  $N_{Ed,min}/f_d \cdot l_w \cdot t$ , w funkcji obciążenia wiatrem  $w_{Ed}$ , z uwagi na ograniczenia edytorskie, uzyskane jedynie dla trzech wartości stosunku długości oparcia stropu  $t_b$  do grubości ściany  $t$ , mianowicie dla  $t_b/t = 1/2; 3/4$  oraz 1,0.

Obliczenia porównawcze prowadzono z użyciem następujących wzorów:

1. według dotychczasowej normy [3] – na podstawie przekształconego wzoru (1) – oznaczenie wykresów „EN 1996-3”,
2. według propozycji w nowej edycji normy [12] – wzór (5) – oznaczenie wykresów „New EN 1996-3”,
3. propozycji autora – wzór (4) – oznaczenie wykresów „JK”.

W przypadku wzoru (4) z propozycji autora, odpowiednie wartości współczynnika redukcji zginania  $\Phi_M$  przyjmowano z tablicy 2, stosując odpowiednią interpolację liniową. W przypadku prezentowanych obliczeń wartości  $\Phi_M$  wahały się od 0,75 do 0,82.

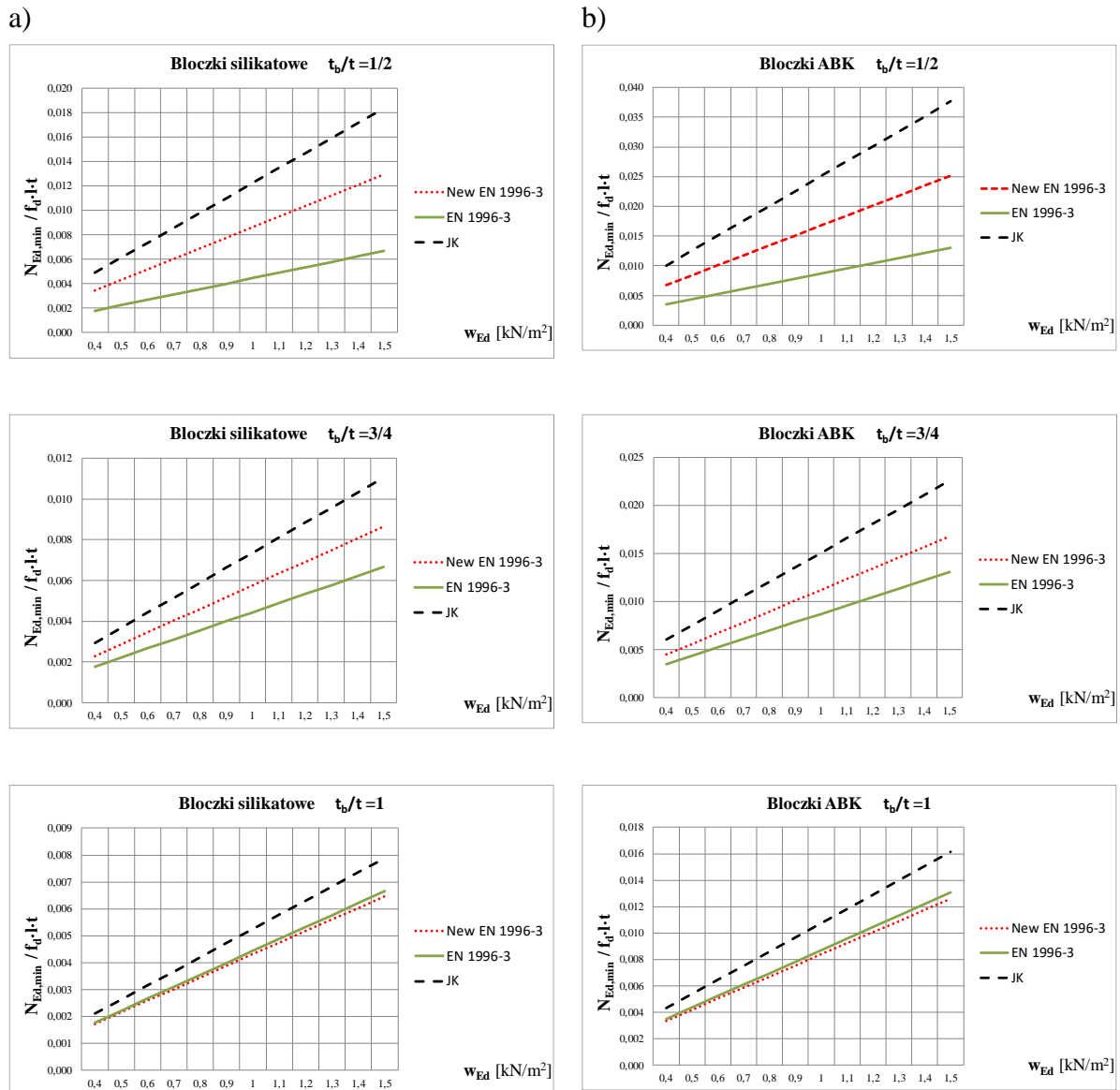
W przypadku wszystkich analizowanych typów murów można zaobserwować, że dla stosunku  $t_b/t$  poniżej  $3/4$  zarówno proponowana w nowo opracowywanej edycji normy [13] zależność (5), jak i propozycja autora (wzór (4)) dają większe wartości obciążenia minimalnego niż uzyskiwane na podstawie obliczeń wykonanych zgodnie z dotychczasową normą [3]. Obydwie propozycje są zatem bardziej konserwatywne w stosunku do przepisów dotychczas obowiązujących, zawartych w [3], ale także w porównaniu z metodą dokładną obliczania ścian poddanych zarówno obciążeniu pionowemu, jak i poziomemu oddziaływaniu wiatru, zawartą w głównej części Eurokodu 6, czyli dotychczasowej normie [1] lub jej nowej wersji [12]. Jest to oczywiście zgodne z założeniami dotyczącymi stosowanie metod uproszczonych, które w porównaniu z metodami dokładnymi, powinny gwarantować większy zapas bezpieczeństwa z uwagi na nie zawsze pełną adekwatność przyjętego modelu obliczeniowego.



Rys. 2. Porównanie analizowanych propozycji wyznaczenia  $N_{Ed,min}$  w postaci zależności ( $N_{Ed,min}/f_d \cdot l_w \cdot t$ ) – obciążenie wiatrem ( $w_{Ed}$ ) dla muru: a) – z ceramicznej cegły pełnej, b) – z pustaków ceramicznych

Fig. 2. Comparison of the analyzed proposals for determining  $N_{Ed,min}$  in the form of relationships ( $N_{Ed,min}/f_d \cdot l_w \cdot t$ ) – wind action ( $w_{Ed}$ ) for masonry made of: a) – clay solid bricks, b) – clay hollow blocks

Źródło: własne



Rys. 3. Porównanie analizowanych propozycji wyznaczania  $N_{Ed,min}$  w postaci zależności ( $N_{Ed,min}/f_d \cdot l_w \cdot t$ ) – obciążenie wiatrem ( $w_{Ed}$ ) dla muru: a) – z bloczków silikatowych, b) – bloczków z betonu komórkowego (ABK) na cienie spoiny

Fig. 3. Comparison of the analyzed proposals for determining  $N_{Ed,min}$  in the form of relationships ( $N_{Ed,min}/f_d \cdot l_w \cdot t$ ) – wind action ( $w_{Ed}$ ) for masonry made of: a) – Calcium-Silica blocks, b) – AAC blocks with thin joints

Źródło: własne

Można także zauważyć, że propozycja autora (wzór (4)), dodatkowo uwzględniająca współczynnik  $\Phi_M$  oraz zalecenia pkt. 8.5.4(2) nowej edycji normy EN 1996-1-1:2022 [12], daje nieco większe wartości niż uzyskane na podstawie modyfikowanego wzoru Jägera, przyjętego wstępnie w nowej edycji normy [13].

Nieco inaczej natomiast sprawa wygląda w przypadku stosunku  $t_b/t = 1$ , czyli oparcia stropu na pełnej grubości ściany. Wartości minimalnej siły pionowej, wyliczane zgodnie z nową propozycją (wzór (5)) są nieco mniejsze niż otrzymywane z dotychczasowej metody,

zawartej w normie [2]. Nie jest zatem spełniona podstawowa zasada, która powinna obowiązywać przy opracowywaniu nowych edycji Eurokodów, by nowe, w miarę uproszczone i poprawione wzory oraz metody obliczeniowe nie generowały mniejszego zakresu bezpieczeństwa niż obowiązujące dotychczas. Zasada ta została wprowadzona między innymi na skutek coraz powszechniej występującego pogorszenia się jakości wykonywania konstrukcji budowlanych. Zjawisko to jest obserwowane w ostatnich latach praktycznie we wszystkich krajach europejskich i niestety na dodatek wykazuje tendencję wzrostową.

Nieco inne wyniki otrzymuje się, stosując proponowaną przez autora (wzór (4)) modyfikację podejścia opartego na modelu Jägera (wzór (5)). Modyfikacja ta, oprócz wspomnianej już powyżej, zgodności z zapisami normy [13] (i wcześniejszej jej edycji [1]) w przypadku stosunku  $t_b/t = 1$  także daje nieznaczny dodatkowy zapas bezpieczeństwa, w stosunku do dotychczas obowiązującej metody, podanej w [3], co jest pożądanym efektem. Obliczenia porównawcze wykonane także dla innych przypadków (wyższe wysokości kondygnacji w świetle, inne kombinacje elementy murowe - zaprawa oraz większe smukłości) wykazały, że w niektórych przypadkach proponowana w nowej [13] zależność (5) daje zbyt małe wartości  $N_{Ed,min}$ , co w efekcie doprowadziło do propozycji zmodyfikowanego wzoru (6) dla murów o smukłościach 19 lub powyżej. Natomiast proponowana przez autora zależność (4) zawsze zapewnia odpowiedni zapas bezpieczeństwa.

## 5. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono zmodyfikowane podejścia określania podczas projektowania minimalnego obciążenia pionowego murowych ścian zewnętrznych, głównie poddanych obciążeniu parciem lub ssaniem wiatru, w budynkach niewysokich, spełniających wymagania pozwalające stosować metody uproszczone, zgodnie z dotychczas obowiązująca [2] oraz jej nową edycją [13]. Dotyczy to głównie budynków kubaturowych o wysokości 3-4 kondygnacji naziemnych.

Przedstawiono zarówno dotychczasowe, dość skomplikowane i mało przejrzyste (oparte na sprawdzanie minimalnej grubości ściany, a nie minimalnego obciążenia pionowego), podejście normowe prezentowane w [2], jak i nowe, głównie oparte na doświadczeniach oraz pracach niemieckich, propozycje jego modyfikacji. Ponadto przedstawiono także autorską propozycję modyfikacji metody obliczania minimalnej wartości obciążenia pionowego, która była jedną z rozważanych i omawianych w ramach prac Project Team PT SC6.T4 podczas opracowania znowelizowanej edycji normy murowej, dotyczącej uproszczonych metod projektowania [13]. Każda z nowych propozycji opiera się na wyznaczeniu minimalnego obciążenia pionowego, co jest merytorycznie poprawne oraz nie budzi wątpliwości.

Prezentowane dotychczasowe oraz nowo proponowane metody zostały porównane obliczeniowo dla typowej wysokości kondygnacji w świetle równej 2,7 m oraz czterech typów murów, wykonanych z: cegły pełnej ceramicznej na zwykłej zaprawie, pustaków ceramicznych także na zwykłej zaprawie, bloczków ABK na cienkie spoiny oraz bloczków silikatowych na zwykłej zaprawie.

Reasumując przedstawione w pracy rozważania i analizy, można sformułować następujące wnioski:

- wszystkie proponowane modyfikacje metody obliczania minimalnej wartości obciążenia pionowego ścian zewnętrznych, stanowiących skrajne podparcie stropów/dachów dają wystarczający, w porównaniu z podejściem dokładnym prezentowanym w normach [1,12] zakres bezpieczeństwa stosowania,
- zaproponowana wstępnie w nowej edycji normy [13] metoda wyznaczania minimalnej wartości obciążenia pionowego na podstawie zależności Jägera, daje jedynie nieco większe wartości, niż dotychczasowy sposób obliczania podany w [1] dla długości oparcia stropu nieprzekraczającej  $\frac{3}{4}$  grubości ściany bądź warstwy nośnej ściany szczelinowej,
- gdy strop jest oparty na całej grubości ściany, a także dla smukłości ściany większych lub równych 19, obliczanie  $N_{Ed,min}$  zgodnie z wstępnie proponowaną w [13] metodą prowadzi do nieznacznie mniejszych wartości niż uzyskiwane na podstawie obliczeń prowadzonych zgodnie z dotychczasową normą [2],
- obliczania  $N_{Ed,min}$  według proponowanej przez autora modyfikacji metody dodatkowo uwzględniającej współczynnik zginania  $\Phi_M$  oraz zalecenia pkt. 8.5.4(2) nowej edycji normy EN 1996-1-1:2022 [12], daje zawsze nieco większe wartości niż uzyskane na podstawie wzoru przyjętego wstępnie w nowej edycji normy [13].

## Bibliografia

1. PN-EN 1996-1-1:2013-05 Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych. PKN, 2013.
2. PN-EN 1996-3:2010/NA:2016-06 Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych – część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych. PKN, 2016.
3. Verbesserung der Eurocodes durch pränormative Forschung – Phase 2: Entwurfsphase zur Qualitätssicherung und -kontrolle der Eurocode-Entwürfe – Teilantrag Vorhaben B: Erweiterung des Anwendungs-gebiets der vereinfachten Berechnungsmethoden nach EN 1996-3/NA. Endbericht 01.02.2017.
4. Reeh H.; Schlundt A.: Forschungsbericht: Veränderungsvorschläge für das vereinfachte. Berechnungsverfahren für Mauerwerk nach ENV 1996-3. BGS Hannover 2002.

5. Schmitt M., Graubner C.-A., Förster V.: Tragfähigkeitstabellen für unbewehrtes Mauerwerk nach Eurocode 6 – Teil 3. Mauerwerksbau aktuell (2015), S. E.105 – E.128. Berlin: Verlag Bauwerk Beuth.
6. EN 1996-1-1:2005 Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. CEN, July 2009.
7. Schmitt M., Graubner C.-A., Förster V.: Minimum vertical load on masonry walls – a realistic view (Mindestauflast auf Mauerwerkswänden – eine realitätsnahe Betrachtung). Mauerwerk 19 (2015), Heft 4, pp. 245-257.
8. Graubner C.-A., Glock C., Jäger W., Pflücke T.: Knicksicherheit vom Mauerwerk, [in:] Mauerwerk Kalender 2002. Berlin: Ernst & Sohn 2002.
9. Jäger W., Baier G.: The Necessity of a Reduction Factor for Load Eccentricity Effects on the Simplified Rules of Eurocode 6, Part 3, [in:] Proceedings of the 7th Australasian Masonry Conference in Newcastle: Australia 2004, pp. 265–274.
10. CEN-TC250-SC6\_N894\_prEN\_1996-32021-09\_-\_IT\_proposals\_to\_comment\_IT-122\_N\_892, document 21.01.2022.
11. CEN-TC250-SC6-WG2\_N85\_prEN\_1996-32021-09\_Comment\_to\_IT-122\_N\_77\_Jan\_Kubica, document 18.02.2022.
12. EN 1996-1-1:2022 Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. CEN, April 2022.
13. CEN-TC250-SC6\_N905\_FprEN\_1996-3-2022\_08-25\_clean. CEN, August 2022.
14. PT SC6.T4 N0113. SC6.T4-IV-03 6.3.4 Walls subjected to wind loads. CEN/TC 250/SC6/WG2 Background document, June 2020.





Zbigniew PAJĄK  
Politechnika Śląska, Gliwice

## NIEPOWODZENIA W REALIZACJI ŻELBETOWYCH STROPÓW PŁASKICH – STUDIUM PRZYPADKÓW

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono przykłady niepowodzeń w realizacji żelbetowych monolitycznych stropów płaskich bezbelkowych w konstrukcjach płytowo-słupowych. Opisano uszkodzenia stropów, wynikające z błędów projektowych i wykonawczych. Przedstawiono analizę przyczyn uszkodzeń i sposoby naprawy konstrukcji.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje żelbetowe, stropy płaskie, uszkodzenia

## FAILURES IN THE CONSTRUCTION OF REINFORCED CONCRETE FLAT SLAB FLOORS – CASE STUDIES

**Summary.** The paper presents examples of failures in the construction of reinforced concrete monolithic flat beamless floors in slab-column structures. Damage to floors resulting from design and construction errors is described. An analysis of the causes of damage and ways to repair the structure are presented

**Keywords:** reinforced concrete structures, flat slab floors, damage

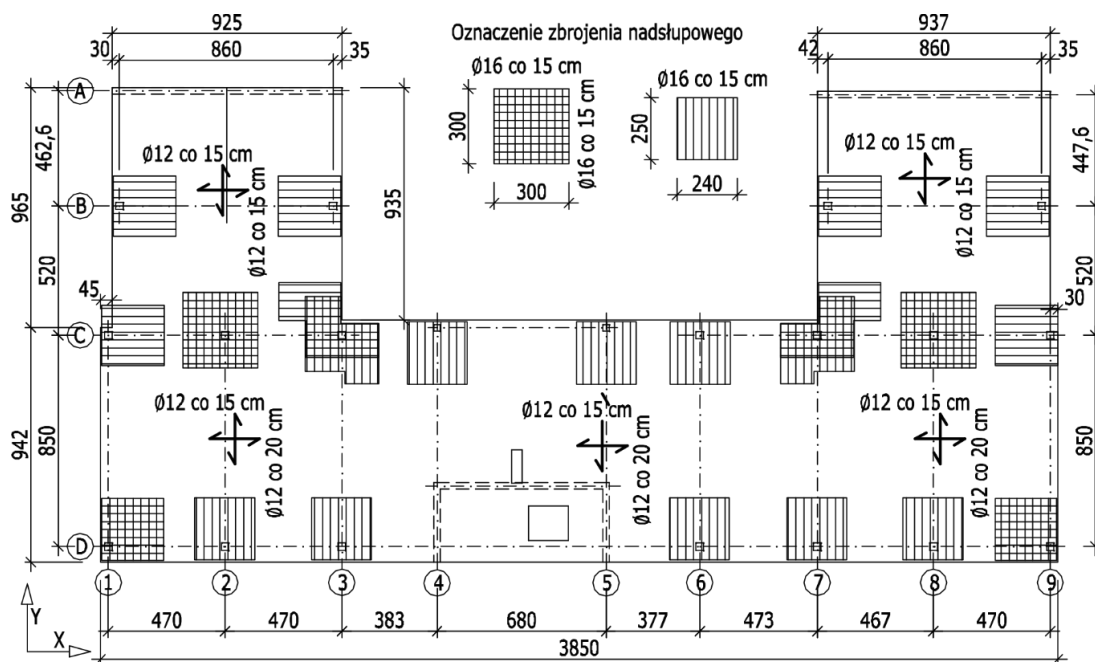
### 1. Wstęp

Żelbetowe bezbelkowe stropy płaskie, ze względu na niezaprzeczalne walory konstrukcyjne, architektoniczne i eksploatacyjne, są obecnie chętnie stosowane w obiektach użyteczności publicznej, budownictwie mieszkaniowym, a także w różnych konstrukcjach inżynierskich. Realizacja tych stropów wymaga jednak od projektanta świadomego stosowania zasad współczesnej wiedzy w przedmiotowym zakresie i przestrzegania wymagań normowych [5, 6]. Na etapie wykonawstwa istotne są staranność w ułożeniu i stabilizacji zbrojenia oraz prawidłowa pielęgnacja betonu [4]. Nieprzestrzeganie powyższych zasad najczęściej prowadzi do wystąpienia stanów awaryjnych tych konstrukcji [1, 2, 3, 7].

W artykule przedstawiono przypadki niepowodzeń budowlanych związanych z realizacją stropów płaskich, przeanalizowano przyczyny uszkodzeń i omówiono sposoby wzmocnień i napraw konstrukcji.

## 2. Awaria stropu płaskiego w nadbudowywanym budynku usługowym

Nad istniejącym budynkiem usługowym zaprojektowano nową kondygnację o żelbetowej monolitycznej konstrukcji, złożonej ze słupów i ścian oraz płaskiej stropodachowej płyty. Rzut projektowanej płyty przedstawiono na rys. 1.



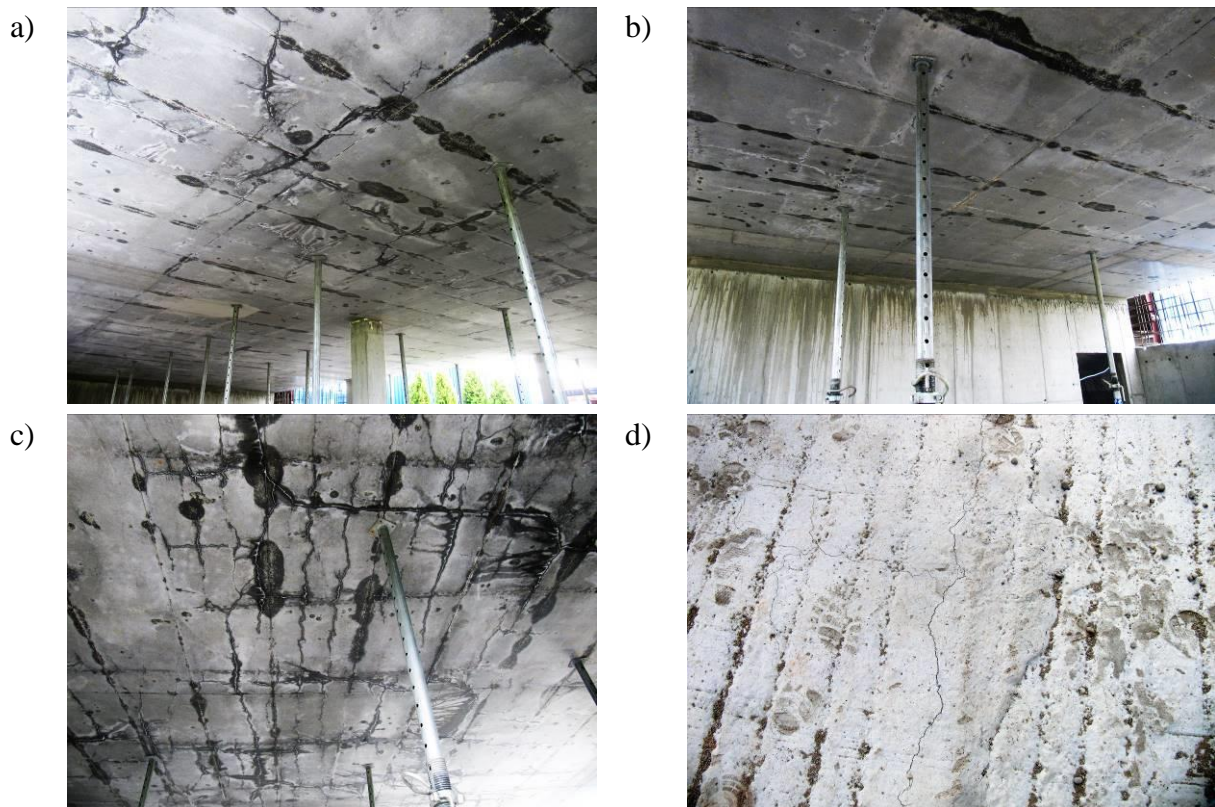
Rys. 1. Rzut stropu i schemat zbrojenia (pręty  $\phi$  12, górą i dołem na całej powierzchni stropu)  
Fig. 1. Floor lay-out and reinforcement arrangement (bars  $\phi$  12, top and bottom on the entire surface of the floor)

Płytę stropodachu o grubości 0,20 m oparto na żelbetowych słupach o przekroju  $0,3 \times 0,3$  m, usytuowanych w zróżnicowanym rozstawie osiowym (od 3,8 m do 8,6 m) oraz na ścianach przy osi „A” i ścianach klatki schodowej.

Do wykonania płyty i słupów przewidziano beton klasy C20/25 oraz stal RB 500W. Zbrojenie górne i dolne stropu między osiami A a C zaprojektowano z prętów średnicy 12 mm w rozstawie 150 mm, a na pozostałym obszarze rozstaw w kierunku Y zwiększono do 200 mm. Dodatkowo zbrojenie górne nad słupami środkowymi oraz narożnymi składa się z prętów średnicy 16 mm w rozstawie 150 mm w obu kierunkach, a nad słupami krawędziowymi tylko w kierunku prostopadłym do krawędzi. Wzdłuż krawędzi płyty

stosowano dozbrojenie otwartymi strzemiionami z prętów o średnicy 12 mm w rozstawie co 200 mm. Nad słupami w osiach „2/C” i „8/C” przewidziano zbrojenie na przebiecie w postaci wkładek odginanych o średnicy 16 mm, po 5 sztuk w każdym z 2 prostokątnych kierunków. Otulinę zbrojenia górnego i dolnego przyjęto równą po 30 mm.

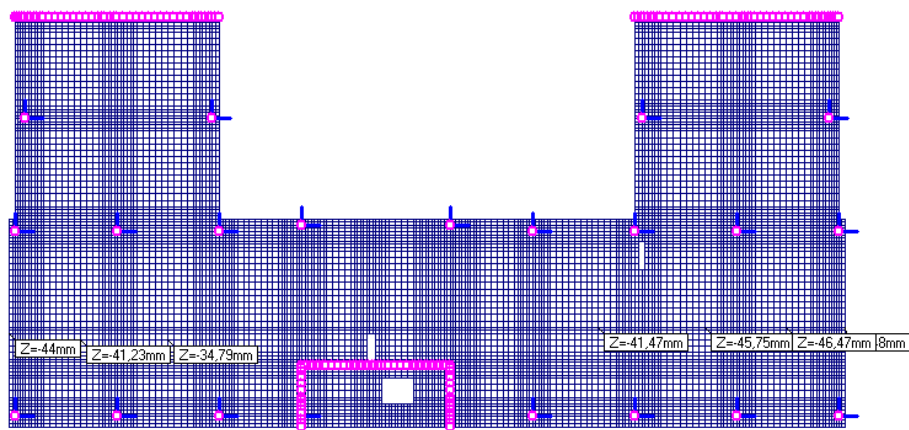
Po rozdeskowaniu stropu na jego dolnej i górnej powierzchni ujawniono liczne zarysowania. Na dolnej powierzchni, wzdłuż większości rys, wystąpiły przecieki wód opadowych, penetrujących po opadach deszczu z górnej powierzchni płyty (rys. 2).



Rys. 2. Obraz zarysowania na dolnej (a, b, c) i górnej (d) powierzchni płyty stropowej  
Fig. 2. Crack pattern on the bottom (a, b, c) and top (d) surface of the floor slab

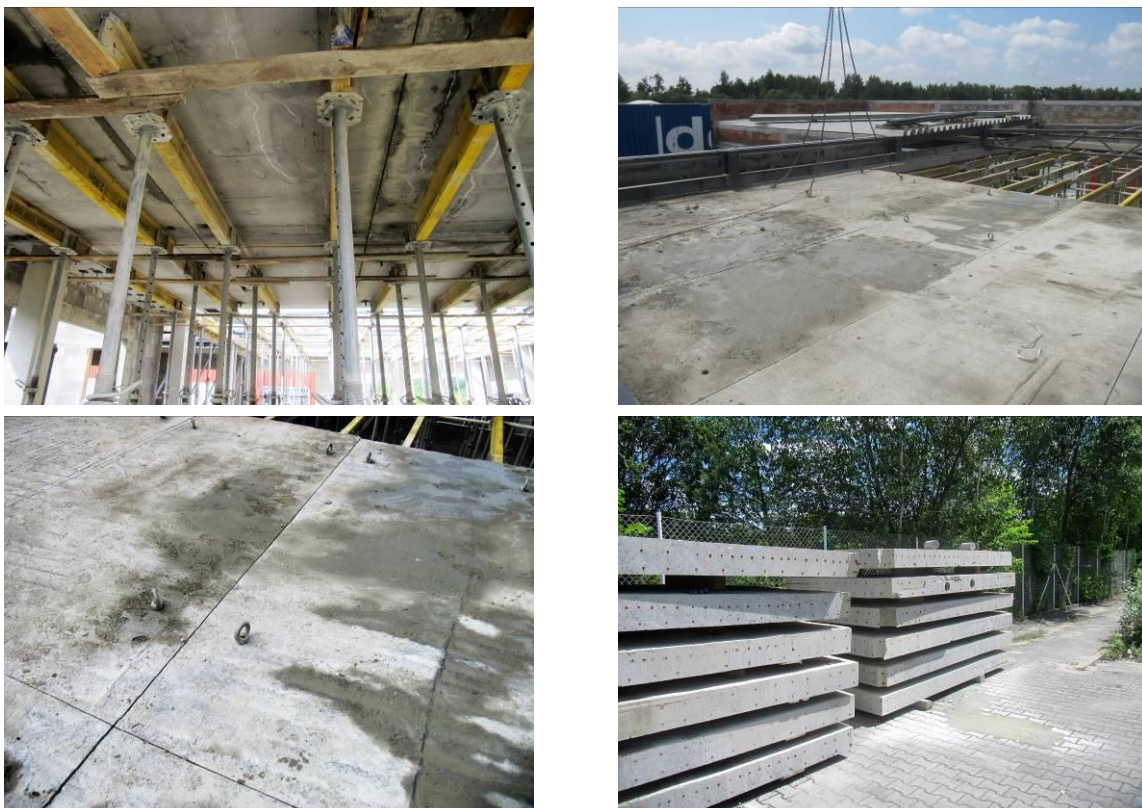
Analiza stanu konstrukcji wykazała wiele błędów projektowych [8]. Do głównych zliczono:

- zbyt małą wysokość konstrukcyjną płyty ze względu na ograniczenie ugięć do dopuszczalnej wartości (grubość 20 cm przy rozpiętości 8,50 m). Obliczeniowa wartość ugięcia od obciążeń quasi-stałych wynosi około 46 mm, przy dopuszczalnej wartości 34 mm – rys. 3,
- przekroczenie stanu granicznego zarysowania,
- niewystarczającą nośność płyty na przebiecie przy słupach wewnętrznych (wymagane sztywne wkłady) i części słupów skrajnych (wymagane zbrojenie na przebiecie).



Rys. 3. Wyniki obliczeń ugięcia zarysowanej płyty stropowej  
 Fig. 3. Calculation results of deflection of the cracked floor slab

Błędy te były na tyle poważne, że inwestor zdecydował się na rozbiórkę płyty i zastąpienie jej lekką konstrukcją stalową stropodachu, opartą na pozostawionych żelbetowych słupach. Rozbiórka polegała na podstemplowaniu płyty, pocięciu jej na pola o wymiarach około 3,0x1,6 m, a następnie demontażu dźwigiem pociętych elementów – rys. 4.

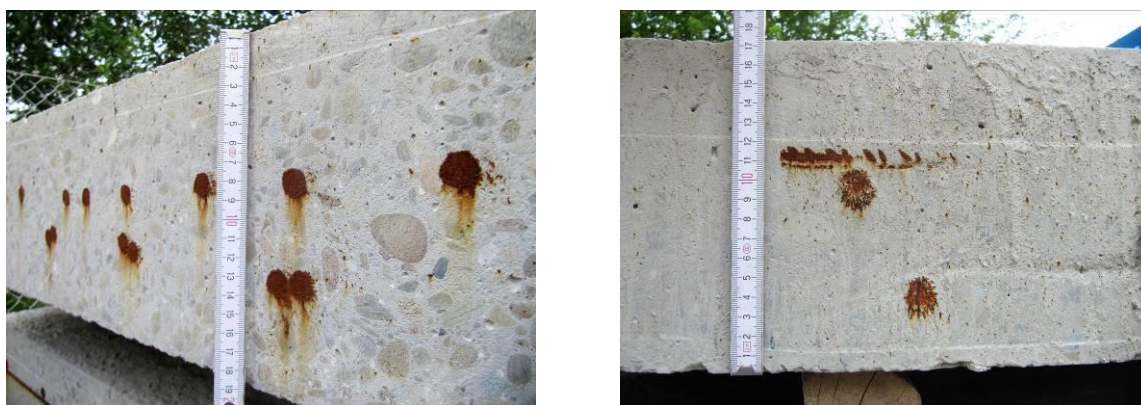


Rys. 4. Rozbiórka płyty stropowej  
 Fig. 4. Demolition of the floor slab

Po demontażu elementów płyty stwierdzono wiele poważnych błędów wykonawczych, jak:

- zaniżona w stosunku do projektu grubość płyty, lokalnie nawet do 170 mm,
- nie zachowanie nominalnych otulin zbrojenia nośnego. Wartości otuliny, w przekrojach płyty, wynosiły od minimum 10 mm do maksimum 85 mm i znacznie przekraczały projektowaną wartość nominalną 30 mm – rys. 5,
- w polu pomiędzy osiami „1-9/C-D” (rys. 1) odwrotnie do wytyżenia przekrojów ułożono zbrojenie dolne w kierunkach x/y, co miało wpływ na zmniejszenie nośności płyty na zginanie w kierunku większej rozpiętości płyty między słupami.

Tak znaczne błędy, zwłaszcza w wykonaniu zbyt dużych otulin zbrojenia nośnego, w pełni uzasadniały podjętą decyzję o rozbiórce wykonanej płyty stropodachu. Pozostawienie konstrukcji groziłoby poważną awarią, po usunięciu stemplowania płyty.

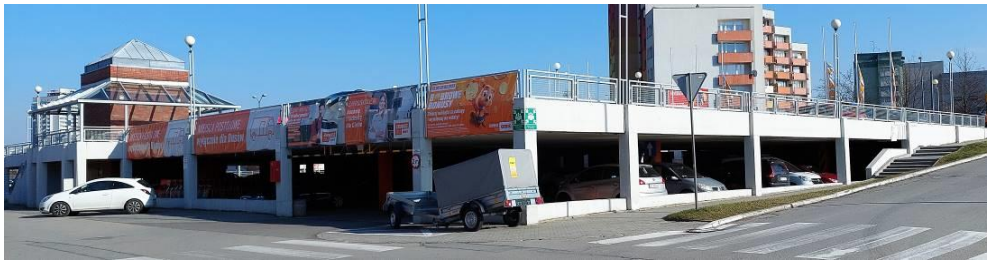


Rys. 5. Błędy w ułożeniu zbrojenia – za duże otuliny

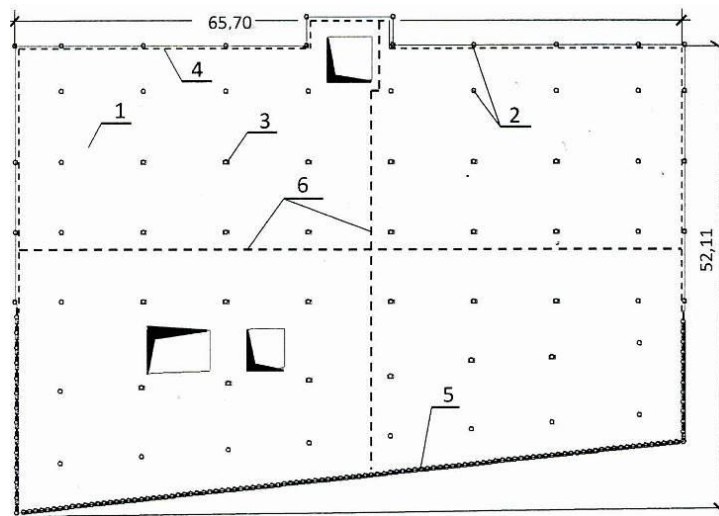
Fig. 5. Errors in the arrangement of reinforcement – too large covers

### 3. Uszkodzenia konstrukcji parkingu

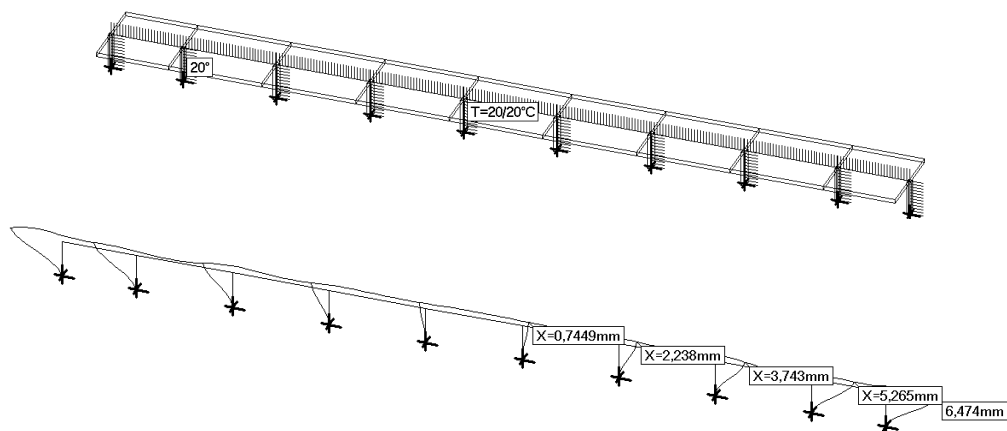
W dwupoziomym otwartym parkingu samochodowym o płytowo-słupowej konstrukcji wystąpiły uszkodzenia w postaci licznych zarysowań płyty. Ogólny widok obiektu przedstawiono na rys. 6, a schemat rzutu na rys. 7. W płaskiej płycie stropowej w kształcie trapezu o długości podstawy 52,10 m i wysokości 65,70 m nie przewidziano żadnej dylatacji. W projekcie nie uwzględniano wpływów termicznych na konstrukcję. W wyniku odkształceń od skurczu betonu i zmian temperatury otoczenia, które koncentrują się przy końcach płyty, dochodziło do zarysowań i spękań betonu wzdłuż obwodu oparcia płyty na słupach skrajnych i przedskrajnych oraz do ukośnych zarysowań obwodowych belek krawędziowych. Na rys. 8 przedstawiono wynik obliczeń przemieszczeń słupów z wyciętego myślowo pasma słupowego płyty [9].



Rys. 6. Widok parkingu  
Fig. 6. View of the car park



Rys. 7. Schemat rzutu: 1 – płyta 300 mm, 2 – słupy skrajne i przedskrajne 400x400 mm, 3 – słupy wewnętrzne 400x600 mm, 4 – belka krawędziowa 250x500 mm, 5 – ściana 250 mm, 6 – dylatacje przez rozcięcie płyty  
Fig. 7. Lay-out of the slab in plan: 1 – slab 300 mm, 2 – edge and corner columns 400x400 mm, 3 – internal columns 400x600 mm, 4 – edge beam 250x500 mm, 5 – wall 250 mm, 6 – expansion joints by cutting the floor slab



Rys. 8. Przemieszczenia wyciętego pasma słupowego przy wzroście temperatury o 20°C  
Fig. 8. Displacement of the slab-column strip at an increase in temperature of 20°C

W uszkodzonych strefach dokonywano systematycznie napraw uszkodzeń przez zatarcie największych rys zaprawami PCC. Naprawy te okazywały się jednak nieskuteczne, gdyż we wszystkich naprawianych miejscach ponownie powstawały spękania.

Ostatecznie zdecydowano się na wykonanie 2 dylatacji przez rozcięcie płyty w połowie jej rozpiętości, wzdłuż linii zerowych momentów zginających (poz. 6 na rys. 7). W efekcie rozcięcia i wynikającej z tego zabiegu zmiany schematu statycznego konstrukcji, niezbędne było wzmocnienie płyty na przebiecie, belek krawędziowych na ścinanie i podwieszenie rozciętych pól płyty. Wzmocnienie wykonano za pomocą elementów stalowych i mat z włókien węglowych – rys. 9.

a)



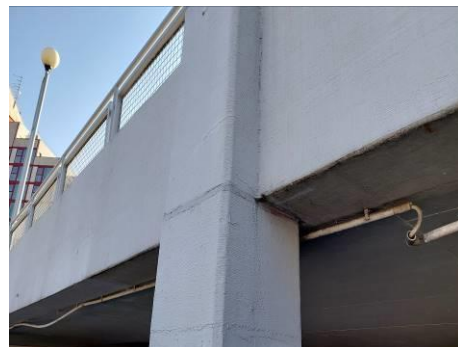
b)



c)



d)



Rys. 9. Naprawy konstrukcji: a) zabezpieczenie dylatacji po rozcięciu płyty, b) wzmocnienie belek krawędziowych na ścinanie, c) wzmocnienie na przebiecie, d) naprawa belek krawędziowych i słupów matami z włókien węglowych

Fig. 9. Structure repairs: a) protection of expansion joints after cutting the slab, b) strengthening of edge beams against shear, c) strengthening against punching, d) repair of edge beams and columns with carbon fiber mats

#### 4. Uszkodzenia stropów w realizowanym budynku mieszkalno-usługowym

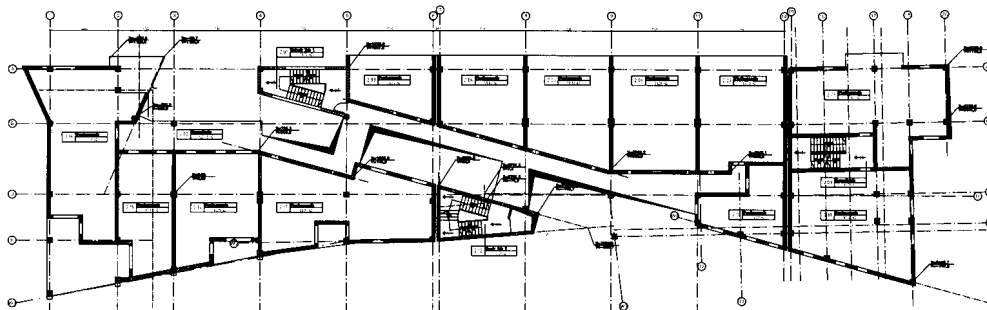
W realizowanym 5-kondygnacyjnym budynku mieszkalno-usługowym wystąpiły uszkodzenia w postaci zarysowań płyt stropowych. Budynek tworzy zespół

3 oddylatowanych wzajemnie segmentów o skośnie uformowanym rzucie, z czego 2 segmenty mają układ galeriowy. Galerie zwrócone są do wewnątrz w stronę zaprojektowanego pasażu i połączone na poszczególnych kondygnacjach kładkami – rys. 10. Przykładowy rzut kondygnacji budynku przedstawiono na rys. 11.

Zasadnicza konstrukcja nośna budynku jest monolityczna żelbetowa szkieletowa płytowo-słupowa, usztywniona żelbetowymi ścianami trzonów komunikacyjnych.



Rys. 10. Widok galerii budynku połączonych kładkami  
Fig. 10. View of the gallery of the building connected by footbridges



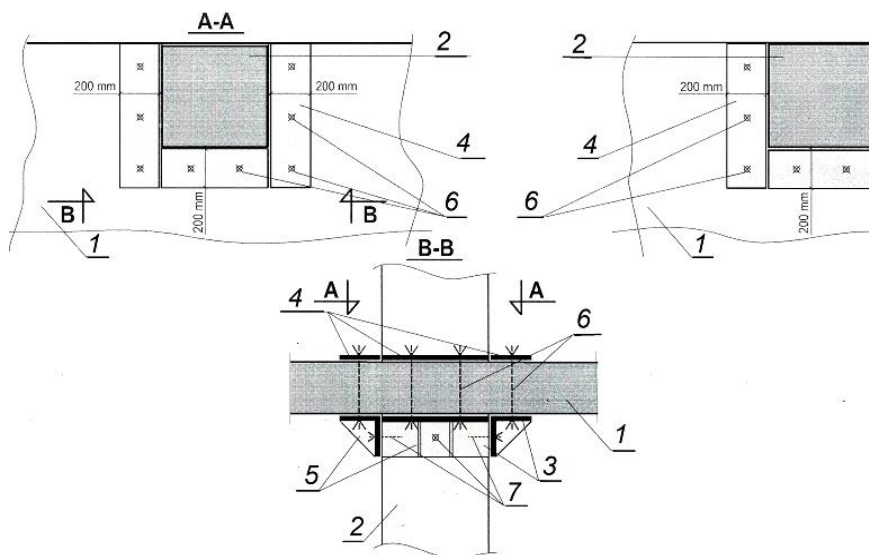
Rys. 11. Rzut kondygnacji budynku  
Fig. 11. Floor plan of the building

W związku z występującymi zarysowaniami płyt stropowych (rys. 12) podjęto badania konstrukcji i sprawdzono dokumentację projektową [10]. Słupy, stropy i ściany kondygnacji nadziemnych wykonano z betonu C20/25 i zbrojono stalą klasy A-II (18G2). Stropy wykonano jako płaskie krzyżowo zbrojone o grubości 24 cm, oparte na słupach, belkach i ścianach. Wykazano niewystarczającą nośność na przebicie w strefie słupów skrajnych i narożnych. W projekcie nie uwzględniono bowiem wpływu nie zrównoważonych momentów zginających na nośność przebicia. Konieczne było wzmocnienie skrajnych i narożnych stref połączeń płyt ze słupami za pomocą elementów stalowych – rys. 13.





Rys. 12. Zarysowania przy słupach na górnej powierzchni stropu  
 Fig. 12. Crack patterns close to the columns on the upper surface of the floor slab



Rys. 13. Wzmocnienie na przebiecie w strefie słupów skrajnych i narożnych: 1 – płyta, 2 – słup, 3 – kątownik 200x200x10 mm, 4 – płaskownik grubości 12 mm, 5 – żeberka grubości 10 mm, 6 – śruby  $\phi$  20 mm, 7 – kotwy  $\phi$  16

Fig. 13. Strengthening against punching in the zone of edge and corner columns: 1 – floor slab, 2 – column, 3 – steel angle 200x200x10 mm, 4 – steel flat plate thickness 12 mm, 5 – steel stiffeners thickness 10 mm, 6 – bolt  $\phi$  20 mm, 7 – anchors  $\phi$  16

## Bibliografia

1. Godycki-Ćwirko T., Nagrodzka-Godycka K., Sikorska M.: Awaryjne zarysowanie oraz błędy projektowe stropu płaskiego hali widowiskowo-sportowej. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryjne Budowlane”. Międzyzdroje, 24 - 27 maja 2011, s. 617.

2. Kałuża M., Kubica J., Hulimka J.: Historia wzmocnień i napraw żelbetowego stropu nad garażem. XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, tom I, Międzyzdroje, 20-23 maja 2015, s. 617.
3. Pająk Z.: Stany awaryjne konstrukcji żelbetowych. „Inżynier Budownictwa”. Nr 1/2023, s. 70.
4. Pająk Z.: Skurcz betonu przyczyną uszkodzeń monolitycznych konstrukcji żelbetowych, [w:] Śliwka A., Kołodziej J. (red.): Wybrane zagadnienia teoretyczne i doświadczalne w badaniach materiałów i konstrukcji budowlanych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2017, s. 391.
5. Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe wg Eurokodu 2 i norm związanych, tom 2. PWN, Warszawa 2011, s. 197.
6. Starosolski W.: Komputerowe modelowanie żelbetowych ustrojów inżynierskich, tom I. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009, s. 92.
7. Szulborski K., Nalewajko R., Przybysz P.: Stan awaryjny konstrukcji czterech nowowznoszonych budynków mieszkalnych. XXII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”. Międzyzdroje, 17-20 maja 2005, s. 295.
8. Pająk Z.: Ekspertyza techniczna dotycząca projektowanych rozwiązań konstrukcji przebudowy i nadbudowy budynku usługowego. Bielsko-Biała 2020.
9. Pająk Z., Kłosek K.: Ekspertyza budowlana dotycząca przyczyn uszkodzeń oraz sposobu naprawy i wzmocnienia 2-poziomowego parkingu. Gliwice 2003.
10. Pająk Z., Jaśniok M.: Ekspertyza techniczna dotycząca stanu technicznego i nośności żelbetowej konstrukcji realizowanego budynku mieszkalno-usługowego. Gliwice 2007.

Łukasz SZOBLIK, Zofia DRABCZYK, Ewa CZECHOWSKA,  
Agnieszka TANISTRA-RÓŻANOWSKA  
Państwowe Muzeum Auschwitz – Birkenau, Globalny Plan Konserwacji, Oświęcim  
Krzysztof GROMYSZ  
Politechnika Śląska, Gliwice

## **ANALIZA USZKODZEŃ ŚCIAN MIESZKALNEGO BARAKU MUROWANEGO O NR INW. B136 NA TERENIE BYŁEGO KL AUSCHWITZ II-BIRKENAU**

**Streszczenie.** Murowane baraki znajdujące się na terenie dawnego obozu KL Auschwitz II-Birkenau mają wartość historyczną i objęte są ochroną konserwatorską. Jednym z nich jest barak o obecnym numerze inwentaryzacyjnym B136. W obiekcie występują liczne uszkodzenia ścian. Na zewnątrz obserwuje się głównie uszkodzenia o charakterze korozyjnym, wynikającym z ekspozycji ścian na czynniki środowiska. Uszkodzenia obserwowane na ścianach wewnętrznych wynikają z oddziaływania sił przekazywanych z dachu oraz ze sposobu posadowienia. Przeprowadzona inwentaryzacja uszkodzeń oraz analiza przyczyn ich powstania to podstawa zaplanowanych prac naprawczych.

**Słowa kluczowe:** Auschwitz II-Birkenau, murowany barak, obiekt zabytkowy, uszkodzenia ścian.

## **ANALYSIS OF DAMAGE TO THE WALLS OF A RESIDENTIAL BRICK BARRACK NO. B136 ON THE SITE OF THE FORMER KL AUSCHWITZ- BIRKENAU**

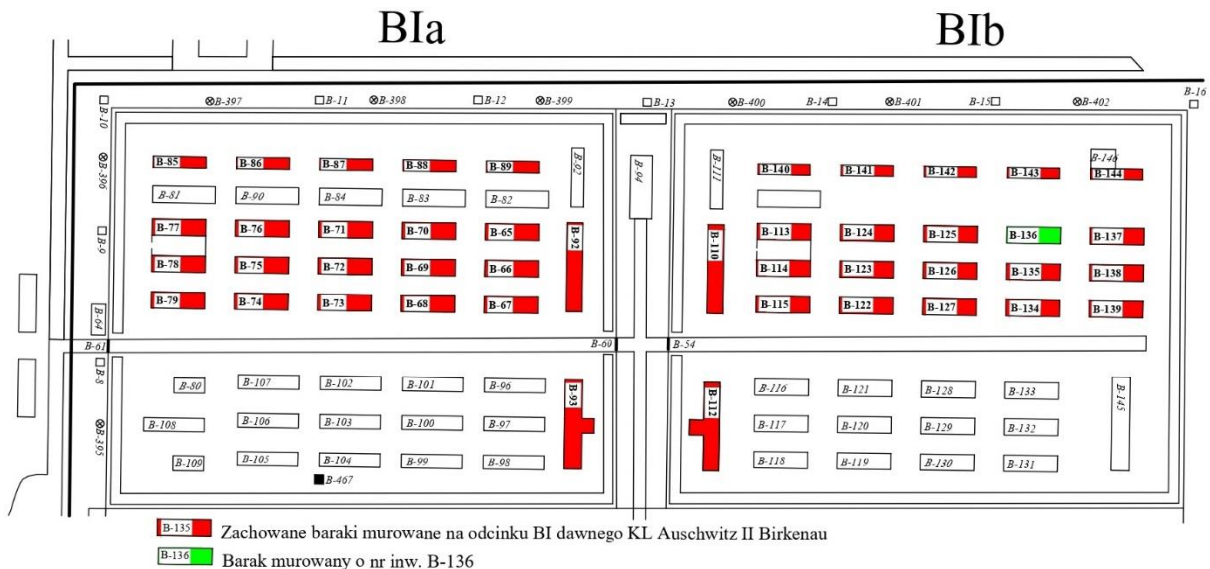
**Summary.** The brick barracks located on the site of the former KL Auschwitz II-Birkenau camp are of historical value and are under conservation protection. One of them is a barrack with the current inventory number B136. There is a lot of damage to the walls in the facility. On the outside, mainly corrosion damage resulting from the exposure of the walls to environmental factors is observed. Damage observed on internal walls results from the impact of forces transmitted from the roof and from the method of foundation. The inventory of damages and the analysis of their causes are the basis for the planned repair works.

**Keywords:** Auschwitz II-Birkenau, brick barrack, historic building, damage to the walls.

## 1. Wprowadzenie

Niemiecki nazistowski obóz koncentracyjny i zagłady Auschwitz-Birkenau funkcjonował w latach 1940 – 1945 [1]. Niniejsze opracowanie dotyczy jednego z baraków wchodzącego w skład kompleksu murowanych baraków w KL Auschwitz II-Birkenau, którego tworzenie rozpoczęto jesienią 1941 roku dla przyjęcia jeńców radzieckich [2]. Ze względu na znaczenie historyczne teren i pozostałości po dawnym obozie objęte są różnymi formami ochrony. W 1947 roku utworzone zostało Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu, które odpowiada za zabezpieczenie i konserwację terenów dawnego KL Auschwitz-Birkenau, na którym zostało utworzone, wraz ze znajdującymi się na nich zabudowaniami i urządzeniami [3]. W 1979 roku były obóz wpisano na Listę światowego dziedzictwa UNESCO, a w 1995 roku do rejestru zabytków.

KL Auschwitz II-Birkenau zajmowało powierzchnię ok. 170 ha. W trakcie powstawania podzielona została na 3 odcinki: BI, BII oraz BIII; oznaczenia te stosowane są do dziś. W czasie funkcjonowania obozu na odcinku BI znajdowało się ponad 80 obiektów (rys. 1), z czego do dzisiaj zachowało się 45. Jednym z nich jest barak oznaczony obecnie numerem ewidencyjnym B136. Obiekt został wzniesiony w 1941 roku i w czasie funkcjonowania obozu był więziarskim barakiem mieszkalnym. Podobnie jak większość baraków murowanych na odcinku BI budynek znajduje się w złym stanie technicznym. Znaczny wpływ na stan zachowania mają niestabilność konstrukcji ścian oraz liczne uszkodzenia materiału elementów tworzących konstrukcje dachu, ścian i fundamentów.



Rys. 1. Auschwitz II-Birkenau – odcinek BI z podziałem na BIa i BIb z zaznaczoną lokalizacją baraku B136

Fig. 1. Auschwitz II-Birkenau – section BI divided into BIa and BIb with the location of barracks B136 marked



Rys. 2. Brzezinka odcinek BI – widok od strony zachodniej  
Fig. 2. Brzezinka section BI – view from the west

Barak B136, podobnie jak pozostałe obiekty, wymaga przeprowadzenia znacznego zakresu prac budowlanych i konserwatorskich. Ich celem jest zachowanie historycznej i dokumentalnej wartości, jak również udostępnienie budynku zwiedzającym w taki sposób, aby umożliwić im bezpieczne obcowanie z historyczną przestrzenią. Planowane rozwiązania techniczne muszą skutecznie zabezpieczyć obiekt i służyć przede wszystkim ratowaniu historycznej substancji budynków.

Realizacja kompleksowych prac konserwatorskich w barakach murowanych na odcinku BI jest częścią Globalnego Planu Konserwacji. Plan powstał w Muzeum w 2009 roku i na podstawie stanu zachowania określił priorytetowe, długofalowe zakresy ochrony oraz grupy obiektów w Muzeum, wymagające kompleksowej konserwacji [4]. Za jedno z priorytetowych działań uznano właśnie konserwację baraków murowanych, ze względu na ich zły stan zachowania. Dzięki środkom finansowym przekazywanym od 2012 roku przez Fundację Auschwitz-Birkenau na realizację Globalnego Planu Konserwacji możliwa jest realizacja działań zmierzających do zachowania i udostępniania tych obiektów. W 2015 roku rozpoczęła się pierwsza kompleksowa konserwacja dwóch baraków murowanych znajdujących się na odcinku BIb. Prace w ramach pilotażowego projektu w terenie realizowane były przez interdyscyplinarny zespół składający się z konserwatorów zabytków, inżynierów budownictwa oraz archeologów. Trwają prace w kolejnych czterech barakach. Kompleksowej konserwacji poddany zostanie w przyszłości również barak o numerze inwentarzowym B136.

Prace konserwatorskie poprzedziło powstanie założeń konserwatorskich [5] oraz przekrojowe badania obiektów odcinka BI, jednak szczegółowe rozwiązania są wypracowywane indywidualnie dla każdego obiektu. Rozwiązania proponowane na etapie projektowania i przygotowywania programów prac konserwatorskich, weryfikowane i dopracowywane są w trakcie prowadzenia prac, na podstawie pełnej wiedzy o obiekcie, jaką często dopiero na tym etapie można o nim uzyskać. Rozpoczynając prace konserwatorskie w barakach murowanych zdawano sobie sprawę, że pogodzenie racji związanych

z zabezpieczeniem dokumentalnych wartości obiektów i ich autentyzmu z potrzebą ich udostępnienia zwiedzającym często wymagać może podejmowania kompromisowych decyzji [6]. Jako przykład takiego kompromisu wypracowanego w trakcie realizacji można przytoczyć wprowadzenie widocznych wzmocnień ścian, które mogą być jednak zdemontowane i zastąpione innym rozwiązaniem technicznym, jeśli takie pojawi się w toku rozwoju współczesnych technologii budowlanych [7].

Integralną częścią procesu planowania działań w barakach, towarzyszącą powstawaniu projektów budowlanych i programów prac konserwatorskich, jest ocena stanu zachowania, inwentaryzacja oraz określenie problemów, jakie w obiekcie występują. W zakresie związanym z planowaniem prac budowlanych szczególnie istotne są analiza stanu zachowania konstrukcji i ocena poszczególnych jej elementów, w tym w szczególności ścian. Artykuł jest próbą usystematyzowania zaobserwowanych uszkodzeń ścian baraku B136 oraz wskazania prawdopodobnych przyczyn ich powstania.

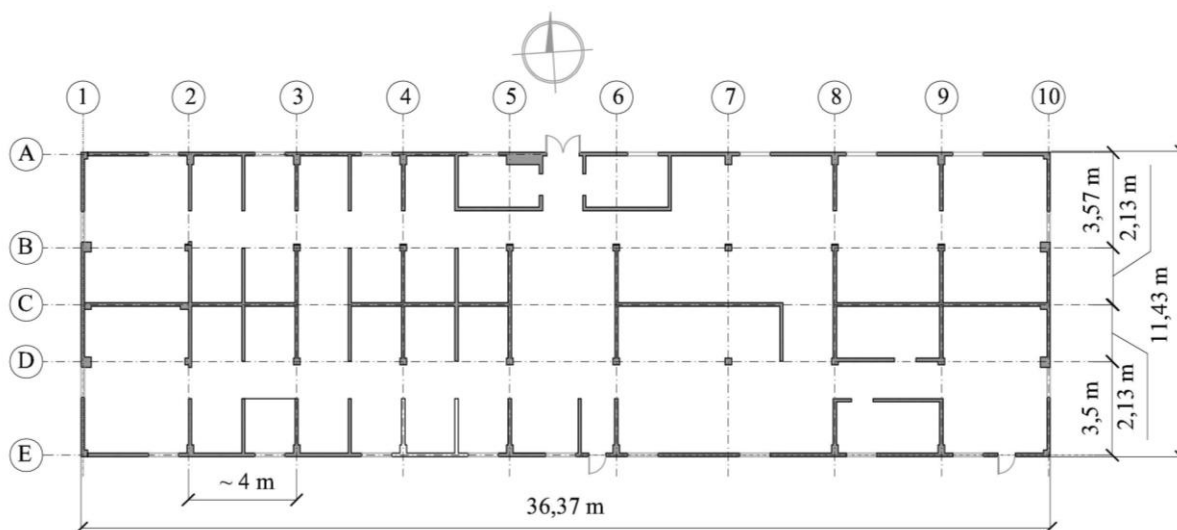
## 2. Opis baraku

Barak jest obiektem niepodpiwniczonym. Zbudowany na prostokątnym rzucie o wymiarach 36,37 m × 11,43 m i wysokości 5,50 m. Konstrukcję dachu stanowi drewniana więźba o układzie płatwiowo-kleszczowym. Wiązary główne, w skład których wchodzi słupek, para krokwi oraz para kleszczy znajdują się w osiach 2 – 9, w rozstawie około 4 m (rys. 3). Rozstaw krokwi zabudowanych między wiązarami głównymi wynosi 0,80 m. Płatwie spoczywające na słupach oraz podparte mieczami przebiegają w osiach B oraz D. Pokrycie dachu stanowi dachówka betonowa. Ściany baraku grubości 0,12 m są murowane z cegły pełnej. W poprzecznych ścianach wewnętrznych (ściany w osiach 2 – 9) wymurowano pilastry o przekroju 0,25 m × 0,25 m. Płatwie spoczywające na słupach i podparte mieczami biegną w osiach B oraz D. Na zewnętrznych ścianach podłużnych (ściany w osiach A i E) spoczywają murłaty, do których mocowane są krokwie. Wewnętrzna ściana podłużna (ściana w osi C) oraz ściany poprzeczne do zewnętrznych ścian w osiach A i E pełnią funkcję ścian usztywniających. Pozostałe ściany w baraku pełnią funkcję działową.

Ściana podłużna północna wyposażona jest w drzwi wejściowe oraz 8 okien, na stronie południowej znajduje się 9 okien o wymiarze 0,95 x 0,95 m. Otwory okienne zwiększają jej podatność na odkształcenia. Ściany szczytowe również wykonane są na szerokość 0,12 m, mają wysokość w szczycie 5,50 m, wzmocnione są dwoma filarami o wymiarach około 0,38 x 0,38 m dla każdej ściany (wschodniej i zachodniej). Filary mają wysokość 2,25 m i znajdują się w rozstawie 4,0 m. Oprócz funkcji usztywniającej są oparciem dla skrajnych słupków więźby dachowej. Tynki na ścianach występują przeważnie w pomieszczeniach funkcyjnych,

w głównym holu, w pomieszczeniach sanitarnych oraz w wybranych boksach prycz i są jedynie po wewnętrznej stronie obiektu.

Ściany baraku są zbudowane z cegieł ceramicznych pochodzących z rozbiórki okolicznych domów, budynków gospodarczych i stodoł. Powtórne użycie tych materiałów do budowy już na wstępie obniżyło rzeczywistą, początkową wytrzymałość i miało wpływ na nierównomierne starzenie się konstrukcji murowych. Warunki budowy baraków były trudne terenowo i klimatycznie. Pośpiech i brak wykwalifikowanych robotników już w trakcie budowy obiektów spowodowały błędy wykonawcze. Przekształcenia w barakach pokazują również, że założenia projektowe dopiero w trakcie pierwszych lat eksploatacji były korygowane i poprawiane. Niektóre błędy były jednak utrwalane. Przykładem tego jest wybrzuszenie ściany szczytowej, które pojawiło się również na ścianie przemurowanej w okresie powojennym, co wskazuje na powtórzenie błędów jeszcze z etapu projektowania i wykonawstwa.



Rys. 3. Rzut baraku B136

Fig. 3. Plan of barracks B 136

### 3. Uszkodzenia ścian baraków

Charakter uszkodzeń ścian jest różny, w zależności od położenia elementu. W związku z tym w kolejnych podpunktach przedstawiono uszkodzenia ścian porządkując je według miejsca obserwacji – na zewnątrz i wewnątrz.

### 3.1. Uszkodzenia obserwowane na zewnątrz

Na potrzeby analizy uszkodzeń każdą z czterech zewnętrznych ścian baraku B136 podzielono umownie na trzy poziome pasy (rys. 4), a następnie w każdym z nich zidentyfikowano charakterystyczne uszkodzenia.



Rys. 4. Podział ścian baraku na pasy – górny, środkowy, dolny

Fig. 4. The division of the walls of the barrack into sections – upper, middle, lower

Z przeprowadzonej inwentaryzacji i kwerendy wynika, że w okresie powojennym w dolnym pasie wymieniono lub przemurowano do 5 warstw cegieł na granicy między ceglany fundament a murowaną ścianą. Wynikało to najprawdopodobniej z chęci napraw uszkodzeń cegieł spowodowanych działaniem wód opadowych oraz wilgoci podciąganej kapilarnie, prowadzącej do korozji mechanicznej (rys. 5). Brak izolacji poziomej w budynku powoduje podciąganie kapilarne wody w ścianie, która w okresie zimowym zamarza w porach, rozsadzając zaprawę i cegły. Proces degradacji jest wyraźniej widoczny po stronie południowej budynku. Brak orywnowania powoduje odbijanie się wody opadowej od podłoża, co dodatkowo nawadnia dolne partie muru. Brak skutecznego odprowadzenia wody opadowej w okresach od jesieni do wiosny powoduje dłuższe zastoiny wody w obszarze fundamentów. Przez nieszczelności w ceglany fundamentcie woda dostaje się do ścian fundamentowych, podnosi wilgotność materiału ceglany, co w wieloletniej perspektywie niekorzystnie wpływa na stan techniczny murów.

Po stronie północnej w dolnej warstwie muru panują dobre warunki do rozwoju porostów i mchów, które utrzymują wilgoć w murze i powoli wrastając w mur, powodują dodatkową destrukcję oraz korozję biologiczną (rys. 6).

W pasie środkowym muru ubytki zaprawy wahają się od 5 do 50 mm, co – przy jej grubości równej 120 mm – mocno obniża nośność ściany.





Rys. 5. Stan zachowania cegieł i spoin  
Fig. 5. State of preservation of bricks and joints



Rys. 6. Uszkodzenia cegieł, rozmrożenia, mchy i porosty  
Fig. 6. Damage to bricks, thawing, mosses and lichens

W zależności od pory roku i wilgotności powietrza widoczne są przebarwienia ceglanego muru, wpływ na to ma między innymi wyprężanie materiału przez promienie słoneczne czy deszcz zacinający na ściany.

W pasie górnym zaprawa przeważnie jest oryginalna z nielicznymi powojennymi ingerencjami, polegającymi na przemurowaniu niewielkich powierzchni. Zaprawa znajduje się w dobrym stanie, nie ma ubytków spowodowanych np. wypłukaniem czy stratami spowodowanymi przez działanie mchów i porostów. Okap dachu, znajdujący się wzdłuż ścian podłużnych, chroni górny pas muru przed wodami opadowymi, co w rezultacie wpływa na lepszy stan zachowania w tej części. Ponadto pas ten jest najwyżej usytuowany, skutki podciągania kapilarnego są relatywnie mniejsze niż w pozostałych analizowanych pasach muru.

W górnym pasie występuje mechaniczny typ erozji spoin spowodowany przez owady (rys. 7). Największe nasilenie zjawiska widoczne jest po stronie północno-zachodniej na ścianach zewnętrznych. W małych otworach zagnieżdżają się owady, by złożyć jaja, z których następnie wykluje się potomstwo. Z każdym rokiem destrukcja spoiny postępuje wskutek nowych otworów i powiększania się stad owadów. Dzieje się tak dlatego, że dawne zaprawy sporządzane były na bazie gliny i piasku z niewielkim dodatkiem wapna. Dzięki nim mury zachowują zdolność do plastycznych odkształceń, co ogranicza ich pękanie. Jednak zaprawa jest na tyle miękka, że owady mogą w niej wykonywać swoje gniazda. Przez taką destrukcję spoin muru dochodzi do osłabienia ściany, jej odkształceń i postępującego zniszczenia na coraz to większych obszarach ścian w obiektach.

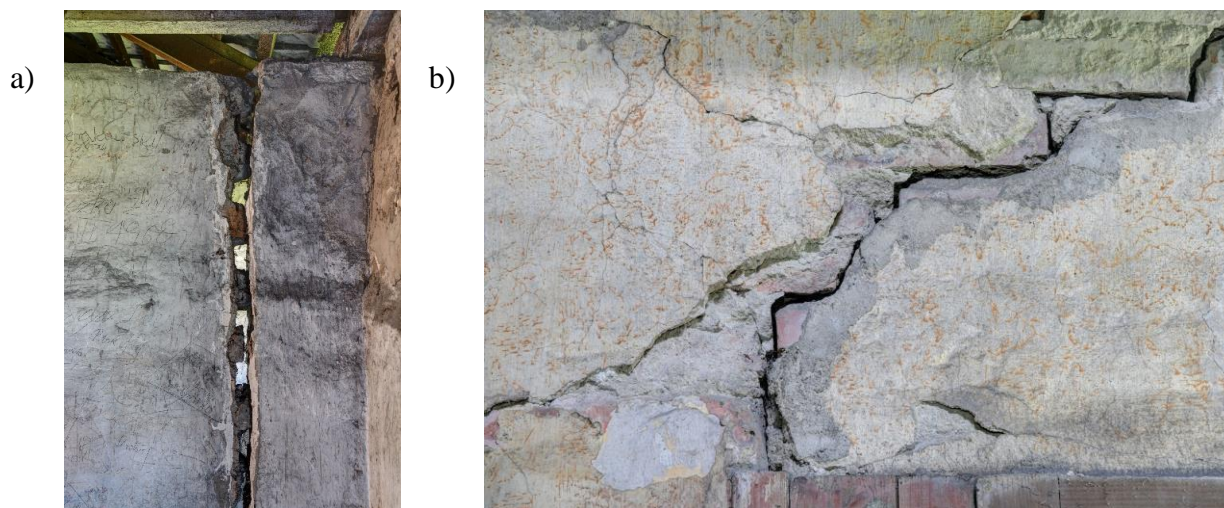


Rys. 7. Mechaniczna erozja spoiny

Fig. 7. Mechanical erosion of the weld

### 3.2. Uszkodzenia obserwowane wewnątrz baraku

Wewnątrz baraku nie obserwuje się śladów korozji biologicznej, natomiast pojawiają się liczne pęknięcia. Miejsca uszkodzeń przeważnie skoncentrowane są w obrębie naroży budynku (rys. 8a), w obszarze otworów okiennych i drzwiowych (rys. 8b), w miejscu oparcia na murlacie krokwi i w rejonie oparcia płatwi na ścianach szczytowych. Przy tak wąskich ścianach pęknięcia pojawiają się na całej szerokości muru. Uszkodzenia te spowodowane są m.in. przez obciążenia przekazywane z dachu. Dodatkowo sytuację pogarsza uszkodzona spoina między cegłami. Im większe wypłukanie spoiny, tym zagrożenie uszkodzenia i pęknięć muru jest większe. Wychylenia i wybrzuszenia murów spowodowane są również przez zerwane połączenia między ścianami zewnętrznymi a wewnętrznymi ścianami usztywniającymi.



Rys. 8. Przykłady uszkodzeń ścian obserwowane wewnątrz baraku: a) pęknięcie ściany w rejonie naroża, b) pęknięcia w rejonie otworu drzwiowego

Fig. 8. Examples of wall damage observed inside the barracks: a) cracks in the wall in the area of the corner, b) cracks in the area of the door opening

#### 4. Analiza przyczyn uszkodzeń i dalsze postępowanie z barakiem

Teren, na którym zlokalizowane są baraki dawnego KL Auschwitz II-Birkenau jest otwarty, bez naturalnych przeszkód w postaci drzew, nierówności terenu itp. W najbliższym sąsiedztwie obiektów muzeum nie występuje również zabudowa. W konsekwencji wąskie i smukłe ściany bardzo szybko reagują na warunki środowiskowe. Czynniki klimatyczne, geologiczne, korozja chemiczna, biologiczna i mechaniczna mają bardzo duży wpływ na stan techniczny murów.

Ściany zewnątrz baraku nie są otynkowane od zewnątrz, przez co narażone są bardziej na czynniki zewnętrzne, takie jak: wilgoć z powietrza, wody opadowe, mróz oraz wiatr. Wskutek tego proces degradacji i osłabienia ścian z każdym rokiem jest większy i przebiega coraz szybciej.

W latach powojennych uszkodzenia muru naprawiano przez wymianę zniszczonych cegieł, dodatkowo w niektórych barakach otynkowano cegły na styku fundamentów i ścian, układając dodatkowo izolację poziomą z papy bitumicznej. Jednak nawet przemurowanie dolnych warstw nie zatrzymuje procesu niszczenia ścian. Zabiegi wymiany zniszczonych cegieł, przeprowadzone w latach 80. XX w., zabezpieczyły mury tylko na krótki czas. W środkowym pasie mur ceglany ma liczne uszkodzenia zaprawy mineralnej. Oceniono, że 75% powierzchni zaprawy ma ubytki wynikające z procesu wypłukania kruszywa przez wody opadowe, wietrzenia oraz rozmrożenia.

Murowany barak B136 posadowiony jest powyżej strefy przemarzania. Powoduje to przemieszczenia ścian zewnętrznych względem ścian wewnętrznych. W konsekwencji w miejscach połączeń tych ścian występują pęknięcia. Ponadto obserwuje się efekty oddziaływania poziomych sił przekazywanych z więźby dachowej na ściany. Wskutek przekroczenia wytrzymałości muru na rozciąganie obserwuje się pęknięcia w ścianach poprzecznych.

## 5. Podsumowanie

Baraki murowane na odcinku BI, w tym będący przedmiotem analiz obiekt o numerze B136 są obiektami znajdującymi się w złym stanie zachowania, spowodowanym wadliwą budową, ekspozycją na agresywne warunki atmosferyczne oraz zmianami zachodzącymi w czasie, czyli naturalnymi procesami starzenia. W baraku B136 w okresie powojennym wykonywanych było wiele remontów i napraw związanych m.in. z reparacją ścian, wymianą rozmrożonych cegieł w dolnym pasie, wprowadzaniem warstw izolacji poziomej.

Wydaje się, że główną przyczyną niszczenia zewnętrznych ścian baraku jest ich zawilgocenie. Jest ono spowodowane bezpośrednim oddziaływaniem wody opadowej, kapilarnym podsiąkaniem, a także brakiem skutecznego odprowadzenia wody opadowej. Ponadto obserwuje się korozję biologiczną zapraw ścian zewnętrznych, związaną z rozwojem owadów.

Wewnętrzne ściany baraku są popękane i zdeformowane w nieodwracalny sposób. Płytkie posadowienie ścian powoduje różnice w osiadaniu oraz przemieszczenia wywołane zamarzaniem gruntu. W konsekwencji powstają pęknięcia na styku ścian zewnętrznych i wewnętrznych. Oprócz tego, zauważa się efekty oddziaływania poziomych sił przekazywanych z więźby dachowej na ściany. Wskutek tego następują przekroczenia wytrzymałości muru ścian poprzecznych na rozciąganie, co objawia się ich pękaniem.

## Bibliografia

1. Michalak W.: Oświęcim: hitlerowski obóz masowej zagłady. Wydawnictwo Interpress. Rada Ochrony Pomników Walki i Męczeństwa, Warszawa 1977.
2. Bartosik I., Martyniak Ł., Setkiewicz P.: Początki obozu Birkenau w świetle materiałów źródłowych, Oświęcim 2017.

3. Zarządzenie Ministra Kultury i dziedzictwa Narodowego z dnia 19 lutego 2013 r. w sprawie nadania statutu Państwowemu Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu Dz. U. z 2013.
4. Tanistra-Różanowska A.: Konserwacja w Miejscu Pamięci Auschwitz - Birkenau [Dostęp 28.02.2022]. Dostępny w: <http://lekcja.auschwitz.org/2021-konserwacja-pl/>
5. Łopuska A.: Założenia konserwatorskie dla baraków murowanych na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II-Birkenau, Globalny Plan Konserwacji PMAB w Oświęcimiu, 2014 (praca nieopublikowana).
6. Łopuska A.: Autentyzm versus udostępnianie. Granice kompromisów w konserwacji byłego obozu Auschwitz-Birkenau, *Protection of Cultural Heritage*, no. 3, pp. 95–106, Mar. 2017, DOI: 10.24358/ODK\_2017\_03\_07.
7. Gromysz K., Szoblik Ł., Cyrulik E., Tanistra-Różanowska A., Drabczyk Z., Jancia S.: Analysis of stabilisation method of gable walls of a barrack located at the section BI of the former KL Auschwitz II-Birkenau, *MATEC Web Conf.*, vol. 284, p. 08004, 2019, DOI: 10.1051/mateconf/201928408004.



Tadeusz URBAN, Michał GOŁDYN  
Politechnika Łódzka

## MEANDRY PROCEDUR DOTYCZĄCYCH OBLICZANIA STROPÓW ŻELBETOWYCH Z UWAGI NA PRZEBICIE

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono historię rozwoju przepisów normowych dotyczących przebicia. Omówiono pierwsze reguły dotyczące stropów grzybkowych, a także kolejne stosowane w Polsce normy, w których zagadnienie przebicia zostało ujęte w sposób bezpośredni. Scharakteryzowano również kierunki zmian, jakie w zakresie analizy przebicia przyniesienie nowy Eurokod 2. Zamieszczono przykład obliczeniowy, w którym porównano m.in. zapotrzebowanie na zbrojenie poprzeczne według różnych norm.

**Słowa kluczowe:** ustroje płytowo-słupowe, stropy płaskie, przebicie, procedury obliczeniowe, zbrojenie poprzeczne.

## MEANDERS OF THE DESIGN PROCEDURES REFFERING TO PUNCHING SHEAR OF RC FLAT SLABS

**Summary.** The paper presents the history of the development of the standard provisions concerning punching shear. The first guidelines for slabs with column heads as well as subsequent Polish standards, which included the issue of punching shear directly, are discussed. The developments that the new edition of Eurocode 2 will bring in terms of punching shear analysis are also characterised. A design example is presented, in which the demand for shear reinforcement according to various code regulations was compared.

**Keywords:** slab-and-column systems, flat slabs, punching shear, design procedures, shear reinforcement.

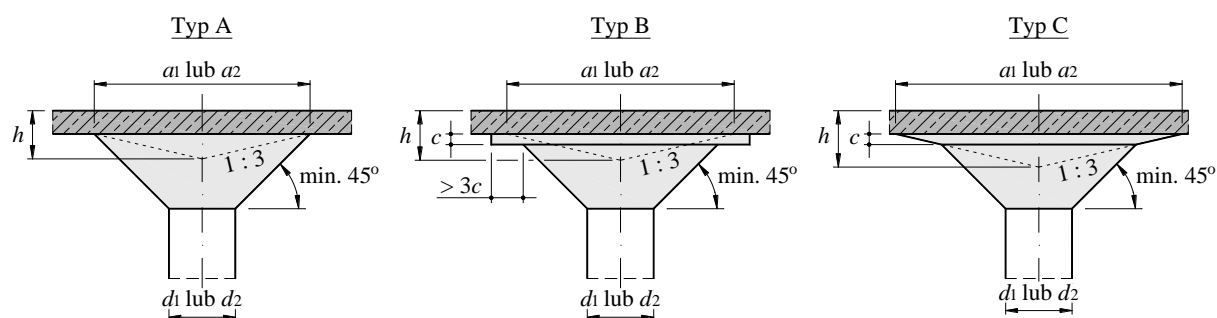
### 1. Wprowadzenie

Konstrukcje żelbetowe są stosowane od ponad 120 lat. Niektóre obiekty z początku XX wieku zostały wpisane do rejestrów zabytków. W tak długim okresie stosowania betonu

zbrojonego dokonał się znaczący rozwój zarówno pod względem teoretycznym (metod obliczeniowych), materiałowym, jak i technologicznym. Rozwój konstrukcji z betonu od początku XX wieku do chwili obecnej można prześledzić w zmieniających się przepisach normowych. Autorzy ograniczają omówienie tylko do problematyki przebiecia płaskich stropów żelbetowych i głównie do polskich przepisów normowych po drugiej wojnie światowej.

Początkowo trudno znaleźć w nich bezpośrednie odniesienie do problematyki przebiecia, jednak zagadnienie to zostało rozwiązane przez wprowadzenie odpowiednich zasad konstrukcyjnych w stropach grzybkowych. Reguły kształtowania stref podporowych w tego rodzaju stropach zostały sformułowane po raz pierwszy przez amerykańskiego inżyniera *C. Turnera* w 1905 r. [6] (patent w 1911r.) i Szwajcara *R. Maillarta*, który był również prekursorem praktycznych realizacji ze stropami grzybkowymi (magazyn w Zürichu-Giesshübel, 1910).

Na rysunku 1 pokazano zasady konstruowania stref podporowych stropów grzybkowych według polskiej normy PN-56/B-03260 [8]. Ta norma obowiązywała przez 21 lat do czasu zastąpienia jej normą PN-76/B-03264 [9] 1. stycznia 1977 r., w której to pojawiły się pierwsze przepisy dotyczące przebiecia, jednak wyłącznie w odniesieniu do stóp fundamentowych.



Rys. 1. Zasady kształtowania stref podporowych stropów grzybkowych według PN-56/B-03260 [8]  
Fig. 1. The principles of shaping support zones of the slabs with column heads according to PN-56/B-03260 [8]

Źródło: opracowanie własne

Wymiary głowicy na styku z płytą stropową powinny odpowiadać następującym wymogom:

$$0,2 \cdot l_1 \leq a_1 \leq 0,3 \cdot l_1 \text{ oraz } 0,2 \cdot l_2 \leq a_2 \leq 0,3 \cdot l_2, \quad (1)$$

gdzie  $l_1$  i  $l_2$  oznaczają osiowy rozstaw słup w obu ortogonalnych kierunkach. Dodatkowo grubość płyty nie powinna być mniejsza niż:

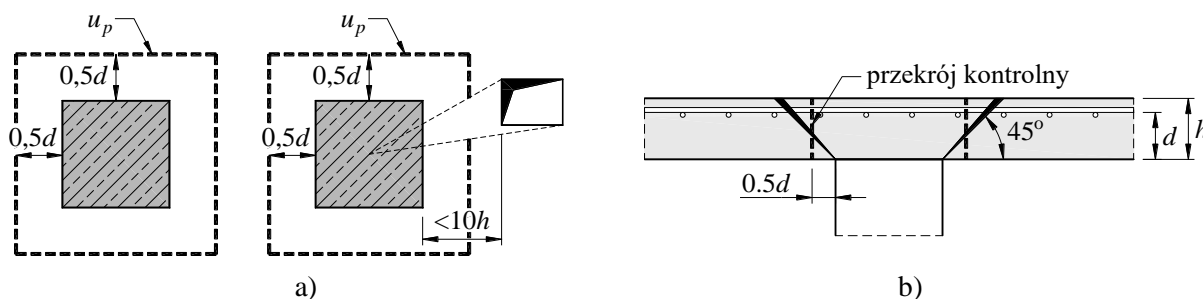
- w stropach  $t_{min} = \max(15 \text{ cm}, l_{max}/32)$ ,
- w dachach  $t_{min} = \max(12 \text{ cm}, l_{max}/40)$ ,



natomiast wymiary poprzeczne słupów powinny spełniać warunki  $d_i \geq \max(l_i/20, H/20, 30 \text{ cm})$ , gdzie  $H$  oznacza wysokość kondygnacji.

## 2. Problematyka przebiecia przed erą Eurokodów

Dopiero w normie z 1984 r. [10] pojawiają się przepisy dotyczące jednoznacznie problematyki przebiecia płaskich stropów, które nie ulegały zasadniczym zmianom w zasadzie do ostatniej edycji polskiej normy PN-B 03264 z 2002 r. [11]. Reguły te wzorowane były na zasadach amerykańskiej normy ACI-318 [1]. Obwód kontrolny ustalono w odległości  $0,5d$  od krawędzi słupa (patrz rys. 2a), co było konsekwencją założenia nachylenia rysy ukośnej pod kątem  $45^\circ$  (patrz rys. 2b).



Rys. 2. Zasady przyjmowania obwodów kontrolnych w przepisach polskich i amerykańskich: a) rzut, b) przekrój

Fig. 2. The principles of adopting the control perimeters in Polish and American code regulations: a) plan, b) cross-section

Źródło: opracowanie własne

W przypadku przekroczenia obliczeniowych naprężeń krytycznych strefę przypodporową można było wzmocnić zbrojeniem poprzecznym – strzemionami lub zbrojeniem odgiętym. Obowiązywały jednak pewne ograniczenia, które w przypadku ostatniej polskiej normy – PN-B-03264:2002 [11] – przedstawiały się następująco:

$$N_{Sd} - (g + q)A \leq N_{Rd, \max} = 1,4 f_{ctd} u_p d, \quad (2)$$

$$N_{Sd} - (g + q)A \leq N_{Rd, \max} = \sum A_{sw1} f_{ywd} + \sum A_{sw2} f_{ywd} \sin \alpha, \quad (3)$$

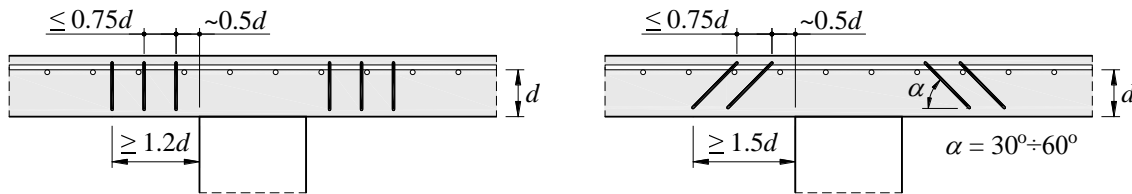
gdzie:

$\sum A_{sw1} f_{ywd}$  – sumaryczna nośność strzemion prostopadłych do płaszczyzny płyty,

$\sum A_{sw2} f_{ywd}$  – sumaryczna nośność prętów odgiętych i strzemion ukośnych.

Z wyrażenia (2) wynika, że nośność na przebiecia można zwiększyć za pomocą zbrojenia poprzecznego tylko o 40% w stosunku do nośności płyty bez takiego zbrojenia, natomiast równanie (3) sugeruje, że cała siła przebijająca musi zostać przejęta przez zbrojenie na

przebiecie. Zgodnie z warunkami konstrukcyjnymi (patrz rys. 3) zbrojenie poprzeczne musiało być sytuowane w bezpośrednim sąsiedztwie podpory.

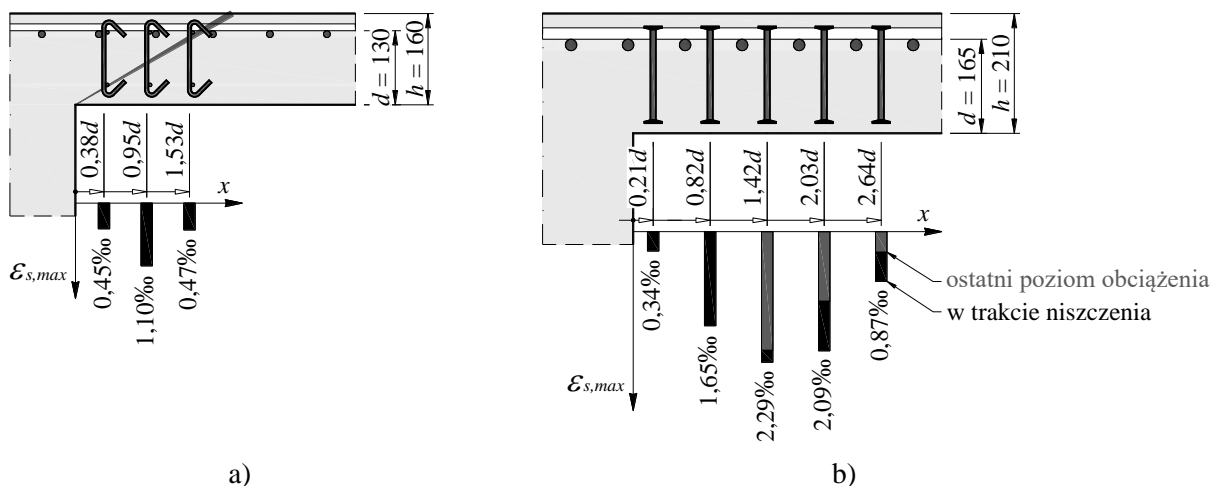


Rys. 3. Warunki rozmieszczania zbrojenia poprzecznego według PN-B 03264:2002 [11]

Fig. 3. Rules for placing shear reinforcement according to PN-B 03264:2002 [11]

Źródło: opracowanie własne

Trzeba zauważyć, że ówczesna norma uzależniała nośność na przebiecie płyt bez zbrojenia poprzecznego wyłącznie od wytrzymałości betonu i pola przekroju krytycznego. Zbrojenie główne płyty nie wpływało na obliczeniową nośność na przebiecie. W przypadku zastosowania zbrojenia poprzecznego, cała siła poprzeczna powinna być przejęta przez strzemiiona i pręty odgięte, które powinny zostać umieszczone w sąsiedztwie podpory. Norma narzucała jednocześnie minimalny zasięg obszaru, w którym należało rozmieszczać zbrojenie – było to  $1,2d$  w przypadku strzemion pionowych i  $1,5d$  w przypadku strzemion ukośnych oraz prętów odgiętych. Takie zasady znajdowały uzasadnienie w wynikach badań eksperymentalnych, które wskazywały na największą skuteczność zbrojenia umieszczonego właśnie w tym obszarze (rys. 4a). Badania Regana [16], obejmujące płyty zbrojone za pomocą trzpieni dwugłówkowych, udowodniły, że skuteczne działanie tego zbrojenia może sięgać znacznie dalej poza krawędź podpory (patrz rys. 4b). Maksymalne odkształcenia trzpieni były osiągane w odległościach  $1,42 - 2,03d$ .



Rys. 4. Wpływ lokalizacji elementów zbrojenia na przebiecie na jego wykorzystanie w stanie poprzedzającym zniszczenie: a) według badań Urbana [18] i [19], b) według badań Regana [16]

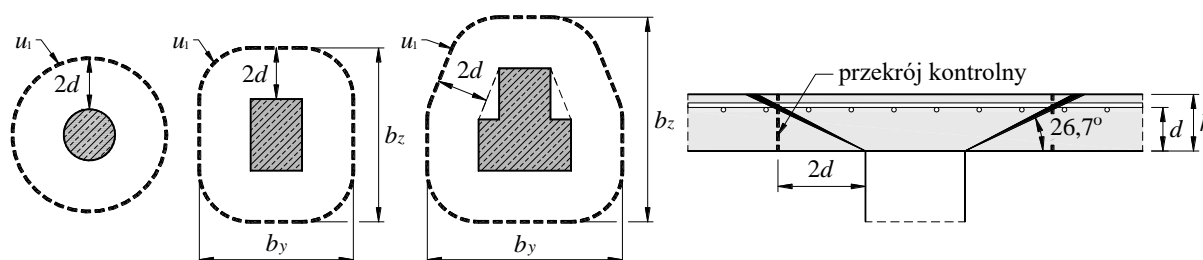
Fig. 4. The effect of the location of shear reinforcement on its utilisation in the state preceding failure: a) according to Urban's research [18] and [19], according to Regan's research [16]

Źródło: opracowanie własne

Ówczesne polskie normy [9] i [10] nie uwzględniały jednak, istotnego z punktu widzenia praktyki projektowej, problemu przebiecia mimośrodowego. W praktyce lukę tę wypełniała monografia *Ajdukiewicza i Starosolskiego* wydana w 1981 r. [3], w której autorzy zaproponowali zasady przyjęte w normach amerykańskich ACI 318. Reguły te zakładają podział momentów niezrównoważonych (przekazywanych z płyty na słup) na część przenoszoną przez zginanie  $\gamma_v \cdot M$  i ścinanie  $(1 - \gamma_v) \cdot M$ , a także liniowo zmienny rozkład naprężeń na długości obwodu kontrolnego [17].

### 3. Zmiany wprowadzone przez Eurokod 2

Eurokod 2 [12] wprowadził istotne zmiany w zasadach obliczenia i konstruowania płyt płaskich oraz fundamentów na przebieciu. Przede wszystkim zmieniono położenie obwodu kontrolnego, odsuwając go na odległość  $2d$  od krawędzi podpory – patrz rys. 5. Zabieg ten uzasadniały obserwacje czynione w trakcie badań eksperymentalnych płyt o smukłościach odpowiadających stropom stosowanym w budownictwie ogólnym, kiedy to niszczące rysy ukośne formowały się z reguły pod kątem zbliżonym do  $30^\circ$ .



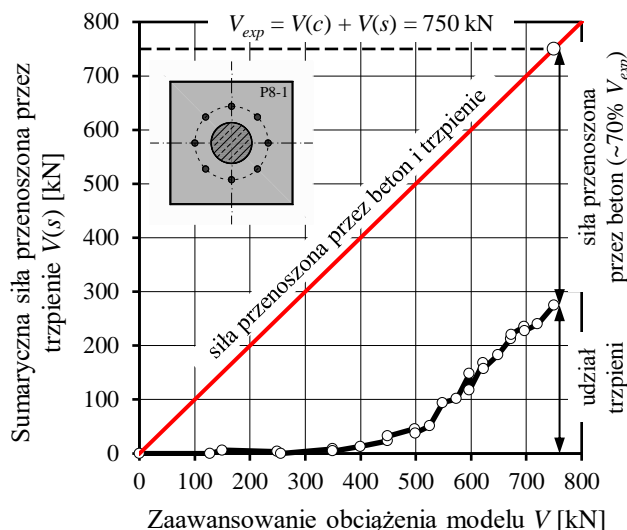
Rys. 5. Zasady przyjmowania obwodów kontrolnych słupów wewnętrznych według Eurokodu 2 [12]  
Fig. 5. The rules for adopting of the control perimeters of internal columns according to Eurocode 2 [12]  
Źródło: opracowanie własne

Istotnym problemem jest możliwość wzmocnienia strefy podporowej na przebieciu za pomocą zbrojenia poprzecznego. Przepisy Eurokodu 2 [12] nakazują, by minimalna grubość płyt, w których stosuje się zbrojenie poprzeczne wynosiła 200 mm. Wówczas możliwe jest zastosowanie strzemion lub prętów odgiętych jako zbrojenia na przebieciu, natomiast graniczne naprężenia styczne określa się zgodnie z zależnością:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha, \quad (4)$$

w której bierze się pod uwagę także udział betonu. Efektywne naprężenia w zbrojeniu na przebiecie  $f_{ywd,ef}$  zostały powiązane z wysokością użyteczną płyty  $d$ , co odzwierciedla obserwacje czynione w trakcie dotychczasowych badań eksperymentalnych – patrz rys. 6

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \quad (5)$$



Rys. 6. Interakcja betonu i zbrojenia poprzecznego według [17]

Fig. 6. The interaction of concrete and shear reinforcement according to [17]

Źródło: Opracowanie własne

Do momentu powstania rysy ukośnej udział zbrojenia poprzecznego jest równy zero. W badaniach przedstawionych w pracy [17] inicjacja ukośnego zarysowania była obserwowana przy sile wynoszącej około 70% obciążenia niszczącego. W płytach o wysokości użytecznej poniżej 200 mm naprężenia w zbrojeniu poprzecznym nie osiągały granicy plastyczności jednocześnie we wszystkich strzemiionach. Nośności na przebiecie określone przy założeniu efektywnych naprężeń w zbrojeniu według zależności (5), jak również udziału betonu na poziomie około 70% nośności płyty bez zbrojenia poprzecznego okazały się zbliżone do nośności ustalonych na drodze eksperymentalne.

Ze względu na wytrzymałość betonu płyty, nośność stref podporowych została ograniczona warunkiem dotyczącym maksymalnych naprężeń w przekroju kontrolnym na krawędzi słupa:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6)$$

w którym  $u_0$  oznacza długość najkrótszego obwodu kontrolnego (zazwyczaj równą długości obwodu słupa), a maksymalne naprężenia na tym obwodzie są równe  $v_{Rd,max} = 0,5v_1f_{cd}$ .

Maksymalne naprężenia na obwodzie  $u_0$  nawiązują do analogicznego warunku dla belek żelbetowych, jakim jest nośność krzyżulca ściskanego  $V_{Rd,max}$ . O ile w przypadku belek żelbetowych pojęcie nośności ukośnego krzyżulca ściskanego jest jak najbardziej trafne, o tyle w przypadku płyt płaskich należałoby raczej rozważać nośność strefy na styku płyty i słupa, o kształcie nawiązującym do torusa. To właśnie w tej strefie o bardzo ograniczonym zasięgu należy oczekiwać zmiążdżenia betonu, w przypadku gdy zastosowano zbrojenie poprzeczne o dużej intensywności.

Wyrażając nośność ukośnego krzyżulca ściskanego  $V_{Rd,max}$  w formie naprężeń maksymalnych działających w przekroju elementu, otrzymuje się:

$$v_{Rd,max} \approx \frac{V_{Rd,max}}{b_w z} = \frac{v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7)$$

Można zauważyć, że zakładając  $\theta = 45^\circ$ , otrzymano  $v_{Rd,max} = 0,5v_1f_{cd}$ . W tym miejscu popełniono jednak błąd, gdyż w odniesieniu do przebiecia płyt należało przyjąć  $\theta = 26,7^\circ$  i wówczas naprężenia maksymalne byłyby równe:

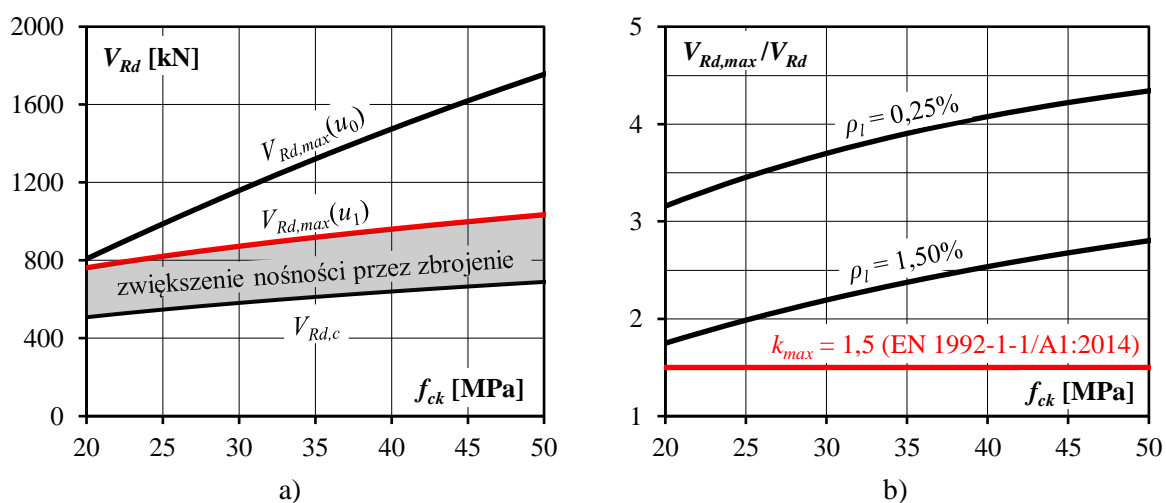
$$v_{Rd,max} = 0,4 v_1 f_{cd}. \quad (8)$$

Powyższy wzór uwzględniono w poprawce do normy, wydanej w 2010 r.

Na rysunku 7 przedstawiono możliwości wzmocnienia stref podporowych za pomocą zbrojenia na przebieciu według Eurokodu 2, w odniesieniu do płyty o wysokości użytecznej  $d = 160$  mm opartej na słupach kwadratowych o boku  $c = 400$  mm, w zależności od przyjętej wytrzymałości betonu na ściskanie. Można zauważyć, że w przypadku wysokich klas wytrzymałości betonu na ściskanie możliwe było znaczne zwiększenie nośności na przebieciu, nawet o ponad 300% (patrz rys. 7). Podejście to istotnie odbiegało od dotychczasowej praktyki projektowej i nie odzwierciedlało wyników badań eksperymentalnych. Przykładowo norma brytyjska [4] dopuszczała zwiększenie nośności za pomocą zbrojenia na przebieciu nie więcej niż o 100% w stosunku do płyty bez zbrojenia poprzecznego. Przepisy niemieckie [5] były w tym względzie bardziej restrykcyjne, bowiem nośność można było zwiększyć jedynie o 50%, przy zastosowaniu strzemion lub prętów odgiętych, pod warunkiem że grubość płyty była większa od 200 mm. Dopiero w marcu 2015 r. do polskiego wydania Eurokodu 2 wprowadzono poprawkę [13] drastycznie ograniczającą możliwość wzmocnienia płyt na przebieciu zbrojeniem w formie strzemion lub prętów odgiętych, ograniczając maksymalne naprężenia styczne w podstawowym przekroju kontrolnym do wartości:

$$v_{Rd,max}(u_1) = k_{max} v_{Rd,c}, \quad (9)$$

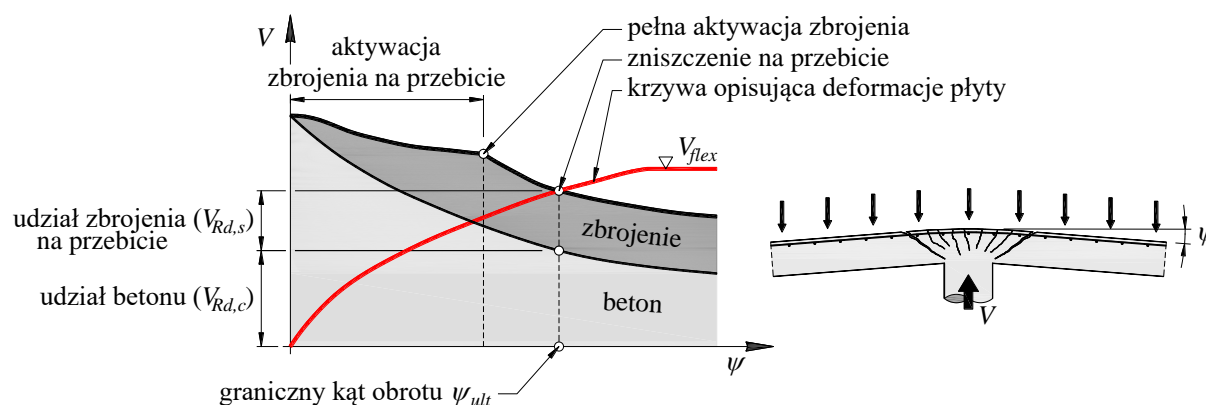
z rekomendacją przyjmowania w postanowieniach krajowych  $k_{max} = 1,5$  (patrz rys. 7a i b – linie oznaczone kolorem czerwonym).



Rys. 7. Możliwości wzmocnienia strefy podporowej za pomocą zbrojenia poprzecznego według Eurokodu 2  
Fig. 7. Possibilities of strengthening the support zone with shear reinforcement according to Eurocode 2  
Źródło: opracowanie własne

#### 4. Przebiecnie według *fib* Model Code 2010

Problematyka projektowania płyt na przebiecnie według *fib* Model Code 2010 [15] została szczegółowo przedstawiona w cyklu artykułów [20-23]. Zgodnie z tą procedurą obliczeniową nośność płyty na przebiecnie ( $V_{Rd}$ ) stanowi sumę udziału betonu  $V_{Rd,c}$  i zbrojenia poprzecznego  $V_{Rd,s}$ , jeśli takie zostało zastosowane. Ponadto dla płyt ze zbrojeniem poprzecznym nośność ogranicza się do wartości ( $V_{Rd,max}$ ) uwzględniającej skuteczność zastosowanego zbrojenia na przebiecnie i nośność betonu w strefie ściskanej. Maksymalna siła poprzeczna jaka może być przeniesiona przez element rozpatrywana jest jako funkcja kąta obrotu płyty  $\psi$  względem podpory – patrz rys. 8. Zwiększeniu deformacji towarzyszy spadek nośności związanej z udziałem betonu, co wiąże się m.in. z rozwojem zarysowania wewnątrz płyty. Jednocześnie poszerzanie się rys ukośnych prowadzi do wzrostu naprężeń w zbrojeniu poprzecznym, jeżeli takowe jest zastosowane. Osiągnięcie naprężeń równych granicy plastyczności wyznacza zatem pełną aktywację zbrojenia na przebiecnie, co wymaga jednak pewnej deformacji płyty. Zniszczenie rozpatrywanej jest jako przecięcie krzywej opisującej nośność z funkcją wyrażającą deformację płyty, powiązaną z kątem obrotu  $\psi$  (krzywa oznaczona kolorem czerwonym na rys. 8).



Rys. 8. Kryterium zniszczenia na przebiecie i zależność obciążenie – deformacja w funkcji obrotu  $\psi$   
 Fig. 8. The failure criterion and load-deformation relationship as a function of slab rotation  $\psi$   
 Źródło: opracowanie własne

W Model Code 2010 [15] powrócono do wcześniejszej koncepcji obwodu kontrolnego położonego w odległości  $0,5d_v$  od krawędzi podpory. Nośność na przebiecie płyty niezbrojonej poprzecznie określa się ze wzoru:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v = \min \left( \frac{1}{1,5 + 0,9k_{dg} \cdot \psi \cdot d} ; 0,6 \right) \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v, \quad (10)$$

w którym:

$k_{\psi}$  – współczynnik empiryczny zależny od granicznego kąta obrotu  $\psi$  oraz maksymalnej średnicy ziaren kruszywa  $d_g$ ,

$k_{dg}$  – współczynnik zależny od stosowanego kruszywa:  $k_{dg} = 32/(16 + d_g) \geq 0,75$ ; w przypadku stosowania betonu lekkiego lub betonu o wysokiej wytrzymałości należy uwzględnić możliwość pęknięcia ziaren kruszywa, ograniczającego korzystny wpływ efektu zazębienia – wówczas należy przyjmować  $k_{dg} = 2$ ,

$f_{ck}$  – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,

$\psi$  – graniczny kąt obrotu płyty.

Graniczny kąt obrotu wyznaczający zniszczenie na przebiecie można określać zgodnie z czterema poziomami aproksymacji (ang. *Levels of Approximation – LoA*). Pierwsze dwa podejścia zawierają najwięcej uproszczeń i są zalecane do stosowania przy obliczeniach wstępnych lub zgrubnej analizie konstrukcji o powtarzalnej siatce podpór, gdy stosunek rozpiętości płyty stropowej w osiach podpór w dwóch ortogonalnych kierunkach ( $l_x$  oraz  $l_y$ ) zawiera się w przedziale 0,5 - 2,0. Trzeci poziom analizy pozwala uwzględniać rzeczywiste wykorzystanie nośności na zginanie płyty w strefie podporowej i przeznaczony jest do

stosowania w typowych sytuacjach projektowych. Ostatni, czwarty poziom stosuje się w opracowaniach o charakterze eksperckim, gdy prowadzi się nieliniową analizę konstrukcji, z uwzględnieniem m.in. mechaniki pęknięcia czy też efektu usztywnienia przy rozciąganiu (*tension stiffening*). Pozwala on wykorzystać ukryte rezerwy nośności, jednak wymaga największego nakładu pracy. Porównanie wspomnianych metod obliczeń można znaleźć w artykule [20]. Graniczny kąt obrotu płyty  $\psi$  dany jest następująco:

$$\psi = \chi \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \eta, \quad (11)$$

gdzie:

$r_s$  – odległość miejsca zerowania momentów radialnych od osi podpory,

$f_{yd}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego płyty,

$E_s$  – moduł sprężystości podłużnej stali zbrojeniowej,

$d$  – średnia wysokość użyteczna płyty,

$\chi$  – współczynnik równy 1,5 lub 1,2, odpowiednio w przypadku stosowania reguł I i II lub III poziomu aproksymacji wartości kąta obrotu  $\psi$ ,

$\eta$  – współczynnik wyrażający stopień wykorzystania nośności płyty na zginanie, równy: 1,0 – w przypadku stosowania I LoA lub  $(m_{Ed}/m_{Rd})^{1,5}$  – w przypadku stosowania II lub III LoA, gdzie  $m_{Ed}$  – moment zginający na jednostkę długości pasma podporowego,  $m_{Rd}$  – graniczna nośność płyty na zginanie.

W celu zwiększenia nośności na przebicie możliwe jest stosowanie zamkniętych strzemion, prętów odgiętych, jak również trzpieni dwugłówkowych (w odróżnieniu do Eurokodu 2). Określając nośność  $V_{Rd}$ , uwzględnia się zarówno udział zbrojenia  $V_{Rd,s}$ , jak i betonu  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} . \quad (12)$$

Nośność na przebicie, wynikająca z udziału zbrojenia poprzecznego, wyrażona jest następująco:

$$V_{Rd,s} = k_e \sum A_{sw} \sigma_{swd} \leq V_{Rd,max} , \quad (13)$$

gdzie:

$k_e$  – współczynnik redukcyjny, uwzględniający wpływ nierównomiernego rozkładu naprężeń stycznych na długości obwodu kontrolnego  $b_1$ ,



$\Sigma A_{sw}$  – sumaryczne pole przekroju poprzecznego zbrojenia na przebicie, które przecina powierzchnię potencjalnego stożka przebicia i jest zlokalizowane w strefie odległej o  $0,35-1,0d_v$  od krawędzi podpory,

$\sigma_{swd}$  – efektywne naprężenia w zbrojeniu poprzecznym, zależne od obrotu płyty  $\psi$ ; do obliczeń należy przyjmować wartości nie większe niż obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej  $f_{ywd}$ ,

$V_{Rd,max}$  – maksymalna nośność na przebicie, zależna od efektywności zastosowanego zbrojenia poprzecznego, wyrażająca zdolność do ograniczania rozwarcia rysy ukośnej oraz krępowania betonu krzyżulców ściskanych.

Niezależnie od uzyskanych rezultatów Model Code 2010 wymaga, by zbrojenie poprzeczne o sumarycznym przekroju  $\Sigma A_{sw}$  zdolne było przenieść minimum 50% oddziaływania zewnętrznego  $V_{Ed}$ :

$$\Sigma A_{sw} \geq \frac{0,5V_{Ed}}{k_e f_{ywd}}. \quad (14)$$

Reguła ta w sposób wyraźny nawiązuje do postanowień amerykańskich ACI 318 [22], w których nakazuje się, by co najmniej 50% siły przebijającej zostało przejęte przez zbrojenie poprzeczne.

## 5. Przebicie według prEN 1992-1-1:2021

Obecnie trwają prace nad nowelizacją norm europejskich i choć nie są one jeszcze definitywnie zakończone, to warto zapoznać się z kierunkiem tych zmian w stosunku do obecnie obowiązujących przepisów. Zmiany zostaną omówione na podstawie projektu normy z września 2021 r. [14]. Na początek trzeba zauważyć, że reguły *fib* Model Code 2010, który w zamierzeniu miał stanowić prenormę do nowej wersji Eurokodu 2, w zakresie problematyki przebicia zostały znacząco uproszczone. Zrezygnowano między innymi z bezpośredniego odniesienia do deformacji płyty (kąt obrotu), jako wielkości opisującej nośność na przebicie. Przyjęto sposób opisu znacznie bardziej zbliżonych do znanych już reguł Eurokodu 2, wyrażając graniczne naprężenia styczne w podstawowym przekroju kontrolnym jako:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_v} k_{pb} \left( 100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck}}, \quad (15)$$

gdzie:

$\rho_l$  – średni stopień zbrojenia głównego z kierunków  $x$  i  $y$ , równy  $\rho_l = (\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y})^{0,5}$ ,

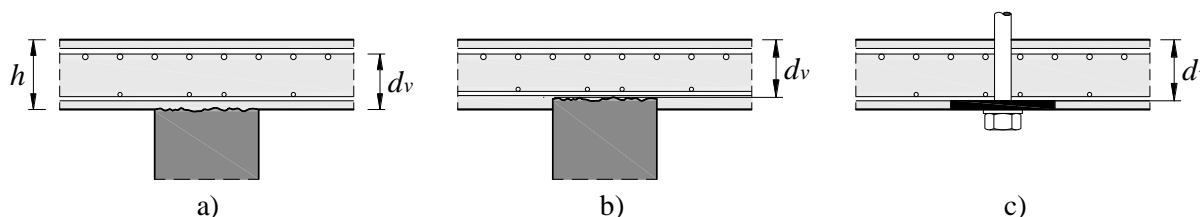
$d_v$  – wysokość efektywna przy ścinaniu (patrz rys. 9),

$k_{pb}$  – współczynnik wyrażający gradient granicznych naprężeń stycznych, zależny od relacji pomiędzy długościami podstawowego ( $b_{0,5}$ ) i najkrótszego ( $b_0$ ) obwodu kontrolnego

$d_{dg}$  – zastępczy rozmiar ziarna kruszywa opisujący profil powierzchni zniszczenia, uwzględniający rodzaj betonu i właściwości betonu (w projekcie należy w sposób wyraźny określić uziarnienie kruszywa stosowanego do betonu),

$\gamma_v$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do ścinania (równy 1,4).

Podobnie jak w [15], podstawowy przekrój kontrolny umiejscowiono w odległości  $0,5d_v$  od krawędzi podpory. Precyzyjnie zdefiniowany został przy tym sposób określania wysokości użytecznej  $d_v$ , miarodajnej do ustalania wielkości związanych z mechanizmem ścinania. Uwzględniono przypadki, w których podpora wnika w płytę (patrz rys. 9b i c), co powoduje obniżenie nośności na przebicie. Wyraźne zasygnalizowanie tego faktu w procedurze obliczeniowej jest następstwem katastrofy garażu podziemnego w Gretzenbach, która została szczegółowo omówiona w raporcie [7].

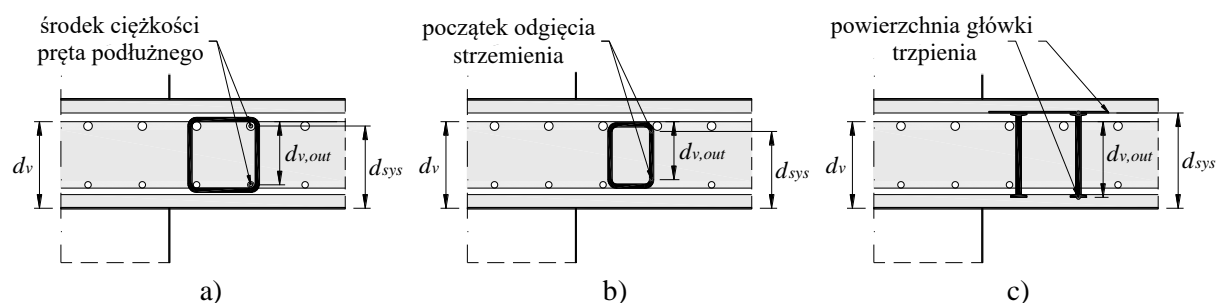


Rys. 9. Definicja wysokości efektywnej płyty  $d_v$  w obliczeniach dotyczących ścinania

Fig. 9. Shear-resisting effective depth of the slab  $d_v$  for calculations concerning shear

Źródło: Opracowanie własne

Pewną początkową konsternację w środowisku inżynierskim mogą wywołać trzy różne wysokości użyteczne, stosowane w obliczeniach dotyczących przebicia. Pierwszą z nich ( $d_v$ ) używa się przy ustalaniu naprężeń granicznych  $\tau_{Rd,c}$ , jak również naprężeń stycznych  $\tau_{Ed}$ . Wysokość użyteczna  $d_{v,out}$  stosowana jest natomiast przy ustalaniu położenia zewnętrznego obwodu kontrolnego, który definiuje obszar zbrojony na przebicie. Jest ona ściśle powiązana z przyjętym zbrojeniem na przebicie i uwzględnia skuteczność zakotwienia tego zbrojenia w strefie rozciąganej przekroju płyty, co pokazano na rys. 10. Można zauważyć, że najlepszą skutecznością charakteryzują się w tym względzie trzypiętne dwugłówkowe, które zostały dopuszczone do stosowania w płytach o dowolnej grubości. Ostatnia z wysokości efektywnych,  $d_{sys}$ , wykorzystywana jest przy ustalaniu maksymalnej nośności na przebicie i stanowi odległość pomiędzy punktami zakotwienia zbrojenia poprzecznego (patrz rys. 10).



Rys. 10. Wysokości efektywne używane w obliczeniach dotyczących przebiecia, w zależności od zastosowanego zbrojenia poprzecznego: a) strzemiona obejmujące pręty podłużne, b) strzemiona nieobejmujące prętów podłużnych, c) trzpienie dwugłówkowe

Fig. 10. Effective depths used in punching shear calculations, depending on the type of shear reinforcement used: a) stirrups embracing longitudinal bars, b) stirrups not embracing longitudinal bars, c) double-headed studs

Źródło: opracowanie własne

Graniczne naprężenia styczne w płytach zbrojonych na przebieciu ustala się zgodnie z zależnością

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \quad (16)$$

w której:

$\eta_c$  – współczynnik wyrażający udział betonu w nośności na przebieciu, równy  $\tau_{Rd,c}/\tau_{Ed}$ ,

$\eta_s$  – współczynnik wyrażający udział zbrojenia poprzecznego w nośności na przebieciu, zależny m.in. od wysokości efektywnej  $d_v$ , średnicy zbrojenia poprzecznego jak również relacji pomiędzy naprężeniami granicznymi a stycznymi,

$f_{ywd}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na przebieciu,

$\rho_w$  – stopień zbrojenia poprzecznego, zależny od przekroju pojedynczego elementu, rozstawu kolejnych obwodów zbrojenia i odległości pomiędzy elementami na jednym obwodzie.

Należy zauważyć, że w nośności na przebieciu, w odróżnieniu od dotychczasowej procedury obliczeniowej [12], uwzględnia się zmienny udział betonu i zbrojenia poprzecznego. Naprężenia graniczne  $\tau_{Rd,cs}$  nie mogą przekraczać naprężeń maksymalnych,  $\tau_{Rd,max}$ , które stanowią wielokrotność naprężeń granicznych  $\tau_{Rd,c}$  ( $\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}$ ) i są zależne m.in. od rodzaju zastosowanego zbrojenia na przebieciu.

Przygotowywany projekt Eurokodu 2 [12] ściślej precyzuje warunki stosowania zbrojenia integrującego, zabezpieczającego przed postępującą katastrofą ustrojów płytowo-słupowych. Budynki klasy konsekwencji CC2 (według prEN 1990 i wyższych) powinny mieć właściwie zakotwione zbrojenie integrujące, zdolne do przeniesienia siły równej około  $2,7V_{Ed}$  (zbrojenie klasy ciągliwości B) lub  $2,0V_{Ed}$  (zbrojenie klasy ciągliwości C), gdzie  $V_{Ed}$  oznacza reakcję podporową w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej.



Na podstawie obliczeń metodą elementów skończonych ustalono siły miarodajne do sprawdzenia przebiecia w sąsiedztwie słupa wewnętrznego (element oznaczony kolorem niebieskim na rys. 11). Decydujący okazał się zestaw sił z wiodącą reakcją  $V_{Ed}$ :  $V_{Ed} = 492,1$  kN,  $M_{Ed,x} = 7,3$  kNm,  $M_{Ed,y} = 8,6$  kNm. Ze względu na kształt słupa w dalszych obliczeniach uwzględniano wypadkowy moment niezerównoważony  $M_{Ed} = 11,3$  kNm. Obliczenia dotyczące nośności na przebiecie strefy podporowej wykonano zgodnie z regułami norm: PN-B 03264:2002 [11], PN-EN 1992-1-1 [12], *fib* Model Code 2010 [15] i prEN 1992-1-1 [14]. Najważniejsze wyniki zestawiono w tabeli 1.

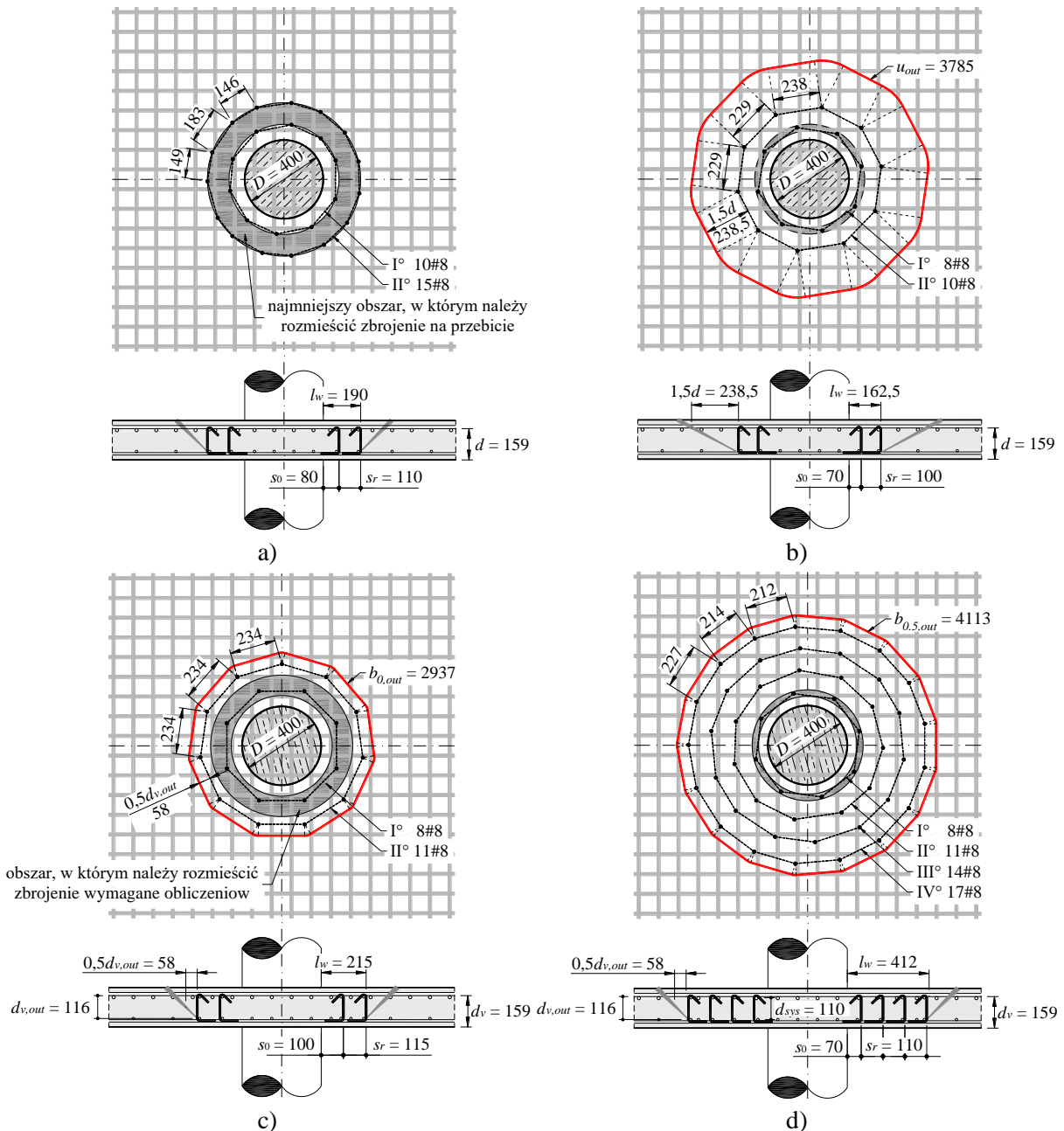
Tabela 1

Wybrane wyniki obliczeń dotyczące nośności na przebiecie w sąsiedztwie podpory B/2

Wielkość	PN-B 03264:02	PN-EN 1992-1-1	<i>fib</i> Model Code 2010	prEN 1992-1-1
Długość podstawowego obwodu kontrolnego	$u_p$ 1757 mm	$u_1$ 3257 mm	$b_1$ 1757 mm	$b_{0,5}$ 1757 mm
Długość najkrótszego obwodu kontrolnego	n/d	$u_0$ 1257 mm	n/d	$b_0$ 1257 mm
Wysokość użyteczna	obwód podstawowy	$d$ 159 mm	$d_v$ 159 mm	$d_v$ 159 mm
	obwód zewnętrzny		$d_{v,out}$ 116 mm	$d_{v,out}$ 116 mm
	nośność maksymalna		$d_v$ 159 mm	$d_{sys}$ 110 mm
Współczynnik uwzględniający wpływ momentu niezerównoważonego	$\beta$ 1,064	$\beta$ 1,042	$k_e$ 0,960	$\beta_e$ 1,045
Naprężenia styczne w podst. przekroju kontrolnym	$\tau_{sd}$ 1,854 MPa	$v_{Ed}$ 0,990 MPa	$v_{Ed}$ 1,835 MPa	$\tau_{Ed}$ 1,841 MPa
Naprężenia graniczne w podst. przekroju kontrolnym	$f_{ctd}$ 1,33 MPa	$v_{Rd,c}$ 0,854 MPa	$v_{Rd,c}$ 1,256 MPa	$\tau_{Rd,c}$ 1,455 MPa
Warunek nośności na przebiecie	$\tau_{sd}/f_{ctd}$ 1,394	$v_{Ed}/v_{Rd,c}$ 1,159	$v_{Ed}/v_{Rd,c}$ 1,459	$\tau_{Ed}/\tau_{Rd,c}$ 1,265
Naprężenia maksymalne w podstawowym przekroju kontrolnym	$\tau_{Rd,max}$ 1,854 MPa	$v_{Rd,max}(u_1)$ 1,281 MPa	$v_{Rd,max}$ 2,512 MPa	$\tau_{Rd,max}$ 2,504 MPa
Naprężenia maksymalne w najkrótszym przekroju kontrolnym	n/d	$v_{Rd,max}(u_0)$ 4,526 MPa	n/d	n/d
Naprężenia w zbrojeniu na przebiecie	$f_{yd}$ 420 MPa	$f_{yd,ef}$ 290 MPa	$\sigma_{sw}$ 410 MPa	$f_{yd,ef}$ 348 MPa
Zbrojenie na przebiecie wymiarowane obliczeniowo	$\Sigma A_{sw}$ 1247 mm <sup>2</sup>	$A_{sw}$ 288 mm <sup>2</sup>	$\Sigma A_{sw}$ 394 mm <sup>2</sup>	$\rho_w$ 0,199%
Łączne zapotrzebowanie na zbrojenie	$A_{sw,tot}$ 1250 mm <sup>2</sup>	$A_{sw,tot}$ 900 mm <sup>2</sup>	$A_{sw,tot}$ 950 mm <sup>2</sup>	$A_{sw,tot}$ 2500 mm <sup>2</sup>
Długość zewnętrznego obwodu kontrolnego	n/d	$u_{out}$ 3776 mm	$b_{0,out}$ 2931 mm	$b_{0,5,out}$ 4015 mm
Wymagany zasięg zbrojenia na przebiecie	$1,2d$ 190,8 mm	$l_{w,req}$ 162,5 mm	$l_{w,req}$ 209 mm	$l_{w,req}$ 381 mm
Udział betonu w nośności na przebiecie	0	64,7%	68,5%	62,4%
Udział zbrojenia w nośności na przebiecie	100%	35,3%	31,5%	37,6%

Źródło: opracowanie własne

Na rysunku 13 pokazano rozmieszczenie zbrojenia na przebiecie, składającego się z pojedynczych strzemion #8. Przy kształtowaniu zbrojenia kierowano się zasadami konstrukcyjnymi dotyczącymi maksymalnej odległości pomiędzy kolejnymi obwodami i pojedynczymi elementami zlokalizowanymi na obwodach zbrojenia. Przyjęty układ strzemion będzie wymuszał wprowadzenie prętów pomocniczych, stabilizujących zbrojenie poprzeczne.



Rys. 13. Rozmieszczenie zbrojenia na przebiecie wynikającego z reguł: a) PN-B 03264:2002 [11], b) PN-EN 1992-1-1 [12], c) fib Model Code 2010 [15], d) prEN 1992-1-1 [14]

Fig. 13. Arrangement of the punching shear reinforcement resulting from the calculations according to: a) PN-B 03264:2002 [11], b) PN-EN 1992-1-1 [12], c) fib Model Code 2010 [15], d) prEN 1992-1-1 [14]

Źródło: opracowanie własne

Wyniki obliczeń wykazały najmniejszy deficyt nośności względem płyty bez zbrojenia na przebiecie w przypadku stosowania reguł Eurokodu 2 (16%), podczas gdy według *fib* Model Code 2010 było to 46%. Co ciekawe, różnica ta nie przełożyła się w istotny sposób na przekrój potrzebnego zbrojenia, bowiem był on równy 900 i 950 mm<sup>2</sup>, odpowiednio w przypadku procedur [12] i [15]. Mimo bardzo uproszczonego podejścia normy PN-B 03264:2002, która nakazuje przekazanie całej siły poprzecznej za pomocą zbrojenia na przebiecie, jego wymagany przekrój był jedynie o niecałe 40% większy od wymaganego według [11].

Największe zapotrzebowanie na zbrojenie poprzeczne uzyskano w przypadku obliczeń według prenormy prEN 1992-1-1 [14] – było ono o niemal 180% większe od wymaganego według obecnie obowiązującego Eurokodu 2 [12]. Różnica ta wynikała ze względnie dużej długości zewnętrznego obwodu kontrolnego, co skutkowało potrzebą zastosowania większej liczby obwodów zbrojenia. Jedynie w przypadku obliczeń według tej procedury konieczne było zastosowanie aż czterech obwodów zbrojenia (w pozostałych przypadkach wystarczające były dwa obwody). Wymagane pole przekroju strzemion rozmieszczonych na dwóch pierwszych obwodach, wynikające z obliczonego stopnia zbrojenia poprzecznego  $\rho_w = 0,199\%$ , wynosiło 894 mm<sup>2</sup> i było niemal identyczne z zapotrzebowaniem na zbrojenie według Eurokodu 2. Warunki konstrukcyjne wymusiły wprowadzenie dodatkowych strzemion na 3. i 4. obwodzie, których sumaryczny przekrój (1500 mm<sup>2</sup>) przewyższał zbrojenie zlokalizowane w bezpośrednim sąsiedztwie słupa.

Porównując nakład pracy konieczny do wykonania obliczeń jako najmniej czasochłonną, należy wskazać normę [11]. Ze względu na przyjętą formułę, nie uwzględnia ona jednak licznych czynników wpływających na nośność przebiecia, do których zaliczyć należy przede wszystkim stopień zbrojenia podłużnego. Procedura [14], bazująca na modelu mechanicznym przyjętym w teorii krytycznej rysy ukośnej (*CSCT – Critical Shear Crack Theory*), jest niewątpliwie znacznie bardziej szczegółowa i wyrafinowana, jednak konieczność stosowania dużej liczby wielkości pomocniczych jak na przykład różne wysokości efektywne, może stanowić utrudnienie dla projektantów konstrukcji.

## 7. Podsumowanie

Przedstawiony w pracy przegląd rozwoju problematyki przebiecia płyt żelbetowych, ograniczony objętością tekstu w zasadzie tylko do polskiej normalizacji, wykazał wpływ ścierania się różnych koncepcji autorskich, czego efektem była m.in. modyfikacja położenia podstawowego obwodu kontrolnego, który ulegał przesunięciu z  $0,5d$  do  $2d$ , by po kilkunastu latach powrócić na pierwotne miejsce. Dla kontrastu można wskazać tu przepisy amerykańskie ACI 318, w których przez cały ten kilkudziesięcioletni okres przekrój kontrolny sytuowany był niezmiennie w odległości  $0,5d$  od lica słupa. Oczywiście położenie obwodu kontrolnego jest

sprawą umowną i przy odpowiednim dopasowaniu współczynników empirycznych, opisujących naprężenia krytyczne, możliwe jest uzyskanie zbliżonego poziomu bezpieczeństwa procedury obliczeniowej. Zmiany takie wprowadzają jednak zawsze zamieszanie i konsternację w środowisku inżynierów praktyków, którzy potrzebują czasu na wdrożenie się w nowe reguły obliczeń.

Ponad 50-letni okres badań problematyki przebiecia spowodował istotny rozwój wiedzy w zakresie tego zagadnienia, co owocowało wprowadzaniem poprawek i aktualizacji procedur obliczeniowych tak, by w coraz lepszy sposób opisywały wyniki uzyskane na drodze eksperymentów. Do zmian takich zaliczyć można między innymi wprowadzenie stopnia zbrojenia głównego płyty w strefie podporowej jako parametru wpływającego na nośność na przebiecie. Zdaniem autorów ważnym krokiem było również uwzględnienie interakcji betonu i zbrojenia poprzecznego w stanie granicznym nośności przebiecia, na co wskazywały dotychczasowe badania eksperymentalne. W przypadku polskich przepisów nastąpiło to jednak dopiero po wprowadzeniu Eurokodów. Postanowienia projektów nowych norm jak *fib* Model Code 2010 [15] czy prEN 1992-1-1 [14] idą w tym zakresie dalej, uzależniając udział betonu i zbrojenia poprzecznego od wielkości siły przebijającej, choć [15] wymaga, by co najmniej 50% siły przebijającej zostało przejęte przez zbrojenie poprzeczne.

W prenormie *fib* Model Code 2010 [15] postanowiono odejść od dotychczasowego podejścia empirycznego i wprowadzono model mechaniczny, bazujący na teorii krytycznej rysy ukośnej, w której to nośność na przebiecie jest bezpośrednio powiązana z deformacją płyty, wyrażoną kątem obrotu. Procedura obliczeń, obejmująca między innymi kilka poziomów aproksymacji kąta obrotu, została najpewniej uznana za zbyt wyrafinowaną z punktu widzenia stosowania w praktyce projektowej. Z tego względu w procedowanej obecnie kolejnej edycji normy europejskiej prEN 1992-1-1 [14] wprowadzono wiele uproszczeń, jednak niestety zamierzenia jej autorów idą nadal bardzo daleko w kierunku uszczegółowienia zagadnienia przebiecia. Zdaniem autorów wątpliwości u projektantów budzić może:

- zróżnicowanie częściowych współczynników bezpieczeństwa w zależności od rozważanego zagadnienia – ścinanie, zginanie,
- zróżnicowanie wysokości efektywnych – w normie pojawiają się cztery różne wielkości:  $d$ ,  $d_v$ ,  $d_{v,out}$  i  $d_{sys}$ ,
- konieczność uwzględniania w obliczeniach uziarnienia stosu okruszowego kruszywa stosowanego w betonie.

Warto też zauważyć, że duża liczba szczegółowych informacji doprowadziła do znacznego zwiększenia objętości norm. O ile w przypadku dawnej polskiej normy PN-B 03264:2002 [11] przebieciu poświęcono łącznie około 5 stron (zasady dotyczące obliczania oraz konstruowania zbrojenia poprzecznego), o tyle zagadnienie to omówiono w Eurokodzie 2 [12] na 10 stronach. W przypadku projektu normy prEN 1992-1-1 [14] przedstawienie wszystkich reguł dotyczących przebiecia wymagało około 15 stron.



Za niezwykle pozytywny akcent nowej edycji Eurokodu należy uznać wprowadzenie możliwości projektowania zbrojenia na przebiecie w formie trzpieni dwugłówkowych, które ze względu na łatwość aplikacji było najczęściej stosowane na budowach. Dotychczasowa norma [12] w takich przypadkach odsyłała do odpowiednich Europejskich Aprobatach Technicznych (ETA), ograniczając tym samym możliwość stosowania trzpieni między innymi w płytach z lekkiego betonu kruszywowego – choć badania eksperymentalne nie wykazały ich ograniczonej skuteczności w tego rodzaju elementach [24]. Na korzyść procedury [14] należy zaliczyć również uszczegółowienie zaleceń i uproszczenie procedury obliczania współczynnika  $\beta$ , zwiększającego siłę przebijającą, który uwzględnia wpływ mimośrodowej wypadkowej siły przebijającej względem środka ciężkości obwodu kontrolnego. Zrezygnowano ze stosowania wskaźnika podstawowego obwodu kontrolnego  $W_1$ , którego obliczanie metodą ogólną, zwłaszcza w przypadku podpór skrajnych, było bardzo kłopotliwe i czasochłonne.

Podsumowując, można stwierdzić, że wprowadzenie kolejnej generacji Eurokodu 2 [12] do praktyki projektowej niewątpliwie będzie wymagało przygotowania opracowań wyjaśniających niektóre jej zawłości. Złożoność procedur będzie z pewnością wymuszała korzystanie z komputerowych narzędzi wspomagających, takich jak kalkulatory obliczeniowe, bez których dobór zbrojenia na przebiecie będzie bardzo czasochłonny. Jak pokazują dotychczasowe doświadczenia, nadchodząca „dobra zmiana” nie będzie jednak na pewno ostatnią.

## Bibliografia

1. ACI 318-63 Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, June 1963.
2. ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022). American Concrete Institute, Detroit, Michigan 2019.
3. Ajdukiewicz A., Starosolski W.: Żelbetowe ustroje płytowo-słupowe. Arkady, Warszawa 1981.
4. BS 8110 Structural use of concrete, Part 1. Code of practice for design and construction, British Standard Institution, March 1997.
5. DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
6. Gasparini D.A.: Contributions of C.A.P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905-1909. “Journal of Structural Engineering”, vol. 128, no. 10, October 2002, p. 1243-1252.
7. Muttoni A., Fürst A., Hunkeler F.: Deckeneinsturz der Tiefgarage am Staldenacker in Gretzenbach. Technical Reports, IBETON, November 2015.
8. PN-56/B-03260 Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Warszawa 1956.

9. PN-76/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Polski Komitet Normalizacji i Miar, Warszawa 1976.
10. PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Wydawnictwa Normalizacyjne „Alfa”, Warszawa 1984.
11. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2002.
12. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008.
13. PN-EN 1992-1-1:2008/A1. Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków – Zmiana do normy Europejskiej EN 1992-1-1:2004/A1:2014. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2015.
14. prEN 1992-1-1:2021. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules – Rules for buildings, Bridges and civil engineering structures. European Committee for Standardization, Brussels 2021.
15. Pre-norma konstrukcji betonowych: fib Model Code 2010. Tom 2. Tł. pol. i koordynacja nauk. Andrzej Ajdukiewicz. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014.
16. Regan P.E.: Double Headed Studs as Shear Reinforcement Tests of Slabs and Anchorages for DEHA Ankersysteme GmbH. University of Westminster, London, August 1996.
17. Urban T.S.: Przebicie w żelbecie. Wybrane zagadnienia. Zeszyty Naukowe nr 959, Politechnika Łódzka, Łódź 2005.
18. Urban T.: Skuteczność zbrojenia poprzecznego wiotkiego na przebicie. XXXIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1993, s. 233-240.
19. Urban T.: Zbrojenie poprzeczne stref przysłupowych. Badania i analiza wytrzymałościowa. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4, 2003, s. 208-214.
20. Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Przebicie według Model Code 2010. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 11, 2014, s. 608-611.
21. Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Przykład obliczania płyty na przebicie w strefie słupa krawędziowego według Model Code 2010 i Eurokodu 2. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 8, 2016, s. 441-447.
22. Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Przykład obliczania płyty na przebicie w strefie słupa narożnego według Model Code 2010 i PN-EN 1992-1-1. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 12, 2016, s. 649-655.
23. Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł.: Przykład obliczania płyty na przebicie w strefie słupa wewnętrznego według Model Code 2010 i PN-EN 1992-1-1. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4, 2015, s. 182-186.
24. Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł., Sowa Ł.: Experimental investigations on punching shear of lightweight aggregate concrete flat slabs. „Engineering Structures”, vol. 197, 109371, 2019, p. 1-15.

Barbara WIECZOREK  
Politechnika Śląska, Gliwice

## **ANALIZA NUMERYCZNA ŻELBETOWEGO POŁĄCZENIA PŁYTY ZE SŁUPEM USYTUOWANYM OSIOWO**

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych centralnego połączenia płyty ze słupem, w których zastosowano dodatkowe zbrojenie zabezpieczające konstrukcję przed katastrofą postępującą zgodnie z zaleceniami norm PN-EN 1991-1-7:2008 oraz PN-EN 1992-1-1:2008. Przepisy dotyczące konieczności takiego wzmocnienia zawarte są również w normach amerykańskiej (ACI 318) i kanadyjskiej (CSA A23.3) oraz w Biuletynie FIB (MC2010). Uzyskane wyniki badań porównano z obliczeniami opartymi na przestrzennym modelu numerycznym, reprezentującym analizowane zjawisko. Wyniki analizy zostały zebrane we wnioskach.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje żelbetowe, połączenie płyta-słup, przebicie płyty, modelowanie numeryczne.

## **NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE CONNECTION THE SLAB WITH THE COLUMN POSITIONED AXIALLY**

**Summary.** The paper presents the results of laboratory tests of the central connection of the slab with the column, in which additional reinforcement was used to protect the structure against progressive collapse in accordance with the recommendations of PN-EN 1991-1-7:2008 and PN-EN 1992-1-1:2008. Provisions regarding the necessity of such reinforcement are also included in the American (ACI 318) and Canadian (CSA A23.3) standards and in the FIB Bulletin (MC2010). The obtained test results were compared with calculations based on a spatial numerical model representing the analyzed phenomenon. The results of the analysis have been summarized in conclusions.

**Keywords:** reinforced concrete structures, slab-column connection, punching of the slab, numerical modeling.

## 1. Opis problemu

Ustroje szkieletowe typu płyta-słup występują w zasadzie we wszystkich rodzajach obiektów budowlanych. Obecnie praktykowane technologie budownictwa i względy użytkowe wymuszają na ogół stosowanie płaskich stropów bez głowic, w których zjawisko przebiccia płyty jest podstawowym do rozpatrzenia zagadnieniem związanym z bezpieczeństwem konstrukcji. Na podstawie licznych badań powstały uproszczone metody inżynierskie, które zostały opisane w wielu pracach naukowych i stanowiły podstawę sformułowania procedur obliczeniowych dla tego typu konstrukcji.

Obecnie rozwój metod komputerowych wspomaganie obliczeń metodą elementów skończonych umożliwia precyzyjniejsze, zwłaszcza w zakresie analizy liniowo-sprężystej, określanie sił wewnętrznych w ustrojach płytowo-słupowych o dowolnej siatce słupów. Istotnym jednak problemem ustrojów płytowo-słupowych była i nadal pozostaje strefa przysłupowa, gdzie występuje koncentracja momentów zginających i sił ścinających.

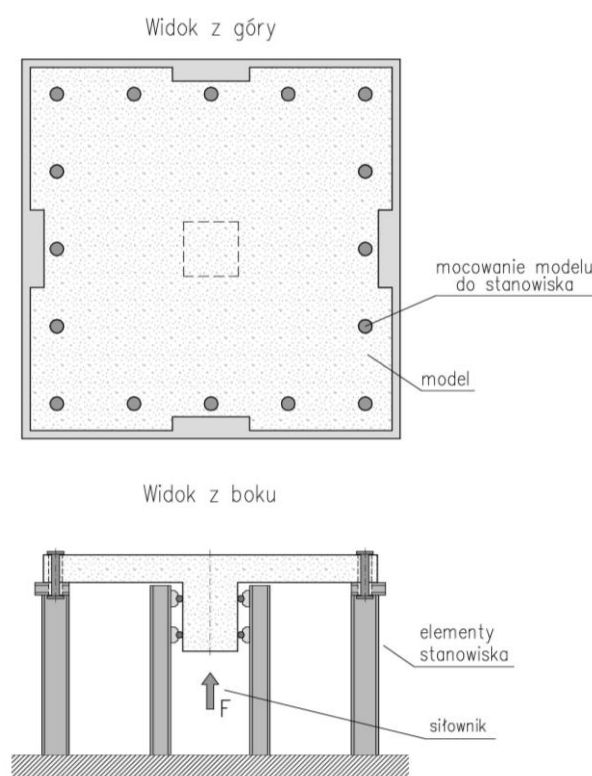
W świetle dotychczasowych badań, poznane są dość dobrze właściwości mechaniczne struktury oraz praca statyczna betonu i zbrojenia w strefie przypodporowej ustrojów słupowo-płytowych. Opracowane są zasady projektowania takich stref konstrukcji. Praca tego typu konstrukcji w zakresie obciążeń bliskich obciążeniom niszczącym wymaga jednak precyzyjnego zrozumienia, z uwagi na ich konsekwencje dla bezpieczeństwa tego rodzaju struktur. Zniszczenie strefy podporowej ustrojów płytowo-słupowych przez przebiccie płyty powoduje, że w trakcie opadania stropu odrywane jest ku górze przysłupowe zbrojenie górne. Jedynym elementem zdolnym powstrzymać rozwój katastrofy jest zbrojenie dolne, które nie jest odrywane, a przeciwnie – dociskane do betonu słupa i płyty. Pewne propozycje rozwiązań w tym zakresie ujęto jedynie w ACI 318 [7] i CSA A23.3 [8] oraz MC 2010 [9]. W literaturze odnotowanych jest kilkanaście katastrof ustrojów płytowo-słupowych, gdzie nieodpowiednio skonstruowane zbrojenia podporowe doprowadziło do całkowitego zniszczenia obiektu, co potwierdza istotę problemu.

W celu oceny rezerw nośności strefy podporowej po zniszczeniu jej przez przebiccie płyty, przeprowadzone zostały badania eksperymentalne modeli w skali zbliżonej do naturalnej. Badania te obejmowały modele stanowiące fragment przysłupowej, wewnętrznej strefy typowego monolitycznego ustroju płytowo-słupowego. Modele stanowiły część połączenia płyta-słup w strefie wewnętrznej typowej, monolitycznej konstrukcji płytowo-słupowej. W każdym z nich, oprócz dwóch równoległych siatek zbrojeniowych przy górnej i dolnej powierzchni płyty, wg zaleceń ACI 318 [7] i CSA A23.3 [8], zastosowano dodatkowe zbrojenie dolne w postaci prętów krzyżujących się bezpośrednio nad słupem. Opis modeli badawczych i uzyskane wyniki badań przedstawione zostały w publikacjach [1], [2]. Analizę zachowania się całego ustroju płytowo-słupowego, w którym zastosowano dodatkowe zbrojenie tego typu, przeprowadzono na modelach w skali 1:2 [3], [4], [5].

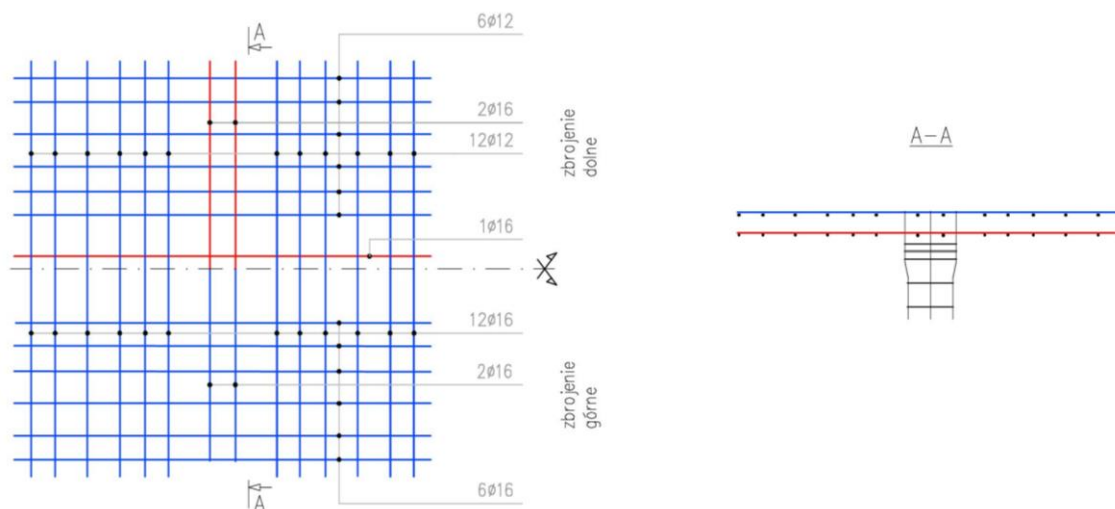
## 2. Charakterystyka modelu

Rozważania oparto na rzeczywistej konstrukcji płytowo-słupowej o siatce słupów  $6 \times 6$  m, z wymiarami geometrycznymi i zbrojeniem określonym zgodnie z zasadami norm. W badaniach eksperymentalnych analizowano zachowanie strefy podporowej dla centralnego połączenia płyta-słup [1], [2], w którym zastosowano (zalecane przez normy) dodatkowe zbrojenie zabezpieczające konstrukcję na wypadek sytuacji awaryjnej. Model testowy przyjęto jako fragment płyty żelbetowej połączonej ze słupem.

Model badawczy składał się z kwadratowej płyty o wymiarach  $2,65 \times 2,65$  m, grubości 20 cm z usytuowanym od dołu słupem o kwadratowym przekroju poprzecznym  $40 \times 40$  cm i wysokości 50 cm (rys. 1). Zbrojenie modelu składało się z podłużnych, prostych prętów zbrojeniowych, odpowiednio o średnicy 12 mm w warstwie dolnej oraz o średnicy 16 mm w warstwie górnej (rys. 2). Dodatkowo nad słupem wprowadzono dołem w każdym z kierunków po dwa pręty  $\varnothing 16$  klasy C ( $\varepsilon_{uk} > 7$ ), wg EC 2 [12]. Szczegółowy opis modelu i stanowiska badawczego oraz przebiegu badań przedstawiono w pracach [1], [2].



Rys. 1. Schemat modelu i stanowiska w badaniach eksperymentalnych  
Fig. 1. Scheme of the model and test stand in experimental research  
Źródło: opracowanie własne



Rys. 2. Rysunek konstrukcyjny zbrojenia modelu  
 Fig. 2. Model reinforcement construction drawing  
 Źródło: opracowanie własne

### 3. Model numeryczny

Na podstawie badań eksperymentalnych [1], [2] opracowano model numeryczny. Jego wymiary geometryczne oraz sposób podparcia i obciążenia przyjęto takie samo jak w modelu badawczym. Model numeryczny opracowano przy zastosowaniu programu ANSYS.

Symulację numeryczną połączenia płyta-słup przeprowadzono z zastosowaniem 8-węzłowych, przestrzennych elementów skończonych *Solid65* o 24 stopniach swobody (przemieszczenia każdego węzła w trzech wzajemnie prostopadłych kierunkach). W przeprowadzonej analizie do opisu zachowania się betonu zastosowano wieloparametrowy model materiałowy *Concrete*, który umożliwia modelowanie materiałów zdolnych do pęknięcia przy rozciąganiu i kruszenia przy ściskaniu. Kryterium zniszczenia betonu w wyniku wieloosiowego stanu naprężenia wyraża się w postaci przedstawionej przez [6]. Parametry tego modelu przyjęto na podstawie badań materiałowych, zamieszczonych w [1], [2]. Zbrojenie płyty modelowane było w sposób dyskretny 2-węzłowymi elementami prętowymi *Beam188* z sześcioma stopniami swobody w każdym węźle. Element ten oparty jest na teorii belek Timoshenki, która zapewnia, że po odkształceniu przekrój pozostaje płaski i niezniekształcony. Do odzwierciedlenia zachowania się stali zbrojeniowej przyjęto niesprężysty model ze wzmocnieniem izotropowym, którego parametry opisane zostały kryterium von Missesa. W analizie założono pełną współpracę pomiędzy liniowymi elementami zbrojenia a przestrzennymi elementami betonu, przez przyjęcie zgodności przemieszczeń ich węzłów.

Właściwości materiałowe betonu i stali zbrojeniowej, które zostały zastosowane w obliczeniach, zestawiono w tabelach 1 i 2. W analizie zastosowano parametry modeli betonu i stali na podstawie badań materiałowych, które podano w [1], [2].

Tabela 1

Właściwości stali do kalibracji modelu numerycznego  
Steel properties for calibration models

Właściwości materiału	Typ elementu - <i>Beam188</i>	
	liniowe izotropowe	E
$\nu$		0,3
wieloliniowe wzmocnienie izotropowe	Odształcenie [%]	Naprężenie [MPa]
	0,31398	543,33
	0,42810	553,59
	2,45154	557,36
	2,61204	567,25
	4,85298	619,59
	6,93426	643,49
	9,98420	652,87
13,64770	656,79	

Źródło: opracowanie własne

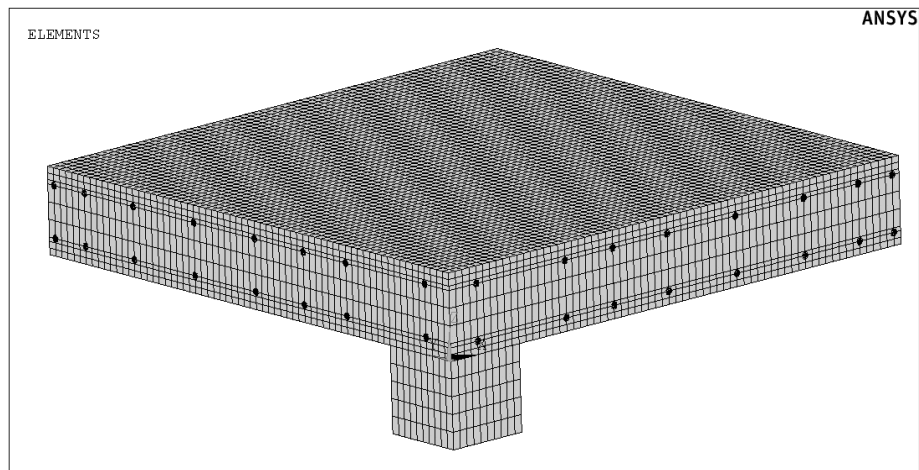
Tabela 2

Właściwości betonu do kalibracji modelu numerycznego  
Concrete properties for calibration models

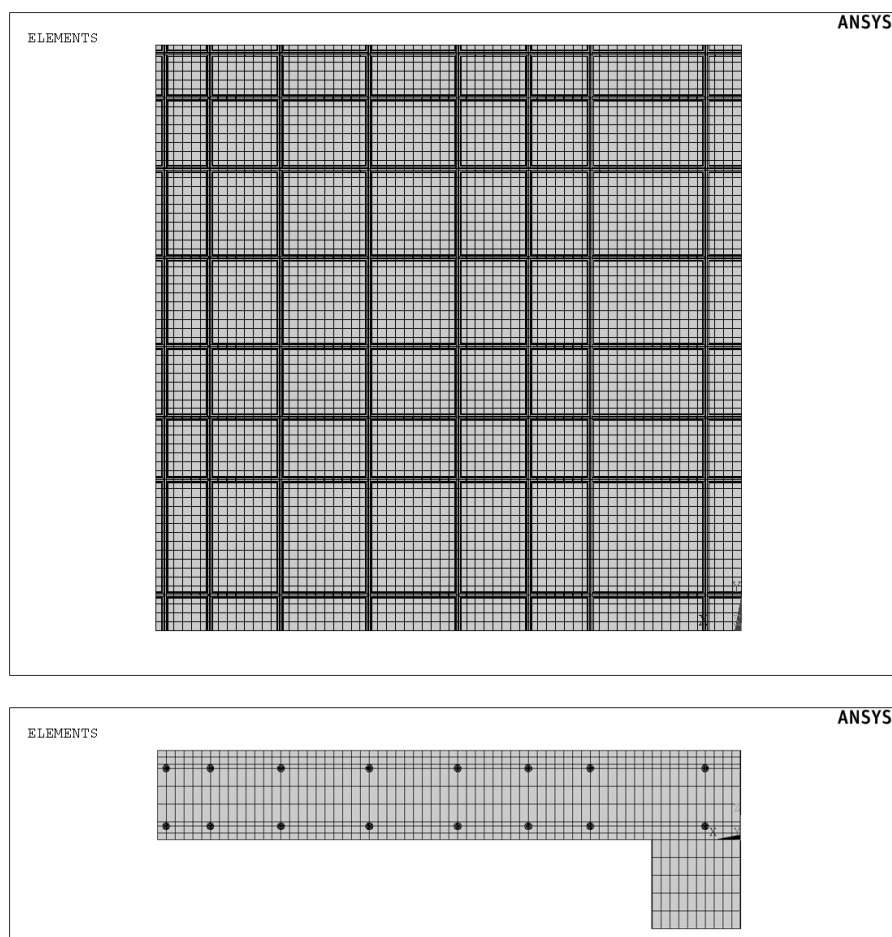
Właściwości materiału	Typ elementu - <i>Solid65</i>	
	liniowe izotropowe	E
$\nu$		0,2
wieloliniowe wzmocnienie izotropowe	Odształcenie [-]	Naprężenie [MPa]
	0,00035	10,08
	0,0005	13,67
	0,001	23,12
	0,0015	24,83
	0,002	25,49
naprężenie przy rozciąganiu	2,04 MPa	

Źródło: opracowanie własne

W analizie numerycznej wykorzystano symetrię konstrukcji względem dwóch pionowych płaszczyzn przechodzących przez środek słupa. Podział ustroju na elementy skończone był dostosowany do rozmieszczenia prętów zbrojeniowych. Widok fragmentu konstrukcji z podziałem na elementy skończone pokazano na rys. 3 i 4.



Rys. 3. Widok podziału na elementy skończone w modelu numerycznym – ¼ modelu  
 Fig. 3. View of division into finite elements in the numerical model – ¼ model  
 Źródło: opracowanie własne



Rys. 4. Rozmieszczenie prętów zbrojeniowych w modelu numerycznym, w widoku z góry i w przekroju – ¼ modelu  
 Fig. 4. Arrangement of the reinforced bars in the numerical model in view from above and in cross section – ¼ model  
 Źródło: opracowanie własne

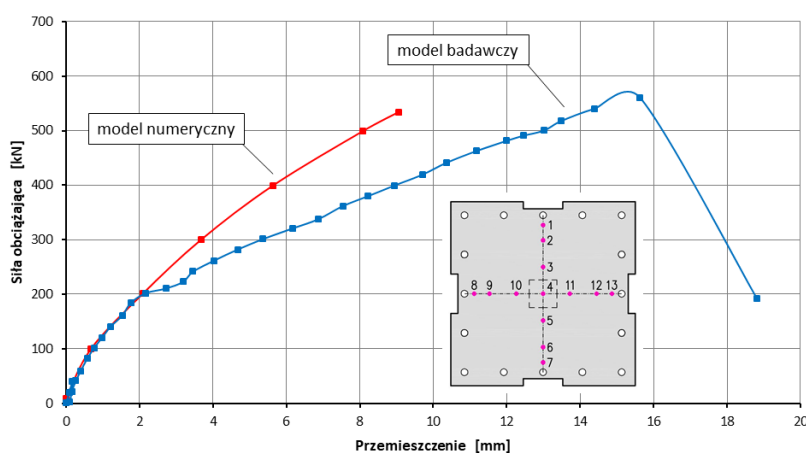


Analiza numeryczna była prowadzona za pomocą systemu *ANSYS*. Procedura prowadzenia obliczeń miała charakter przyrostowo-iteracyjny. W prowadzonych obliczeniach symulacyjnych obciążenie było przykładane u podstawy słupa przez obciążenie pionowe, którego krok został przyjęty o wielkości 0,06 kN.

Podparcie modelu wykonano przez zablokowanie przemieszczeń pionowych w węzłach zlokalizowanych w punktach odpowiadających zamocowaniu modelu badawczego do stanowiska w trakcie badań [1], [2].

#### 4. Synteza wyników

W wyniku przeprowadzonych symulacji numerycznych, odzwierciedlających badania laboratoryjne modelu przedstawionych w pracy [1], [2], uzyskano między innymi porównanie wartości pionowych przemieszczeń górnej powierzchni płyty. Na rys. 5 przedstawiono porównanie zależności obciążenie-przemieszczenie uzyskane za pomocą symulacji numerycznej z krzywą eksperymentalną. Można zauważyć, że przewidziane na drodze teoretycznej obciążenie graniczne wynoszące 534,0 kN dość dobrze zgadza się z wynikami doświadczenia, w których siła przebijająca miała wartość 560,6 kN [1], [2]. Uzyskane różnice w wartości sił i przemieszczeń na powierzchni płyty są prawdopodobnie efektem podatności stanowiska badawczego, połączenia stanowiska ze stropem laboratorium oraz połączenia modelu badawczego ze stanowiskiem. W modelu numerycznym efekt ten nie występuje.

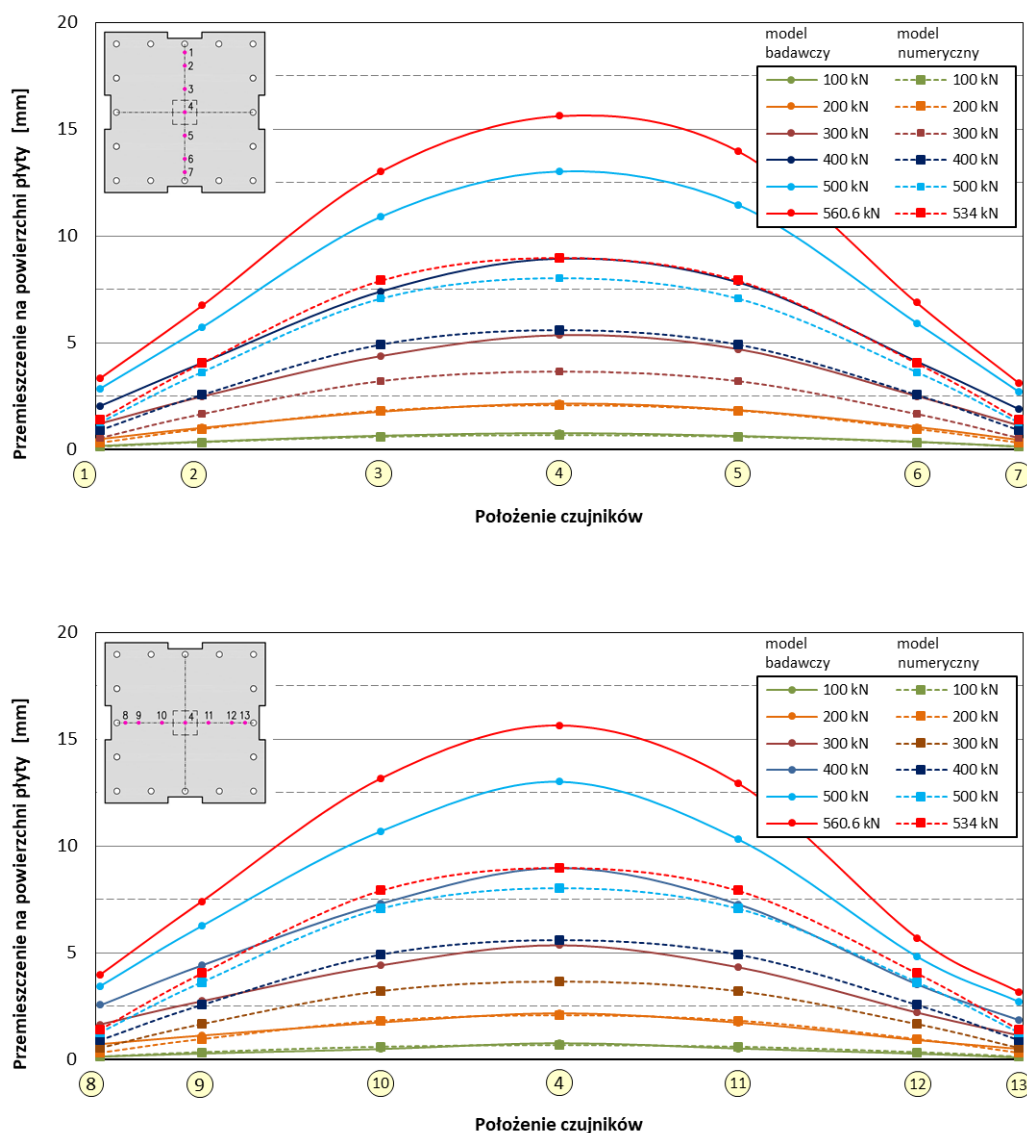


Rys. 5. Porównanie pionowych przemieszczeń środka płyty uzyskanych numerycznie z wynikami eksperymentalnymi w funkcji obciążenia

Fig. 5. Comparison of the vertical displacements of the slab center obtained numerically with the experimental results as a function of the load

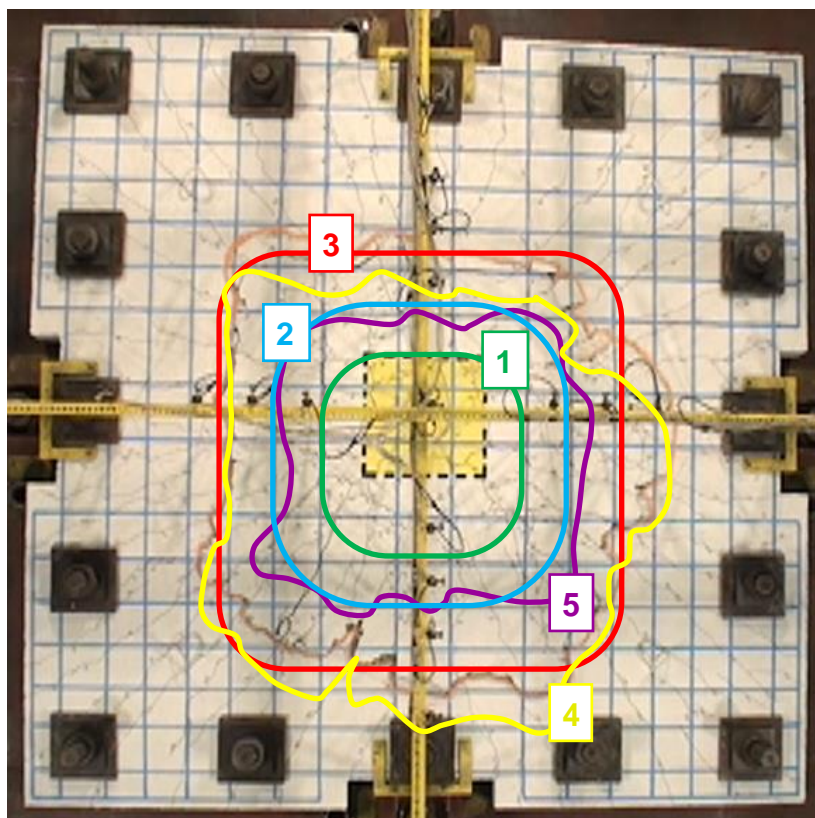
Źródło: opracowanie własne

W kolejnym etapie analizy przeprowadzono porównanie pionowych przemieszczeń na górnej powierzchni badanego modelu z wynikami obliczeń. W czasie badań na każdej z osi modelu było umieszczonych 7 czujników indukcyjnych o zakresie pomiarowym  $\pm 50$  mm [1], [2]. Porównanie pionowych przemieszczeń przy wybranych poziomach obciążenia, które uzyskano w badaniach eksperymentalnych oraz symulacji numerycznej, przedstawiono na rys. 6. W zakresie obciążeń do 200 kN uzyskano pełną zgodność wyników. Przy wyższych obciążeniach wartości przemieszczeń uzyskane w trakcie badań były większe niż te wyznaczone na drodze obliczeń, co może wynikać z większej podatności modelu badawczego w stosunku do modelu numerycznego.



Rys. 6. Wykres pionowych przemieszczeń górnej powierzchni badanego modelu w osi A-A i osi B-B  
 Fig. 6. Graph reflecting vertical displacement of the test model upper surface in A-A axis and B-B axis  
 Źródło: opracowanie własne

Prowadzona analiza obejmowała również porównanie propagacji (rozwoju) zarysowań modelu badawczego oraz modelu numerycznego. Zastosowanie w modelu numerycznym elementów skończonych typu *Solid65* oraz zalecanego w systemie *ANSYS* modelu materiałowego *Concrete* umożliwia wyświetlanie powstających rys. W czasie prowadzenia eksperymentu badawczego możliwe było jedynie odwzorowanie zarysowań na górnej powierzchni modelu (rys. 7). Dodatkowo na rys. 7 zaznaczono zakresy (miejsca) powstania dwóch wychodni przebicia. Pierwsza wychodnia, oddalona od osi słupa o 300 mm, związana była z pracą giętną połączenia płyta-słup. Druga – decydująca o zniszczeniu połączenia płyta-słup przez przebicie – znajdowała się w odległości około 600 mm od osi słupa. Pierwsze widoczne w czasie badań zarysowanie stwierdzono przy obciążeniu równym 120 kN. W modelu numerycznym pierwsze zarysowanie odnotowano przy obciążeniu 102,78 kN.

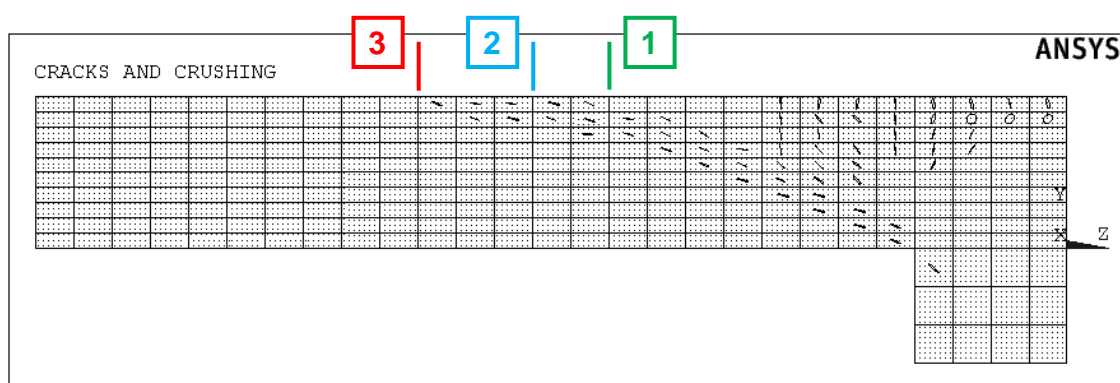


Rys. 7. Zdjęcie rys z określonymi zakresami rys uzyskanych podczas badań eksperymentalnych: 1 – początek wychodni przebicia według obliczeń, 2 – koniec wychodni przebicia według obliczeń, 3 – zakres odpajania otuliny betonowej według obliczeń, 4 – zakres odpajania otuliny betonowej według badań eksperymentalnych, 5 – koniec wychodni przebicia według badań eksperymentalnych

Fig. 7. Picture of scratches with specific ranges of scratches obtained during experimental tests: 1 – the beginning of the outcrop puncture according to calculations, 2 – the end of the outcrop puncture according to calculations, 3 – the range loosening concrete cover according to calculations, 4 – the range breakout concrete cover according to experimental research, 5 – the end of the outcrop puncture according to of experimental research

Źródło: opracowanie własne

W celu zobrazowania powstałego zarysowania na rys. 8 zamieszczono widok rozmieszczenia rys w przekroju poprzecznym, uzyskanych w modelu numerycznym. Jak można zauważyć zakres widocznych rys mieści się pomiędzy dwiema wspomnianymi wychodniami. W modelu numerycznym uzyskano zakres powstałych rys w odległości od 224 mm do 640 mm. Otrzymany, numeryczny obraz zarysowania jest w dużej mierze uzależniony od wielkości elementów skończonych oraz wybranej opcji wyświetlania zarysowań. Otrzymana wychodnia przebicia jest w geometrii podobna do kształtu, który można było pomierzyć po znacznym wysunięciu słupa ponad powierzchnię płyty.



Rys. 8. Rozmieszczenie rys w przekroju poprzecznym, uzyskane w modelu numerycznym

Fig. 8. Arrangement of the cracks in cross section obtained in the numerical model

Źródło: opracowanie własne

## 5. Podsumowanie

Opisy sposobów modelowania strefy podporowej ustrojów płytowo-słupowych dostępne w literaturze udowadniają, że odwzorowanie za pomocą symulacji numerycznej, głównie wykorzystującej metodę elementów skończonych, coraz bardziej zbliża się do realnego opisu zjawiska, jakim jest przebicie płyty. W dotychczasowych próbach symulacji zjawiska przebicia stosowano różne podejścia do modelowania pojawiającego się zarysowania, a tym samym obniżenia się w tym miejscu sztywności elementów skończonych – głównie stosując modele rozmytego zarysowania, np. model *Concrete* w programie *ANSYS*. Należy podkreślić, że mimo wielu wad i niedoskonałości, metody numeryczne i modele materiałowe betonu już na obecnym etapie przejawiają ogromne możliwości poznawcze, na podstawie których można między innymi określić np. kształt zarysowania pod wychodnią przebicia.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że:

- Na drodze obliczeń uzyskano podobną wartość siły niszczącej w stosunku do siły niszczącej wyznaczonej eksperymentalnie. Różnica w wartościach sił wynosząca 4,6% może być skutkiem różnic parametrów wytrzymałościowych betonu, który miał nieco inne warunki dojrzewania w formie szalunkowej (większe ciepło wytwarzane w procesie hydratacji), a inne w formach do wykonywania próbek. Brak odwzorowania parametrów mechanicznych betonu wpływa również na wartości innych uzyskiwanych na drodze numerycznej wyników (głównie rozkładu naprężeń, odkształceń co w efekcie wpływa na wartości przemieszczeń czy też powstałych zarysowań).
- Przedstawiona w pracy numeryczna symulacja w zależności od poziomu wartości obciążenia nie pozwala otrzymać porównywalnych wartości przemieszczeń. Oznacza to, że symulacja numeryczna odwzorowuje znacznie większą sztywność, niż ma to miejsce w rzeczywistym modelu badawczym. W stanie granicznym nośności, pomierzone przemieszczenia pionowe płyty były ponad 2-krotnie większe od wartości uzyskanych z obliczeń.
- Analiza numeryczna pozwala na śledzenie wartości naprężeń w różnych obszarach modelu i w różnych stadiach obciążenia. Mimo niewielkich różnic, jakie uzyskano w czasie badań eksperymentalnych oraz analizy numerycznej można stwierdzić, że symulacja numeryczna pozwala na odwzorowanie istniejącej wiedzy z zakresu przebiegu płyty, a uzyskane wyniki ilościowe są zbliżone do wcześniejszych analiz wytrzymałościowych.

## Bibliografia

1. Wieczorek B.: Influence of the location of the column on the load capacity of a slab-column connection for the inner column after punching. *Procedia Engineering*, vol. 57, 2013, pp. 1251-1259.
2. Wieczorek B.: Experimental tests for the analysis of a load-bearing capacity of an internal slab-column connection after its punching at various positions of the column. *Advanced Materials Research*, vol. 969, 2014, pp. 169-175.
3. Wieczorek M.: Influence of amount and arrangement of reinforcement on the mechanism of destruction of the corner part of a slab-column structure. *Procedia Engineering*, vol. 57, 2013, pp. 1260-1268.
4. Wieczorek M.: Investigations concerning the corner part of the reinforced concrete structure in the emergency of removing the corner support. *Procedia Engineering*, vol. 65, 2013, pp. 135-142.

5. Wieczorek M.: Comparison experimental tests of behavior of the slab-column structure after removal of the corner support with the simplified models describing the mechanism of destruction. *Advanced Materials Research*, vol. 969, 2014, pp. 78-84.
6. Willam K.J., Warnke E.P.: Constitutive model for the triaxial behavior of concrete, *Proceedings of IABSE, Structural Engineering Report 19, Section III*, 1975, pp. 1-30.
7. ACI 318-14: Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, 2014.
8. CSA A23.3-14: Design of concrete structures. Canadian Standard Association, 2014.
9. FIB Model Code 2010, Final draft, Volume 1 and 2, Bulletin 65 and Bulletin 66, International Federation for Structural Concrete, 2012.
10. PN-EN 1991-1-1:2004/NA:2010, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach. European Standard, 2010.
11. PN-EN 1991-1-7:2008/NA:2015-02, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wyjątkowe. European Standard, 2015.
12. PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2018-11, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. European Standard, 2018.

Mirosław WIECZOREK  
Politechnika Śląska, Gliwice

## **ANALIZA NUMERYCZNA BELEK ŻELBETOWYCH ZBROJONYCH W STREFIE PODPOROWEJ STRZEMIONAMI ZE STALI O RÓŻNYCH PARAMETRACH**

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono wyniki analizy numerycznej czterech żelbetowych belek  $4000 \times 400 \times 200$  mm, które zbrojone były stalą o różnej ciągliwości. Celem prowadzonej analizy numerycznej było odzwierciedlenie i uzyskanie dokładniejszych informacji o zjawiskach, jakie zachodziły podczas badań laboratoryjnych. Modele numeryczne zostały wykonane przy użyciu programu obliczeniowego *ANSYS*. Model obliczeniowy opracowano przy wykorzystaniu objętościowych elementów *Solid65* oraz dedykowanego modelu materiałowego *Concrete*. Stal zbrojeniowa symulowana była za pomocą elementów prętowych *Link180* z przypisanym modelem izotropowego wzmocnienia wg von Missesa. Parametry przyjęte w modelach materiałowych uzyskano na podstawie laboratoryjnych badań materiałowych. W pracy zamieszczono wyniki obliczeń oraz ich porównanie z wynikami otrzymanymi w czasie badań laboratoryjnych.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje betonowe, stal zbrojeniowa, zniszczenie giętne, zniszczenie kruche, model numeryczny

## **NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS REINFORCED IN THE SUPPORT ZONE WITH STIRRUPS OF STEEL WITH DIFFERENT PARAMETERS**

**Summary.** The paper presents the results of numerical analysis of four reinforced concrete beams  $4000 \times 400 \times 200$  mm, which were reinforced with steel of different ductility. The purpose of the numerical analysis was to reflect and obtain more accurate information about the phenomena that occurred during laboratory tests. Numerical models were made using the *ANSYS* calculation program. The computational model was developed using *Solid65* volumetric elements and a dedicated *Concrete* material model. Reinforcing steel was simulated using *Link180* bar elements with an assigned isotropic strengthening model according to von Misses. The parameters adopted in the material models were obtained on the basis of laboratory material tests. The paper presents the

results of calculations and their comparison with the results obtained during laboratory tests.

**Keywords:** concrete structures, reinforcing steel, flexural failure, brittle failure, numerical model

## 1. Wstęp

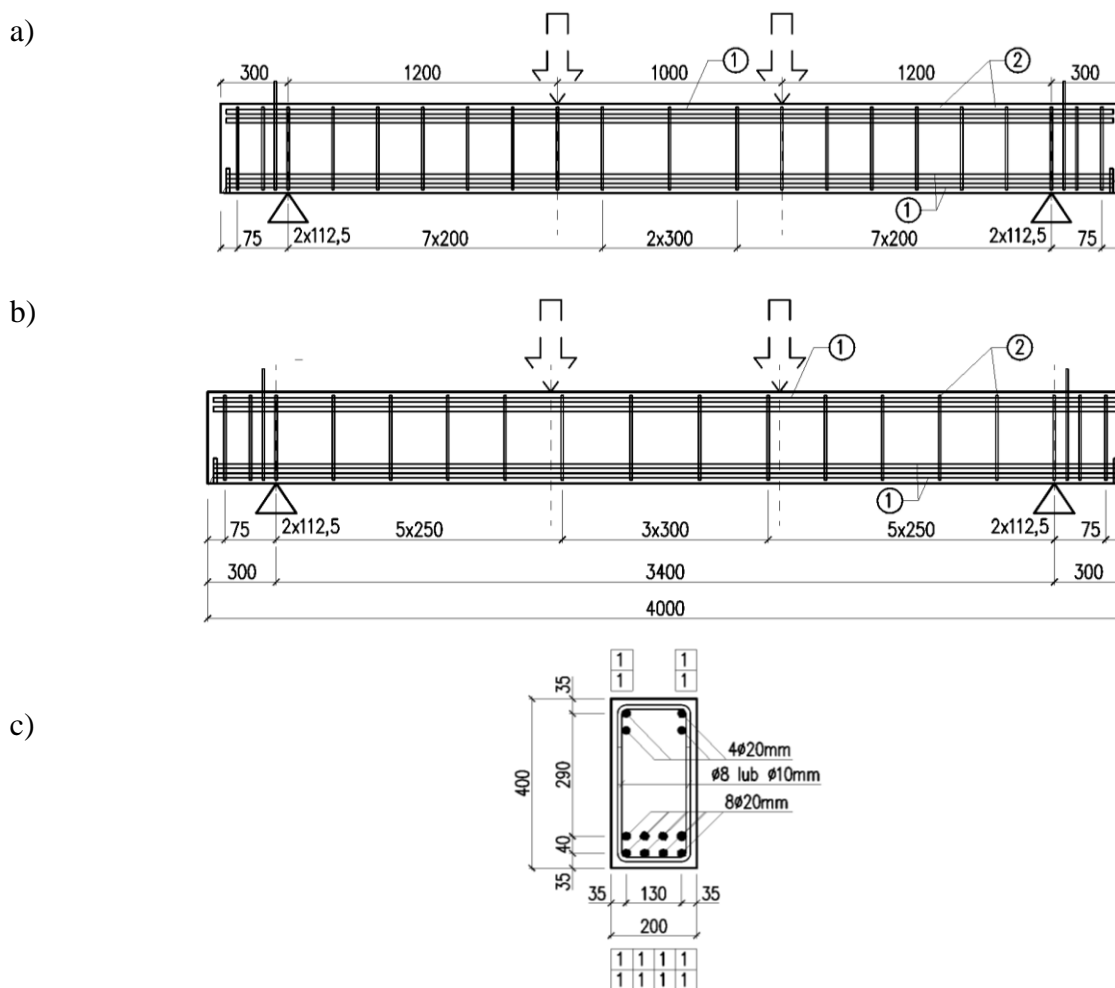
Dawniej oraz współcześnie obiekty budowlane bardzo często wznoszone były i są w formie ustrojów żelbetowych monolitycznych czy też prefabrykowanych. Jednym z podstawowych systemów konstrukcyjnych są konstrukcje belkowo-słupowe. Niezależnie od sposobu wykonania konstrukcji, projektowanie tego typu konstrukcji wymaga upewnienia się, że naprężenia normalne i ścinające w konstrukcji nie przekraczają wartości granicznych. Naprężenia normalne najczęściej przenoszone są na poziome pręty podłużne równoległe do osi elementu, natomiast naprężenia ścinające – na pręty pionowe (strzemiona) lub ukośne (zbrojenie odgięte). Tematyka ścinania elementów żelbetowych została dość dobrze rozpoznana, zarówno w zakresie badań geometrii przekroju, zbrojenia, jak i rodzaju betonu [5, 6, 7, 16, 18], wzmocnienia stref podporowych [3, 15] oraz modeli obliczeniowych i metod projektowania [4, 8, 13, 17, 19]. Żadna z tych prac nie zawiera jednak analizy wpływu ciągłości stali zbrojeniowej użytej do wykonania strzemion na nośność stref podporowych. W celu określenia wpływu parametru określającego ciągłości stali zbrojeniowej na nośność stref podparcia ze względu na ścinanie wykonane zostały cztery elementy badawcze [10, 11]. Badania eksperymentalne dotyczyły belek ze strzemionami wykonanymi ze stali klas B i C, zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1 [20]. Artykuły [10, 11] ograniczyły się do przedstawienia mechanizmu niszczenia obszarów podporowych tych belek oraz obliczeń porównawczych dotyczących nośności stref podporowych na podstawie algorytmów zalecanych w normach dotyczących projektowania konstrukcji żelbetowych [20].

## 2. Opis modeli badawczych

Wszystkie elementy badawcze miały takie same wymiary  $4,0 \times 0,4 \times 0,2$  m [10, 11]. Podparcie belek zrealizowano za pomocą dwóch podpór (przegubowo-przesuwnej i przegubowo-nieprzesuwnej) w rozstawie osiowym równym 3,4 m. Zbrojenie modeli składało się z podłużnych prostych prętów zbrojeniowych średnicy 20 mm (rys. 1), wykonanych ze stali klasy C, wg [20]. Na końcach belek zbrojenie podłużne było kotwione mechanicznie przez zastosowanie blach stalowych i ich wzajemne zespawanie. Zbrojenie poprzeczne w postaci pionowych strzemion było w każdym modelu inne. Zbrojenie



poprzeczne stanowiły strzemiona prostopadłe do osi belki (wykonane z różnych typów stali – stal klasy B i stal klasy C) o średnicach  $\varnothing 8$  i  $\varnothing 10$ . Podłużny rozstaw strzemion obu średnic dobrano w ten sposób, aby uzyskać podobne nośności na ścinanie odcinków przypodporowych (z  $\sim 25\%$  zapasem nośności na zginanie). Strzemiona średnicy 8 mm na odcinkach podporowych rozmieszczano co 20 cm, natomiast średnicy 10 mm, co 25 cm. Na środkowym odcinku, pomiędzy miejscami przyłożenia sił skupionych strzemiona rozmieszczono co 30 cm. Na swobodnych końcach belek, ze względu na występowanie dużych sił docisku wynikających z mechanicznego zakotwienia dolnych prętów podłużnych, strzemiona rozmieszczono co 7,5 cm.



Rys. 1. Geometria modeli eksperymentalnych: a) przekrój podłużny – rozmieszczenie strzemion o średnicy 8 mm, b) przekrój podłużny – rozmieszczenie strzemion o średnicy 10 mm, c) przekrój poprzeczny (1 – zbrojenie podłużne wykonane ze stali klasy C, 2 – strzemiona średnicy 8 mm lub 10 mm, wykonane ze stali klas B i C)

Fig. 1. Geometry of the experimental models: a) longitudinal section – arrangement of stirrups with a diameter of 8 mm, b) longitudinal section – arrangement of stirrups with a diameter of 10 mm, c) cross-section (1 – longitudinal reinforcement made of class C steel, 2 – stirrups with a diameter of 8 mm or 10 mm made of B and C class steel)

Źródło: opracowanie własne na podstawie [10, 11]

W dalszej części artykułu przyjęto następujące oznaczenie modeli:

- Model 1: strzemiona średnicy 8 mm ze stali klasy C,
- Model 2: strzemiona średnicy 10 mm ze stali klasy C,
- Model 3: strzemiona średnicy 8 mm ze stali klasy B,
- Model 4: strzemiona średnicy 10 mm ze stali klasy B.

### 3. Opis modeli numerycznych

#### 3.1. Opis elementów skończonych

Pierwsze modele numeryczne zostały opracowane w programie ANSYS. Podobnie jak w badaniach [5, 6, 13, 15, 18] zastosowano trzy rodzaje elementów skończonych, tj.:

- element bryłowy *Solid 185* – element standardowo używany do trójwymiarowego modelowania konstrukcji bryłowych, szczególnie w zakresie pracy sprężystej. Został on wykorzystany do wykonania stalowych elementów przekazujących obciążenie, elementów podporowych oraz elementów, do których na końcach kotwiono pręty zbrojeniowe. Element zdefiniowany jest przez osiem węzłów mających trzy stopnie swobody w każdym węźle – translacje w węzłowych kierunkach  $x$ ,  $y$  i  $z$ . Element ma zastosowanie do opisu zagadnień: plastyczności, hipersprężystości, usztywnienia naprężeniowego, pełzania, dużego ugięcia i dużego odkształcenia. Umożliwia również formułowanie kombinacji tych własności do symulacji odkształceń prawie nieściśliwych materiałów elastoplastycznych i całkowicie nieściśliwych materiałów hiperelastycznych.
- Element bryłowy *Solid 65* – został on wykorzystany do wykonania części betonowej modeli. Element *Solid 65* charakteryzuje osiem węzłów z trzema stopniami swobody w każdym węźle, tj. translacją w węzłowych kierunkach  $x$ ,  $y$  i  $z$ . Pozwala odzwierciedlić odkształcenia plastyczne, pęknięcia w trzech prostopadłych kierunkach oraz zgniecenia.
- Element prętowy *Link 180* – użyto go do modelowania zbrojenia stalowego, pozwala on również na symulację odkształceń plastycznych. Dla tego elementu zdefiniowane są trzy stopnie swobody, tak jak w przypadku elementu betonowego, oraz dodatkowo wymagane są dwa węzły łączące go z konstrukcją.

#### 3.2. Opis modeli materiałowych

W przypadku betonu ANSYS trzeba zdefiniować następujące dane wejściowe dotyczące właściwości materiału:

- moduł sprężystości  $E_b$ ,
- maksymalną jednoosiową wytrzymałość na ściskanie  $f_c$ ,

- maksymalną jednoosiową wytrzymałość na rozciąganie (moduł zerwania)  $f_r$ ,
- współczynnik Poissona  $\nu$ ,
- współczynnik przenoszenia ścinania  $\beta$  oraz jednoosiową zależność naprężenie-odkształcenie przy ściskaniu betonu. Współczynnik ten reprezentuje stan czoła pęknięcia. Wartość  $\beta$  mieści się w zakresie od 0 do 1,0, gdzie 0 oznacza gładkie pęknięcie (całkowita utrata przenoszenia ścinania), a 1,0 reprezentuje pęknięcie szorstkie (brak utraty przenoszenia ścinania). Wartość  $\beta$  (stosowana w wielu badaniach konstrukcji żelbetowych) wahała się od 0,2 do 0,5 [1, 9, 12]. We wstępnych analizach z różnymi wartościami współczynnika  $\beta$  napotkano problemy z konwergencją przy małych obciążeniach dla jego wartości mniejszych niż 0,2. Dlatego współczynnik przenoszenia ścinania zastosowany przy modelowaniu przyjęto równy 0,3.

W tabeli 1 zamieszczono użyte parametry obliczeniowe modelu materiałowego betonu oraz stali. Wytrzymałość betonu na ściskanie jednoosiowe, moduł sprężystości i wytrzymałość betonu na rozciąganie przyjęto na podstawie badań zawartych w pracy [10, 11]. Pozostałe parametry przyjęto na podstawie literatury.

Tabela 1

Parametry materiałowe betonu przyjęte w analizie numerycznej  
w programie ANSYS

Parametry materiałowe		
liniowa sprężystość	moduł Younga	28,898 GPa
	współczynnik Poissona	0,2
wieloliniowe wzmocnienie izotropowe (punkty krzywej)	odkształcenie [mm/mm]	naprężenie [MPa]
	0,00020	5,78
	0,00035	10,12
	0,0005	13,48
	0,0010	22,31
	0,0015	25,84
zachowanie betonu	0,0020	27,17
	współczynnik przenoszenia ścinania dla otwieranej rysy	0,3
	współczynnik przenoszenia ścinania dla zamykanej rysy	1
	wytrzymałość na rozciąganie	2,15 MPa
	jednoosiowe naprężenie przy kruszeniu	-1

Źródło: opracowanie własne

Aby odzwierciedlić zachowanie stali zbrojeniowej, zastosowano model materiałowy *Multilinear Isotropic Hardening* opisany za pomocą kryterium plastyczności von Misesa [2, 14]. Parametry wytrzymałościowe przyjęte w analizie numerycznej zamieszczono w tabeli 2.

Tabela 2

Parametry materiałowe stali zbrojeniowej przyjęte w analizie numerycznej w programie ANSYS

Parametry materiałowe		
liniowa sprężystość	moduł Younga	193,2 GPa (ø8 klasa B) 189,0 GPa (ø10 klasa B) 192,3 GPa (ø8 klasa C) 190,5 GPa (ø10 klasa C)
	współczynnik Poissona	0,3
wieloliniowe wzmocnienie izotropowe (punkty krzywej)	klasa B ø8	
	odkształcenie [mm/mm]	naprężenie [MPa]
	0,00257	506,153
	0,00492	557,936
	0,0109	586,484
	0,0211	598,382
	0,0348	609,131
	0,0443	610,285
	klasa B ø10	
	odkształcenie [mm/mm]	naprężenie [MPa]
	0,002953	525,163
	0,00414	536,731
	0,0257	541,117
	0,0334	562,128
	0,0598	617,921
	0,0876	627,396
	klasa C ø8	
	odkształcenie [mm/mm]	naprężenie [MPa]
	0,00273	524,979
	0,00523	526,331
	0,0352	531,042
0,0412	551,627	
0,0598	610,329	
0,0892	615,961	
klasa C ø10		
odkształcenie [mm/mm]	naprężenie [MPa]	
0,00287	492,163	
0,00452	518,274	
0,0118	534,742	
0,0211	542,832	
0,0414	553,431	
0,0493	562,369	

Źródło: opracowanie własne

Przy modelowaniu pozostałych elementów stalowych jako model materiałowy przyjęto liniową zależność  $\sigma$ - $\epsilon$  (moduł sprężystości 200 GPa, współczynnik Poissona 0,3) (tabela 3).

Tabela 3

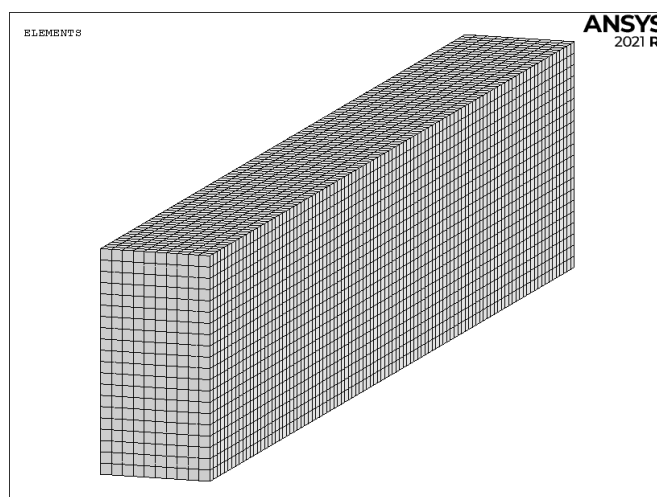
Parametry materiałowe stali w przypadku pozostałych elementów stalowych przyjęte w analizie numerycznej, w programie ANSYS

Parametry materiałowe		
liniowa	moduł Younga	200 GPa
sprężystość	współczynnik Poissona	0,3

Źródło: opracowanie własne

### 3.3. Etapy wykonania modelu numerycznego

Opracowanie modelu numerycznego rozpoczęto od stworzenia elementu betonowego o wymiarach 400×40×20 cm, który wykonano z elementów *Solid 65*, a następnie połączono z modelem materiałowym *Concrete* (rys. 2).

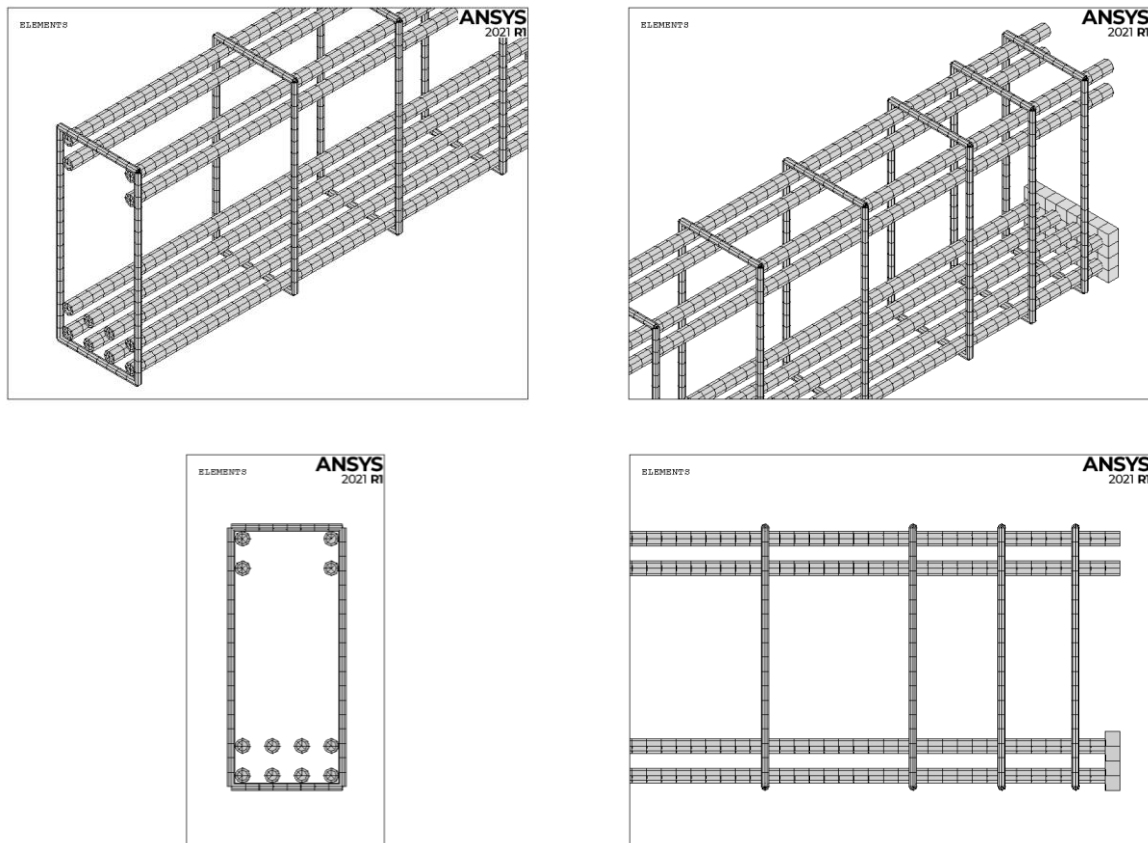


Rys. 2. Model numeryczny – część betonowa (widok izometryczny połowy belki z przekrojem poprzecznym)

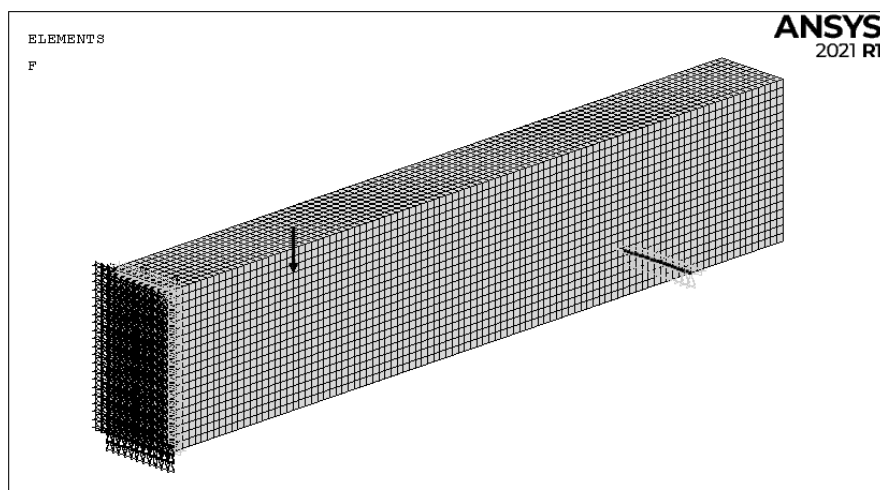
Fig. 2. Numerical model – concrete part (isometric view of half of the beam with cross-section)

Źródło: opracowanie własne

Do modelowania zbrojenia i strzemion w badanych elementach zastosowano metodę dyskretną, czyli w modelu dokładnie odtworzono ich położenie osiowe oraz nadano odpowiednie parametry geometryczne. Dwa elementy łączyły się w sąsiednich węzłach betonowego elementu bryłowego, tak że oba materiały współdzieliły te same węzły. W tym etapie wykorzystano elementy skończone typu *Link 180* i materiał ze wzmocnieniem izotropowym (rys. 3).



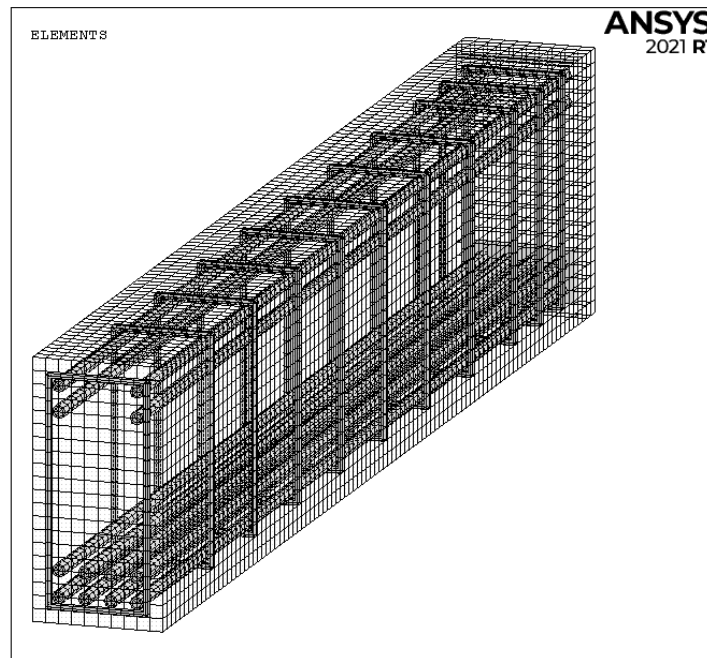
Rys. 3. Rozmieszczenie prętów zbrojeniowych – zbrojenie podłużne i strzemiona  
Fig. 3. Arrangement of the reinforcing bars – longitudinal reinforcement and stirrups  
Źródło: opracowanie własne



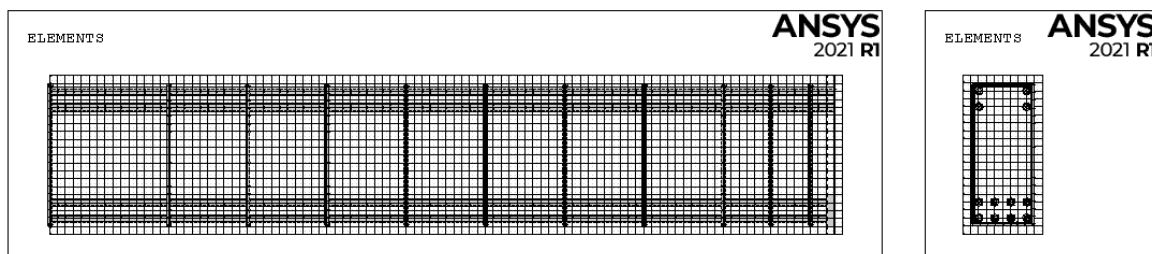
Rys. 4. Model numeryczny – obciążenie, podpory i warunki symetrii  
Fig. 4. Numerical model – load, supports and symmetry conditions  
Źródło: opracowanie własne

W ostatnim etapie modelowania przeprowadzono symulację warunków podparcia i obciążenia modelu (rys. 4). Wykorzystując symetrię układu belek, w analizie metodą elementów skończonych wymodelowano tylko połowę belki w kierunku podłużnym (rys. 5).

a)



b)



Rys. 5. Model numeryczny: a) widok izometryczny połowy belki, b) widok z boku i przekrój poprzeczny

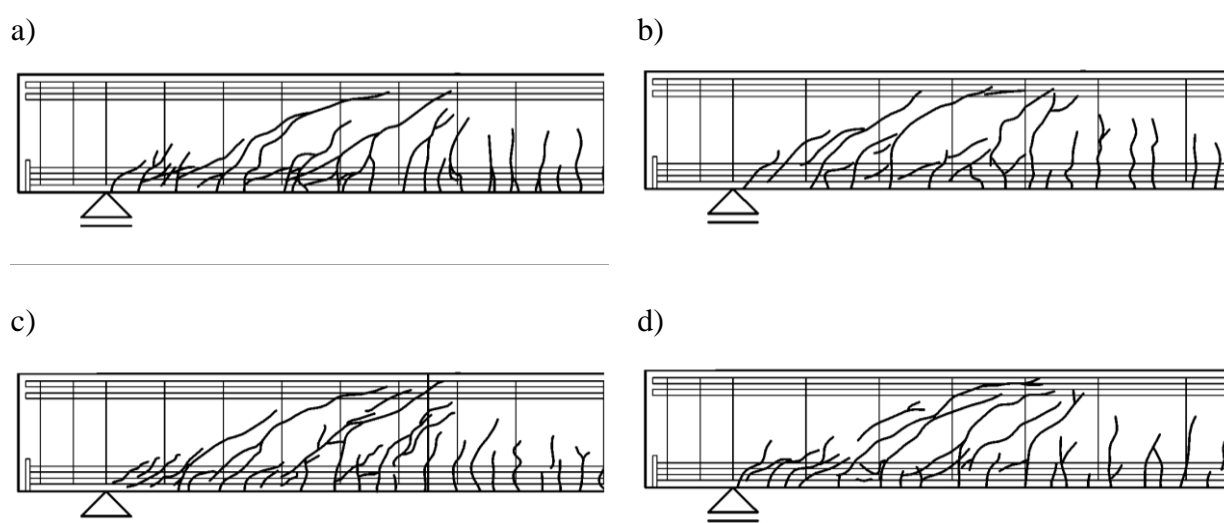
Fig. 5. Numerical model: a) isometric view of half of the beam, b) side view and cross-section

Źródło: opracowanie własne

#### 4. Wyniki badań laboratoryjnych i obliczeń

W czasie prowadzenia badań laboratoryjnych głównym celem była obserwacja kierunku oraz kształtu powstających zarysowań, a także określenie wartości siły, przy której miało nastąpić zniszczenie kruche modeli. Pierwsze widoczne rysy [10, 11] o rozwarości 0,05 mm

powstały w przęśle przy wartości obciążenia wynoszącego 46,1 kN ( $\sim 10\% F_u$ ) w belkach zbrojonych stalą klasy C i 30,9 kN ( $\sim 6\% F_u$ ), gdy zastosowano stal klasy B. Zarysowanie przekrojów przypodporowych następowało przy znacznie większych obciążeniach. Rysy ukośne w belkach ze stalą klasy C wystąpiły przy obciążeniach 110,9 kN ( $\sim 25\% F_u$ ) i 121,7 kN ( $25\% F_u$ ) w belkach ze stalą klasy B. Zniszczenie wszystkich belek następowało przy podobnym obciążeniu, wynoszącym  $F_u = 464,0-471,4$  kN (stal klasy C) oraz  $F_u = 480,2-492,0$  kN, kiedy stosowano stal klasy B. Na rys. 7 przedstawiono porównanie rozwoju zarysowań, które pojawiło się przy największej wartości obciążenia, jaką uzyskano w obliczeniach przy użyciu programu ANSYS. Natomiast na rys. 6 przedstawiono obraz zarysowań otrzymany w czasie badań eksperymentalnych.



Rys. 6. Obraz zarysowania modeli przed zniszczeniem – modele eksperymentalne (połowa modelu):  
a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3, d) Model 4

Fig. 6. Image of scratching models before destruction – experimental models (half a model):  
a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3, d) Model 4

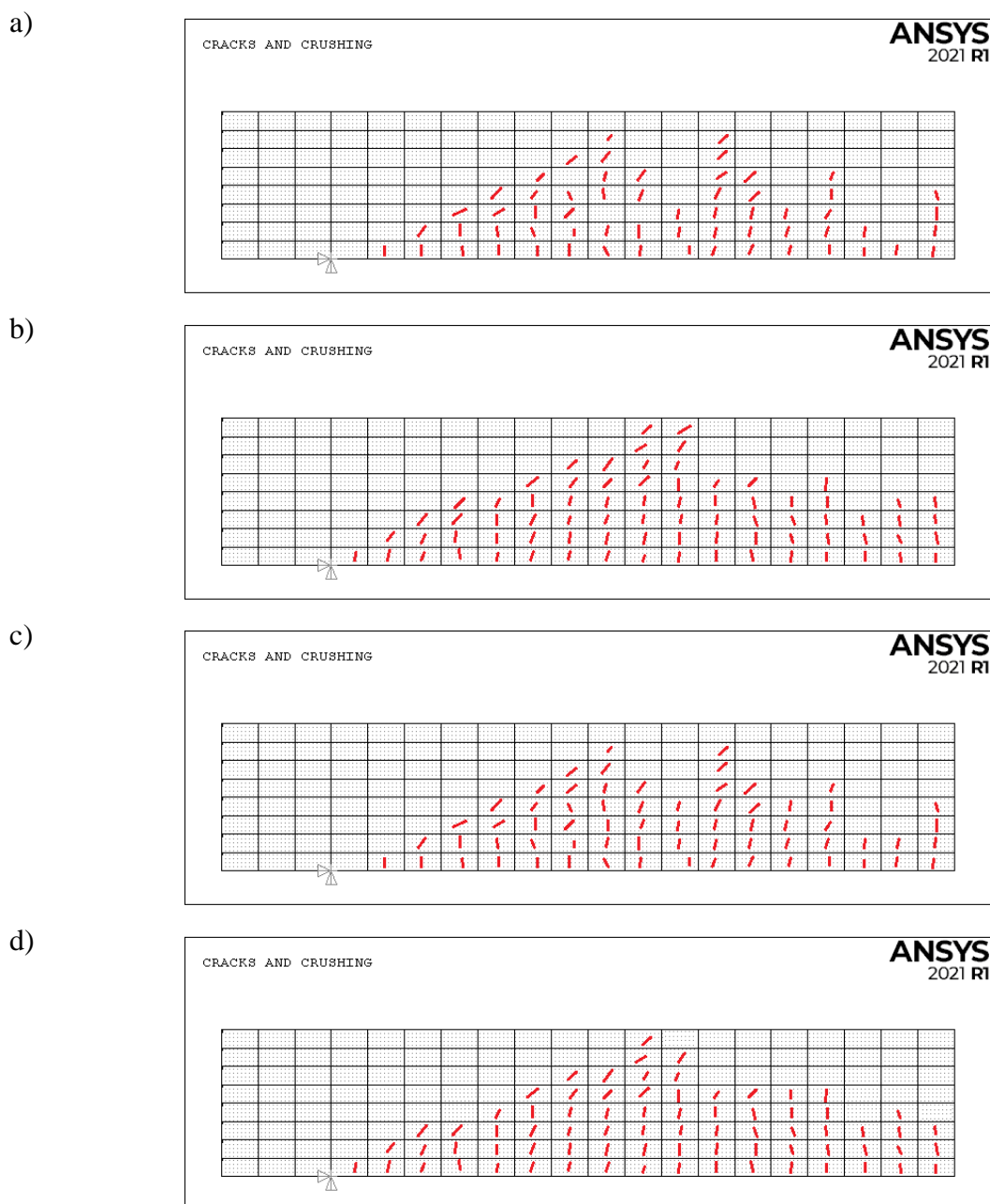
Źródło: opracowanie własne na podstawie [10, 11]

Do chwili zniszczenia modeli badawczych największe uzyskane ugięcia we wszystkich belkach były do siebie zbliżone. Ugięcia zmierzone przy największych wartościach obciążenia w Modelu 3 i Modelu 4 wynosiły ok. 22 mm ( $a_{\max/\text{leff}} = 1/156$ ), natomiast w Modelu 1 i Modelu 2 ok. 20 mm ( $a_{\max/\text{leff}} = 1/175$ ). Mechanizm zarysowania i utraty nośności w strefach przypodporowych wszystkich modeli przebiegał w sposób podobny. Rysy ukośne powstałe w dolnej strefie belki rozwijały się (oddalały się od podpory) w kierunku punktu przyłożenia obciążenia. Wzrostowi obciążenia towarzyszyło rozwieranie się rys ukośnych i przyrost przemieszczeń pionowych. Na rys. 6 przedstawiono obraz zarysowania modeli w chwili zniszczenia, natomiast na rys. 7 zamieszczono widok



zarysowań, jakie pojawiły się w modelach numerycznych w ostatnim przeliczonym kroku obciążenia.

W obliczeniach dla wszystkich modeli przyjęto ten sam sposób obciążania, a mianowicie wartość obciążenia, która wynosiła 500 kN, przy czym była skokowo zwiększana krokami o wartości 1/10000, czyli co 50 N.



Rys. 7. Obraz zarysowania modeli przed zniszczeniem – modele numeryczne (połowa modelu):  
a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3, d) Model 4

Fig. 7. Image of scratching models before destruction – experimental models (half a model):  
a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3, d) Model 4

Źródło: opracowanie własne

Tabela 4

Porównanie wyników badań eksperymentalnych i obliczeń

Parametry materiałowe				
Model	obciążenie $F_u$ [kN]		przesunięcie pionowe w środku belki $u$ [mm]	
	badania eksperymentalne	obliczenia	badania eksperymentalne	obliczenia
Model 1	468,9	361,05	19,58	18,1
Model 2	461,5	379,10	19,36	18,3
Model 3	477,7	366,30	21,79	19,2
Model 4	489,5	385,70	21,83	19,1

Źródło: opracowanie własne

## 5. Analiza wyników

Analiza wyników obliczeń przedstawionych na rys. 6 i rys. 7 i w tabeli 4 pozwala na sformułowanie następujących spostrzeżeń:

- Zgodność wyników uzyskanych w obliczeniach i badaniach eksperymentalnych w zakresie przemieszczeń pionowych badanych modeli była bardzo wysoka. Różnica między wynikami nie przekracza 7%. Tak wysoka odpowiedniość wynika z dobrego przyjęcia modelu materiału *Concrete* zaimplementowanego w programie *ANSYS*. Taką samą zgodność obliczeń i modeli eksperymentalnych uzyskano również w pracach [1, 9, 12]. Niestety, ze względu na występowanie braku zbieżności w trakcie procesu iteracyjnego, obliczenia przeprowadzono do poziomu 75%-85% wartości siły niszczącej poszczególnych modeli badawczych.
- W zakresie analizowanego obciążenia (75%-85% siły niszczącej w poszczególnych modelach badawczych) w prętach poprzecznych (strzemionach) nie uzyskano wartości naprężeń przekraczających wytrzymałość stali na zerwanie. Tym samym nie wystąpił efekt zniszczenia modeli obserwowany podczas badań laboratoryjnych.
- Otrzymany w przeprowadzonych obliczeniach obraz spękań na powierzchni bocznej modeli numerycznych (rys. 7) był zbliżony do odpowiadających im powierzchni bocznych w modelach eksperymentalnych (rys. 6). Należy jednak zwrócić uwagę, że pęknięcia widoczne w modelach doświadczalnych od początku badań wykazywały tendencję do zwiększania się szerokości. Z kolei modele numeryczne wykazały tendencję do większej liczby gęściej rozmieszczonych pęknięć.
- Wartości obciążeń, przy których pojawiły się pierwsze pęknięcia od zginania oraz pęknięcia będące efektem ścinania w modelach numerycznych nie różnią się o więcej niż 9% od odpowiadających im wartości obciążeń w modelach eksperymentalnych.

## 6. Podsumowanie

Celem przedstawionej analizy była próba numerycznego odwzorowania zachowania się typowych, jednoprzęsłowych belek żelbetowych, w których stan zniszczenia był wywołany przekroczeniem naprężeń ścinających w strefie podporowej. W przeprowadzonych badaniach eksperymentalnych [10, 11] uzyskano (niezależnie od zastosowanej klasy stali) analogiczne zachowanie elementów w zakresie ugięć ( $a_{\max/\text{leff}} = 1/175 \div 1/156$ ), morfologii zarysowań, a także sposobu zniszczenia. Utrata nośności ze względu na ścinanie była związana z zarysowaniem strefy ściskanej przekroju betonu w strefie podporowej. W wykonanej analizie numerycznej nie udało się niestety osiągnąć efektu zerwania pionowych prętów (strzemion), ponieważ rozwiązanie numeryczne traciło zbieżność na poziomie ok. 75%-80% wartości siły uzyskanej w badaniach eksperymentalnych. Powstałe różnice wynikają z braku dokładnych informacji pozwalających opisać numeryczny model materiałowy *Concrete*. W szczególności istotne informacje związane są z wytrzymałością betonu na dwuosiowe i trójosiowe ściskanie, które należałoby określić na podstawie badań materiałowych. Należy jednakże zwrócić uwagę, że stosując zalecane przez program ANSYS wzory na określenie wartości wytrzymałości betonu na dwuosiowe i trójosiowe ściskanie, pozwalają uzyskać dobre przybliżenie modelu numerycznego do modelu eksperymentalnego.

## Bibliografia

1. Bangash M.Y.H.: Concrete and concrete structures: numerical modeling and applications. Elsevier Science Publishers Ltd., London 1989.
2. Besseling J.F.: A theory of elastic, plastic, and creep deformations of an initially isotropic material showing anisotropic strain-hardening creep recovery and secondary creep. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 25, No.4, 1958, pp. 529-536.
3. Bousselham A., Chaallal O.: Behavior of reinforced concrete T-beams strengthened in shear with carbon fiber-reinforced polymer – an experimental study. *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 3, 2006, pp. 339-347.
4. Brown M.D., Bayrak O., Jirsa J.O.: Design for shear based on loading conditions. *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 3, 2006, pp. 541-550.
5. El-Sayed A.K., El-Salakawy E.F., Benmokrane B.: Shear strength of FRP – Reinforced concrete beams without transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, 2006, pp. 235-243.

6. El-Sayed A.K., El-Salakawy E.F., Benmokrane B.: Shear capacity of high – strength concrete beams reinforced with FRP bars. *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 3, 2006, pp. 383-389.
7. Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M.: Minimalne zbrojenie na ścinanie w konstrukcjach żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, R. 62, nr 2, 2006, s. 83-87.
8. Godycki-Ćwirko T.: Ścinanie w żelbecie. Arkady, Warszawa 1968.
9. Hemmaty Y.: Modeling of the shear force transferred between cracks in reinforced and fibre reinforced concrete structures. *Proceedings of the ANSYS Conference*, Vol. 1, No. 1, Pittsburgh, Pennsylvania, PA 1998.
10. Jasiński R., Kupczyk R., Starosolski W., Wieczorek M.: Badania belek żelbetowych zbrojonych na ścinanie stalą o zróżnicowanej ciągliwości. *LIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*, Wrocław – Krynica, 2007.
11. Jasiński R., Kupczyk R., Starosolski W., Wieczorek M.: Research of failure RC shear beams reinforced with diverse ductility steel bars. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*, Bratysława 2007.
12. Kachlakev D., Miller T.: Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates. *Final Report SPR 316*, Oregon Department of Transportation, 2001.
13. Knauff M., Klempka K.: Algorytmy i wykresy do wymiarowania zbrojenia na ścinanie według Eurokodu 2. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2, 1998, s. 78-80.
14. Owen D.R.J., Prakash A., Zienkiewicz O.C.: Finite element analysis of non-linear composite materials by use of overlay systems. *Computers and Structures*, Vol. 4, No. 6, 1974, pp. 1251-1267.
15. Pellegrino C., Modena C.: Fiber – reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams: experimental study and analytical modeling. *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 5, 2006, pp. 720-728.
16. Rahal K.N.: Shear behavior of reinforced concrete beams with variable thickness of concrete side cover. *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, 2010, pp. 171-177.
17. Tureyen A.K., Wolf T.S., Frosch R.J.: Shear strength of reinforced concrete T-beams without transverse reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 5, 2006, pp. 656-663.
18. Waśniewski T., Sowa Ł., Kamińska M.: Konsekwencje stosowania prętów kompozytowych FRP jako zbrojenia betonu, *Inżynieria i Budownictwo*, R. 62, nr 11, 2006, s. 591-594.
19. Zararis I.Z., Karaveziroglou M.K., Zararis P.D.: Shear strength of reinforced concrete T-beams *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 5, 2006, pp. 693-700.
20. PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2018-11 – Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

Jakub ZAJĄC, Łukasz DROBIEC  
Politechnika Śląska, Gliwice

## PEŁNOSKALOWE BADANIA POŁOWE STROPÓW PANELOWYCH

**Streszczenie.** Przeprowadzono połowe badania stropów panelowych Vector, Teriva Panel, Smart oraz stropu gęstożebrowego Teriva w skali naturalnej. Zasadniczym celem badań była obserwacja charakterystyki przemieszczeń oraz porównanie wartości ugięcia z wynikami badań referencyjnych modeli pasmowych. Badania prowadzono pod obciążeniem doraźnym. Mimo braku zbrojenia poprzecznego dla każdego ze stropów uzyskano charakterystykę przemieszczeń świadczącą o pracy dwukierunkowej. Wartości zmierzonych przemieszczeń stropów były znacząco niższe niż przemieszczenia referencyjnych modeli pasmowych oraz wyniki obliczeń na modelach belkowych.

**Słowa kluczowe:** stropy panelowe, stropy prefabrykowane, strunobeton, praca przestrzenna

## FULL-SCALE FIELD TESTS ON PANEL SLABS

**Summary.** Field tests were carried out on the Vector, Teriva Panel, Smart slabs and the Teriva beam and block slab on a full scale. The primary purpose of the research was to observe the characteristics of displacements and to compare the deflection values with the results of reference tests of beam models. The tests were carried out under a short-term load. Despite the lack of transverse reinforcement, the characteristics of displacements were obtained for each of the slabs, proving bi-directional flexural behaviour. The values of the measured slab displacements were significantly lower than the displacements of the reference beam models and the results of analytical calculations.

**Keywords:** panel slabs, precast slabs, prestressed concrete, flexural analysis

### 1. Wstęp

Alternatywą dla stropów monolitycznych i gęstożebrowych są stosowane coraz częściej w budownictwie powszechnym panelowe stropy zespolone [14]. Tego typu stropy składają się

z płyty (płaskiej lub żebrowej) żelbetowej lub sprężonej, pełniącej formę traconego deskowania oraz monolitycznego nadbetonu. Stosowane od stosunkowo niedawna zespolone sprężone płyty stropowe cechują się większą rysoodpornością, mniejszym ciężarem (przy tej samej rozpiętości) oraz możliwością uzyskiwania znacząco większych rozpiętości. Niebagatelną zaletą stropów panelowych jest minimalizacja podpór montażowych. Kształt przekroju poprzecznego umożliwia wykorzystanie różnego typu wkładów wypełniających, zmniejszających masę lub poprawiających właściwości izolacyjne [1, 11, 13] panelu stropowego.

Dotychczas badania pełnowymiarowych stropów zawierających więcej niż jeden prefabrykat były prowadzone sporadycznie [9, 10, 18, 24] i dotyczyły głównie sposobu ukształtowania oraz zbrojenia styku podłużnego w kontekście pracy dwukierunkowej. Ciekawym aspektem był wpływ przepuszczonego zbrojenia przez żebra paneli stropowych [24] oraz wpływ sprężenia [18] na rysoodporność i nośność modeli pasm jednoprzęsłowych. Inne badania koncentrowały się na analizie podłużnego zamka bez zbrojenia prętowego lub innego sposobu połączenia wyłącznie przy obciążeniach doraźnych. Prowadzono również numeryczne analizy i optymalizacje kształtu styku płyt [12, 15]. W pracy [16] zaprezentowano badania modelowe stropu składającego się z kilku płyt stropowych opartych na ścianach. Autorzy wykazali, że zastosowanie zbrojenia podłużnego nie zwiększyło nośności na ścinanie połączenia, a jedynie zwiększa możliwość plastycznych odkształceń. Na podstawie badań [17] stwierdzono, że rozdział poprzeczny obciążenia w przypadku płyt połączonych wyłącznie przez podłużne niezbrojone zamki odpowiadał przegubowemu połączeniu płyt, które zalecała między innymi norma EN 1168:2011 [3], dotycząca projektowania sprężonych płyt HC. W stropach z płytami połączonymi odcinkami monolitycznych podłużnych zamków, współczynnik rozdziału malał, a większa część obciążenia była przejmowana przez płytę bezpośrednio obciążoną.

Mimo wielu lat stosowania stropów zespolonych z elementami panelowych pracujących jedno- i dwukierunkowo dotychczas nie przeprowadzono badań w skali rzeczywistej w warunkach obciążeń krótko- i długotrwałych przy schemacie wymuszającym pracę dwukierunkową. Taką wyraźną lukę zaobserwować można także w normowych przepisach przeznaczonych dla prefabrykatów [4, 5]. Zdawkowe informacje zawiera norma [3] poświęcona płytom kanałowym, podając wzór na nośność styku poprzecznego na ścinanie oraz wprowadzając model obliczeniowy rozdziału obciążeń pomiędzy poszczególnymi płytami.

Dążąc do wypełnienia wyraźnej luki, przeprowadzono badania stropów prefabrykowanych. Zasadniczym celem tych badań było określenie wpływu oddziaływań zewnętrznych na morfologię zarysowań, poprzecznej współpracy prefabrykatów i zmiany przemieszczeń. Zbadano sześć stropów w skali naturalnej, które poddano obciążeniom doraźnym równomiernym o wartości równej sumie obciążenia stałego i maksymalnego obciążenia zmiennego oraz obciążeniom długotrwałym nierównomiernym. Zaprezentowane badania prowadzono na powszechnie stosowanych w budownictwie jedno- i wielorodzinnym oraz

biurowym, dwóch typach stropów panelowych (zespolonych *in situ* warstwą nadbetonu), jednym stropie gęstożebrowym typu Teriva oraz jednym stropie z płyt typu HC. Szczegółowe wyniki badań długotrwałych oraz analiz obliczeniowych czterech ze stropów przedstawiono w innych publikacjach autorów [2, 19-23]. W artykule skupiono się na ukazaniu wyników badań pod obciążeniem doraźnym oraz porównaniu pracy przestrzennej z modelami pasmowymi.

## 2. Program badań

### 2.1. Parametry techniczne stropów

Badania przeprowadzono na czterech pełnoskalowych modelach stropów częściowo prefabrykowanych. Cechą wspólną badanych stropów był brak zbrojenia poprzecznego zapewniającego dwukierunkową pracę stropu. Badania miały na celu ocenę zachowania się stropów (badania jakościowe). Zastosowano jeden typ stropu zespolonego żelbetowego (Vector – LGR), jeden sprężony strop zespolony (Teriva Panel - RP), strop z płyt kanałowych (SMART - HC) oraz strop gęstożebrowy (Teriva – T). Oznaczenie modeli, kształt i podstawowe wymiary poprzecznego przekroju prefabrykatów stropowych zestawiono w tabeli 1. Przenoszenie sił poprzecznych pomiędzy panelami odbywało się wyłącznie za pomocą nadbetonu lub w przypadku jednego z badanych stropów za pomocą konstrukcji zamka (shear-key) między panelami. Modele LGR, T i RP wykonano z nadbetonem o minimalnej grubości nad prefabrykatem lub wypełnieniem równej 40 mm.

Tabela 1

Parametry geometryczne stropów

Typ prefabrykatu	Grubość stropu (mm)	Symbol	Przekrój poprzeczny stropu
Strop Vector	200	LGR	
Teriva	280	T	

cd. tabeli 1

Teriva Panel	160	RP	
SMART	150	HC	

Tabela 2

Parametry betonów prefabrykatów oraz nadbetonu [6, 7]

Model	Beton prefabrykatu		Nadbeton	
	$f_{c,cyl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{c,cyl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
LGR	35,4	31,5	32,6	30,7
T	28,1	30,4	37,8	33,5
RP	56,2	36,5	36,3	31,8
HC (zamki)	56,0	36,4	40,8	32,8

$f_{c,cyl}$  – średnia wytrzymałość na ściskanie na cylindrach  $\varnothing 150 \times 300$  mm,  $E_c$  – średni moduł sprężystości

Tabela 3

Parametry stali zbrojeniowej i sprężającej [8]

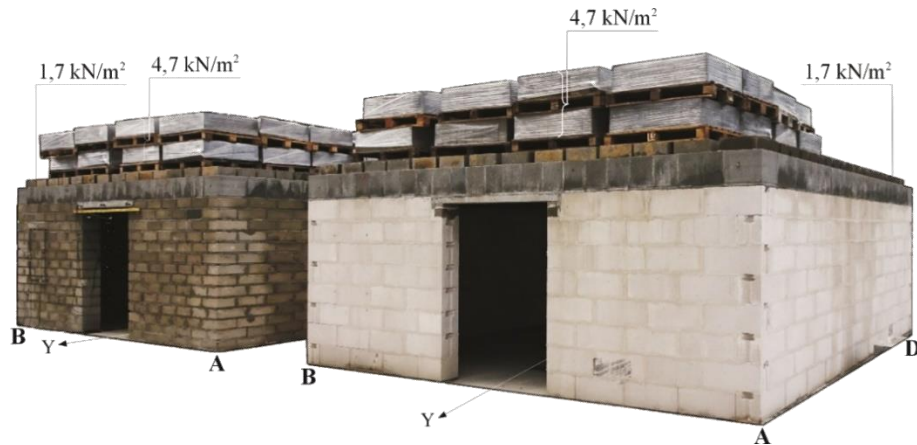
Model	Klasa stali	$R_{eH}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m/R_e$	$A_{gt}$ (%)
LGR, T	B500A	554	1.08	4.1
RP	Y2060S7	1927	1.12	5.4
HC	Y1860S7	1756	1.14	6.1

$R_{eH}$  – górna granica sprężystości,  $R_m$  – wytrzymałość na rozciąganie,  $R_e$  – granica plastyczności,  $A_g$  – wydłużalność przy największej sile

## 2.2. Budowa modeli badawczych

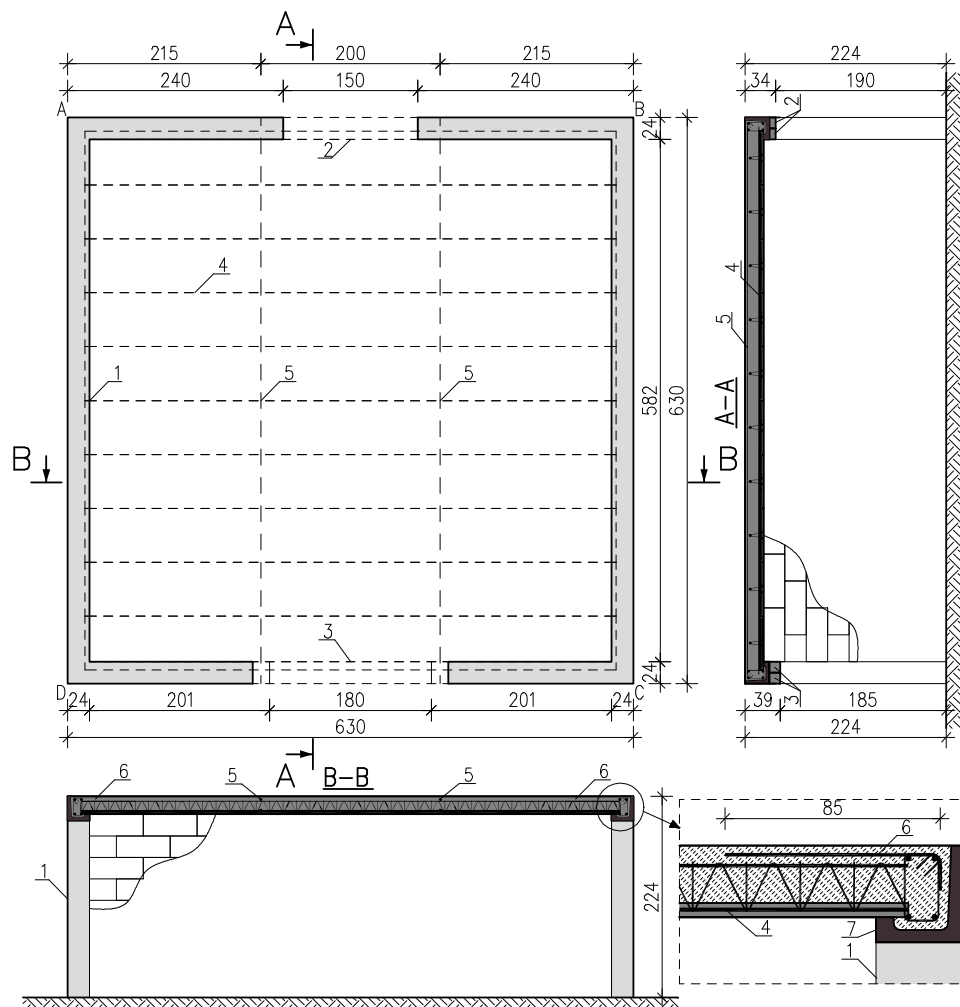
Wszystkie modele przestrzenne wykonano o wymiarach  $6,30 \times 6,30$  m ze stropami opartymi na ścianach murowanych. Każdy z modeli składał się z 10 paneli stropowych opartych na prefabrykowanych kształtkach wieńcowych (rys. 1 i 2). Minimalna grubość oparcia wynosiła 80 mm. W modelu budynku wykonano dwa otwory drzwiowe, umożliwiające dostęp do dolnej powierzchni stropu obiektu.





Rys. 1. Widok modeli badawczych: lewy LGR, RP, T, prawy HC

Fig. 1. General view of the models: left LGR, RP and T model, right HC model



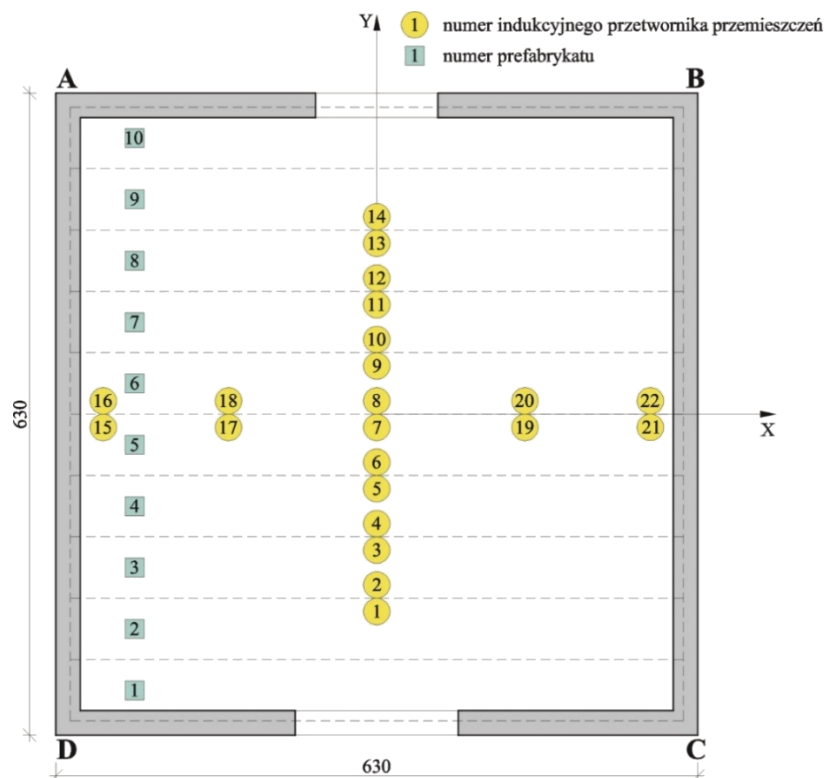
Rys. 2. Wymiary modelu (strop Vector): widok z góry, przekrój A-A, przekrój B-B (1 – ściany, 2 – nadproża 2 × SBN 7, 2/12/210, 3 – nadproża 2 × SBN 12/12/180, 4 – panele stropowe, 5 – żebra rozdzielcze, 6 – zbrojenie nadpodporowe, 7 – kształtka wieńcowa)

Fig. 2. Geometric dimensions (Vector slab): top view, A-A cross-section, B-B cross-section (1 – wall, 2 – lintel 2 × SBN 7, 2/12/210, 3 – lintel 2 × SBN 12/12/180, 4 – slab panels, 5 – distribution ribs, 6 – support reinforcement, and 7 – precast bond beam form)

Równocześnie wykonano porównawcze modele pasmowe dla stropów Vector oraz Teriva Panel. Nie wykonano referencyjnych modeli dla stropów SMART oraz Teriva, ograniczono się wyłącznie do obliczeń przedstawionych w dalszej części artykułu. Rozpiętość pasm była analogiczna do rozpiętości paneli na modelach przestrzennych. Pasma stropowe wykonano na kształtach wieńcowych opartych na jednej warstwie bloczków z betonu komórkowego.

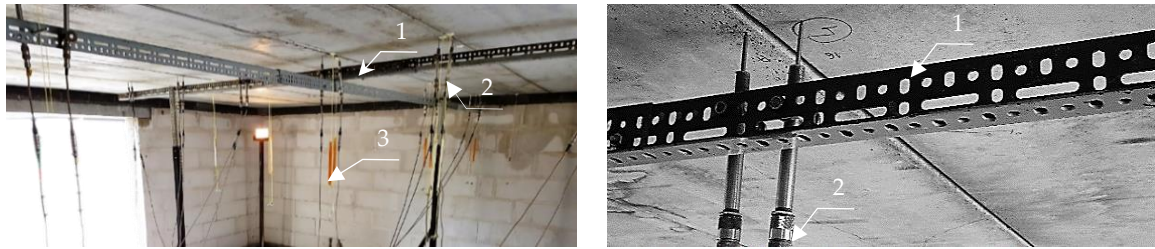
### 2.3. Oprzyrządowanie pomiarowe

Przemieszczenia były rejestrowane za pomocą transformatorowych przetworników przemieszczeń liniowych (LVDT) typu PJX-10 i PJX-20 (Peltron Sp. z o.o.) o dokładności wskazań równej  $\pm 0,002$  mm. Czujniki mocowano do stalowego stelaża opartego na żelbetowej płycie posadzki. Na rysunku 3 zamieszczono rozmieszczenie czujników wzdłuż osi otworów drzwiowych oraz wzdłuż styku płyt środkowych (płyty 5 oraz 6). Czujniki były umieszczone  $\sim 25$  mm od styku paneli, odległość pomiędzy sąsiednimi czujnikami wynosiła  $\sim 50$  mm (rys. 4). Dla stropu Teriva rozkład czujników dostosowano do zmienionej geometrii stropu, sytuując czujniki w osiach belek stropu gęstożebrowego.



Rys. 3. Usytuowanie czujników pomiarowych na dolnej powierzchni stropów: 1 – numer panelu, 2 – czujnik LVDT, 3 – oś pomiaru poprzeczna do długości paneli stropowych (oś Y), 4 – oś pomiaru wzdłuż środkowych paneli stropowych (oś X)

Fig. 3. Arrangement of the transducer sensors for measuring vertical displacements on the lower surfaces of the tested slabs: 1 – plate number, 2 – sensor number, 3 – measurement direction transverse to the main direction of the panels (Y-axis), 4 – measurement direction along the length of the central panels joint (X-axis)

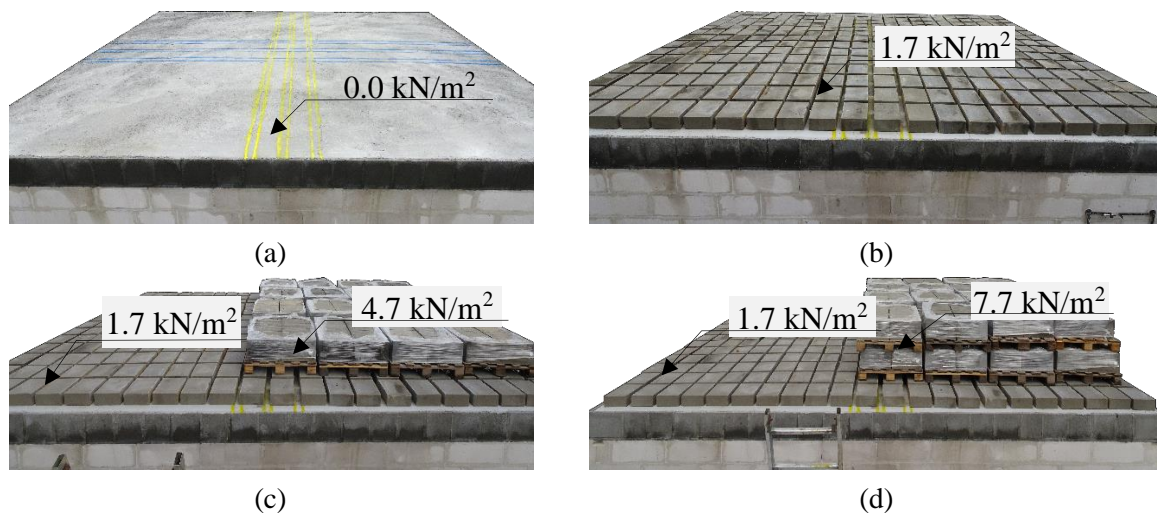


Rys. 4. Widok usytuowania czujników pomiarowych: 1 – stalowa rama, 2 – czujnik LVDT, 3 – znacznik geodezyjny (pomiar długotrwały)

Fig. 4. Overall view of inductive sensors arrangement: 1 – steel frame, 2 – LVDT sensor, 3 – geodetic marker (long-term measurement)

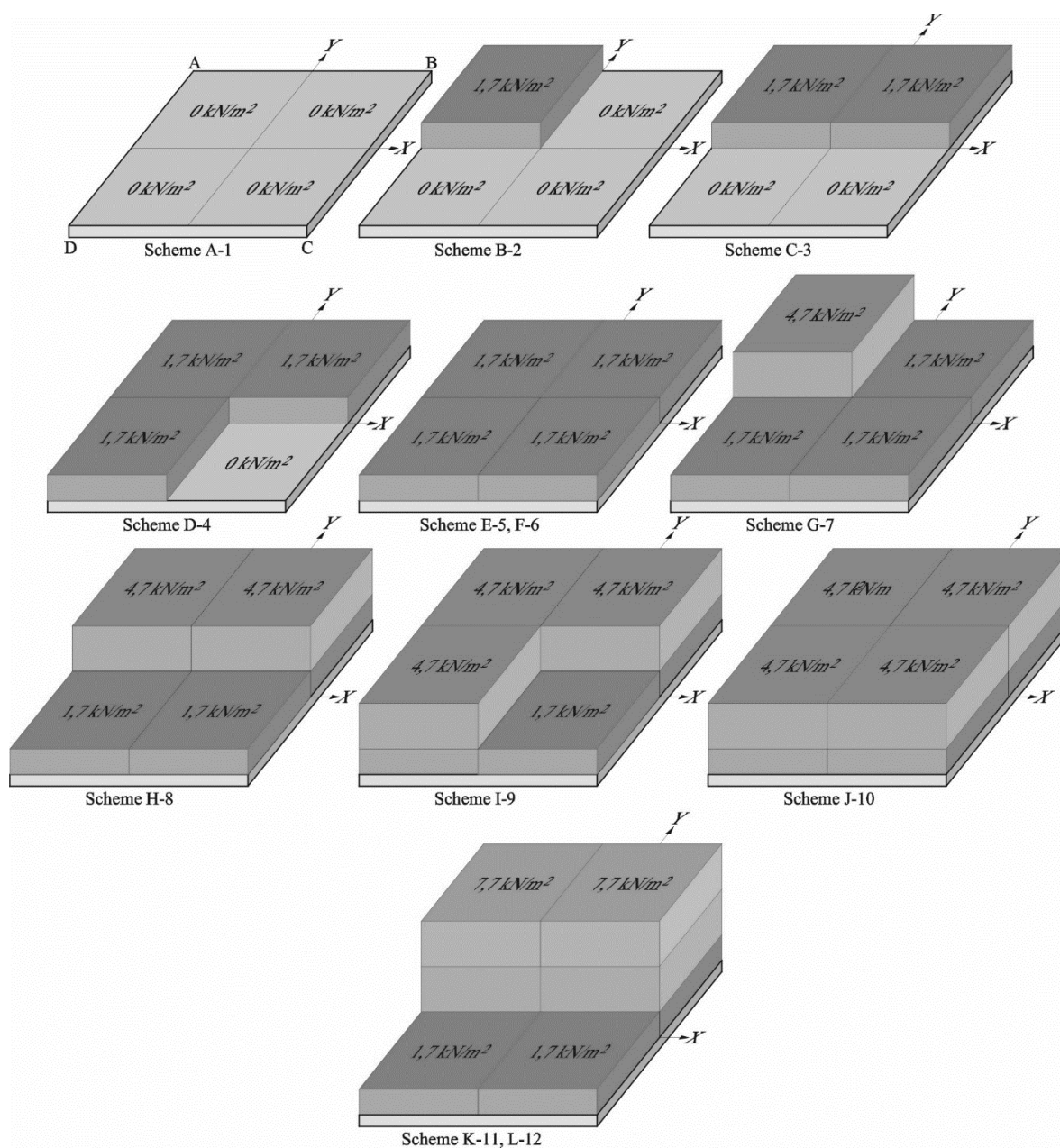
## 2.4. Obciążenie modeli

Obciążenie każdego modelu badawczego realizowano w sposób grawitacyjny, według ustalonego harmonogramu. Do wywołania obciążeń zastosowano pojedyncze bloczki betonowe ( $350 \times 250 \times 120$  mm) oraz bloczki układane na paletach. Całkowite obciążenie ponad ciężar własny stropu o wartości  $4,7 \text{ kN/m}^2$  zostało podzielone na dwie części  $1,7 \text{ kN/m}^2$  (bloczki betonowe układane na górnej powierzchni stropu) oraz  $3,0 \text{ kN/m}^2$  (palety z bloczkami betonowymi układane na położonych wcześniej bloczkach betonowych). Sekwencje obciążeń pokazano na rys. 5 oraz 6. Automatische odczyty przemieszczeń dokonywano każdorazowo po 15 minutach od chwili ułożenia obciążenia. Sekwencje obciążeń F oraz L stanowił kontynuację wcześniejszych sekwencji E oraz K, z tą różnicą, że pomiar przemieszczeń przeprowadzono po godzinie.



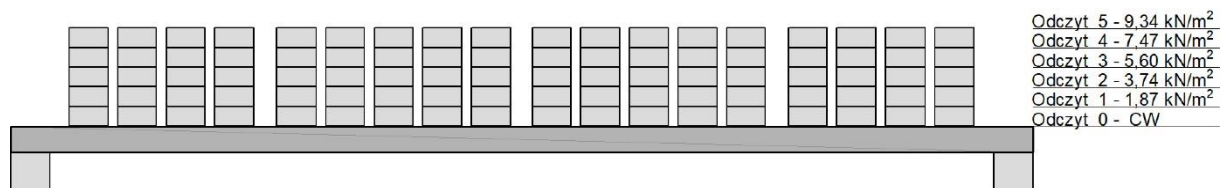
Rys. 5. Widok wybranych sekwencji obciążenia modeli: (a) A-1, (b) E-5, F-6, (c) H-8, (d) K-11, L-12

Fig. 5. View of selected loading sequences of models: (a) A-1, (b) E-5, F-6, (c) H-8; (d) K-11, L-12



Rys. 6. Sekwencje obciążeń modeli przestrzennych  
Fig. 6. Load steps for slab models

Modele pasmowe obciążano stopniowo bločkami betonowymi, a następnie paletami z bločkami aż do zniszczenia. Kolejne kroki obciążania przestawiono na rys. 7.



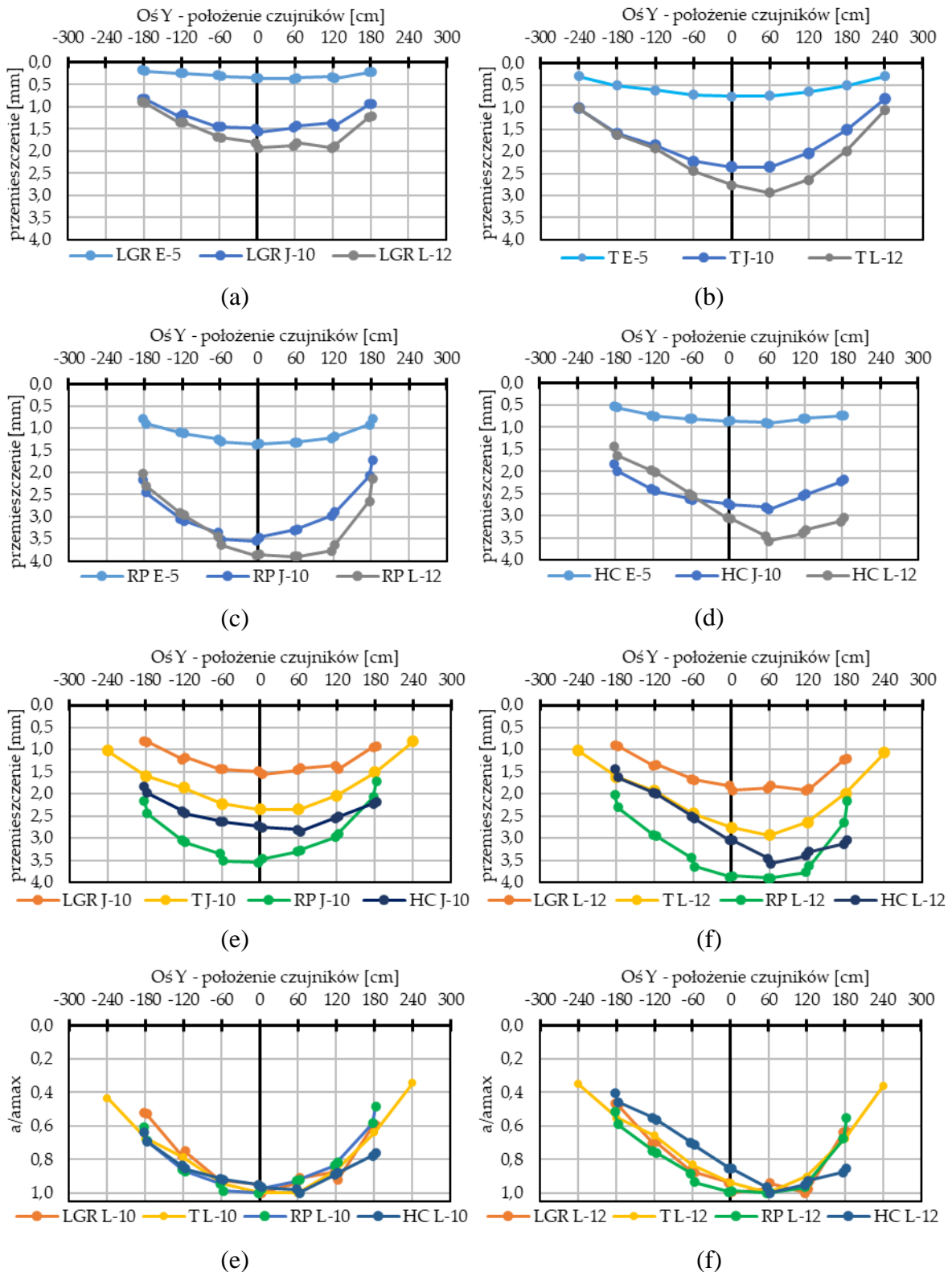
Rys. 7. Kroki obciążenia modeli pasmowych  
Fig. 7. Load steps for strip models

### 3. Wyniki badań

#### 3.1. Badania na modelach przestrzennych

Przed przystąpieniem do badań wykonano inwentaryzację zarysowań górnej oraz dolnej powierzchni stropów. W modelach żelbetowych intensywność pierwotnych zarysowań była niewielka. W trakcie procesu obciążania rysy ulegały wydłużeniu oraz zwiększeniu rozwartości, nie przekraczając jednak 0,2 mm w modelu LGR oraz 0,3 mm w modelu T. Koncentracja rys była największa w strefie maksymalnego obciążenia. W modelach RP i HC ze sprężonymi prefabrykatami nie stwierdzono żadnych zarysowań zarówno przed, jak i po przystąpieniu do badań przy obciążeniach doraźnych.

Przy każdej sekwencji obciążeń strop Teriva wykazywał znacząco większe przemieszczenia niż model LGR. Ostatnie zarejestrowane ugięcie modelu LGT wynosiło 1,93 mm, a modelu T było o 52% większe i było równe 2,94 mm. Model RP przy maksymalnym obciążeniu wykazywał ugięcie 3,90 mm. Pierwsze dwa modele (stropy żelbetowe) nie uzyskały żadnego zmniejszenia przemieszczeń po przełożeniu połowy obciążenia (zmianie sekwencji obciążenia J-10 na L-12). W modelu RP zaobserwowano zmniejszenie przemieszczeń o 0,14 mm przy podporze. W modelach LGR, T i RP maksymalne przemieszczenia uzyskano w odległości od 0,60 do 1,2 m od środka rozpiętości stropu. Czwarty model wykonany z płyt HC wyróżniał się odmienną charakterystyką przemieszczeń. Przełożenie obciążenia spowodowało zmniejszenie przemieszczeń w jednej połowie modelu o maksymalnej wartości, równej 0,44 mm. Jednak w odróżnieniu od modelu RP, największą zmianę odnotowano nie najbliżej podpory, lecz w odległości 1,2 m od środka rozpiętości stropu. Strop HC nie odnotował znaczącego spadku ugięć w punktach znajdujących się najbliżej podpory w sekwencjach J-10 oraz L-12. Zamiast tego na odcinku o długości  $\frac{1}{4}$  rozpiętości przemieszczenia były o zbliżonej wartości. W przypadku modeli RP oraz HC nie zanotowano żadnych zarysowań na kierunku podłużnym, a weryfikacja kierunku poprzecznego (rysy w zamkach) nie była możliwa. Modele te charakteryzowały się odmienną krzywą przemieszczeń na kierunku poprzecznym. Mimo większej sztywności związanej z grubością stropu, model RP zanotował ugięcia większe o 9% niż HC w sekwencji L-12. Jeszcze większa rozbieżność występowała w schemacie E-5, gdzie różnica wynosiła 50%. Wyniki pomiarów krótkotrwałych poszczególnych modeli przy wybranych sekwencjach obciążenia pokazano na rysunku 8.



Rys. 8. Przemieszczenia punktów na osi Y dla schematów E-5, J-10 and L-12: (a) LGR – Vector, (b) T – Teriva, (c) RP – Teriva Panel, (d) HC – Smart, (e) porównanie charakterystyki przemieszczeń dla schematu 10, (f) porównanie charakterystyki przemieszczeń dla schematu 12  
 Fig. 8. Displacement on the Y-axis at sequences E-5, J-10 and L-12 for slab made of: (a) lattice girder panels, (b) beam and block slab, (c) prestressed ribbed panels, (d) hollow-core panels, (e) performance of the panels at scheme 10, (f) Performance of the panels at scheme 12

### 3.2. Badania na modelach pasmowych

W celu uwypuklenia różnic w zachowaniu się poszczególnych stropów przeprowadzono inżynierskie obliczenia ugięć stropów z wytycznymi norm [3-5], które porównano z wynikami badań na modelach przestrzennych i pasmowych. Rozważono model belkowy obciążony równomiernie zgodnie ze sekwencjami obciążenia K-11 i L-12. Porównując wyniki obliczeń modeli LGR oraz RP z badaniami, dla obydwu stropów uzyskano większe ugięcia na modelach pasmowych w badaniach połowych. Dla modelu LGR różnica wynosiła 23%, a 59% dla modelu RP. Na podstawie wykonanych obliczeń oraz badań modeli pasmowych wykazano, że ugięcia od obciążeń krótkotrwałych w przypadku każdego ze stropów (modele przestrzenne) są znacząco przeszacowane. Najlepszą zbieżność wynoszącą 36% ugięć obserwowanych w badaniach uzyskano dla modelu RP. W przypadku modelu LGR zbieżność wyniosła zaledwie 5%, a w przypadku sprężonego stropu HC – 25% (tabela 4).

Tabela 4

Porównanie przemieszczeń dla modeli przestrzennych, pasmowych oraz obliczeniowych

Model	Maksymalne przemieszczenie stropu, [mm]		
	Model przestrzenny (obciążenie nierównomierne do 7,70 kN/m <sup>2</sup> )	Model pasmowy (obciążenie podano przy wartości przemieszczenia)	Obliczenia (obciążenie równomierne 7,70 kN/m <sup>2</sup> )
LGR	1,93	50,3 (7,47 kN/m <sup>2</sup> )	40,8
RP	3,90	17,5 (7,47 kN/m <sup>2</sup> )	11,0
HC	3,57	-	14,0
T	2,94	-	40,9

## 4. Analiza wyników badań

Charakter przemieszczeń w dwóch prostopadłych kierunkach potwierdził dwukierunkową pracę stropów, nawet w przypadku braku zbrojenia poprzecznego paneli oraz zbrojenia styków. Daje to podstawy, aby stwierdzić, że kształt zamka między płytami, połączony z zespalającą warstwą nadbetonu, pozwala na przenoszenie sił poprzecznych. Badania stropów wykazały, że elementy bez zbrojenia styków między kolejnymi panelami pod obciążeniem doraźnym nie uległy klawiszowaniu. Charakterystyka ugięcia wskazuje na współpracę paneli w przejmowaniu obciążeń powierzchniowych.

Na etapie obciążeń doraźnych strop Teriva (model T) wykazywał większe przemieszczenia (średnio 52%) niż strop Vector (model LGR), mimo znacząco większej sztywności początkowej, wynikającej ze zwiększonej wysokości o 80 mm. Przyczynę należy upatrywać w zwiększonej liczbie połączeń na kierunku poprzecznym, występujących na styku każdej z belek, a nie tylko na styku prefabrykatów, jak w stropie LGR. Prowadzi to do zmniejszonej

sztynności poprzecznej, spowodowanej większą ilością zarysowań, które muszą występować w styku elementów. W modelach sprężonych (RP oraz HC), w których nie zaobserwowano zarysowań na powierzchni dolnej, wykazano, że strop HC bez płyty nadbetonu odnotował mniejsze ugięcia (średnio 20%) niż model RP. Sytuacja miała miejsce już od początku procesu obciążania (sekwencja E-5, obciążenie równomierne na całej powierzchni równe  $1,7 \text{ kN/m}^2$ ). Można jedynie domniemywać, że po okresie dojrzewania i przy niewielkich obciążeniach mogło dojść do powstania zarysowań między płytami, obniżających sztywność i zmniejszających współpracę poszczególnych prefabrykatów. Dodatkowo konstrukcja zamka mogła wpływać na sposób rozwoju zarysowań i tym samym współpracę poszczególnych płyt.

Model HC jako jedyny przy obciążeniach doraźnych nie odnotował maksymalnego ugięcia w środku rozpiętości, ale w odległości 62,5 cm od środka modelu. Charakter przemieszczeń i przesunięcie krzywej w kierunku podpory bocznej wskazywały na mniejszą sztywność poprzeczną modelu HC, a nawet na przegubowy charakter pracy zamka już od początku procesu obciążania. Uzasadnieniem przegubowego modelu pracy był zwiększony obrót występujący pomiędzy panelami.

Wykonano również obliczenia analityczne i numeryczne stropów od obciążeń krótkotrwałych. Wykorzystując model belki swobodnie podpartej i procedurę normową, każdorazowo uzyskano znaczne przeszacowanie ugięć, ponadtrzykrotne, w stadium obciążeń krótkotrwałych. Otrzymane wyniki są efektem pominięcia w obliczeniach współpracy poszczególnych prefabrykatów, wynikającej z obecności nadbetonu i wypełnienia zamków między płytami. Praktyka traktowania elementów panelowych i prefabrykowanych jako wydzielonych jednokierunkowych płyt jest powszechna. Jedynie w szczególnych przypadkach, takich jak występowanie sił skupionych na jednym z paneli, wykorzystywana jest możliwość przejścia części obciążenia przez sąsiednie panele [3]. Wielokrotne przeszacowanie przemieszczeń na modelu belkowym nie może zostać uznane za prawidłowe. Modele jednokierunkowych pasm stropowych nie odwzorowują rzeczywistych warunków pracy stropów.

## 5. Podsumowanie

Kluczowym elementem badań (jakościowych) było porównanie cech wybranych stropów w kierunkach poprzecznym i podłużnym, poddanych obciążeniu doraźnemu oraz długotrwałemu. W artykule przedstawiono część badań dotyczącą obciążeń krótkotrwałych. Istotną wspólną cechą stropów był brak zbrojenia styków. Mimo pracy złącz podłużnych wyłącznie przez przekrój betonowy, panele zachowały możliwość wzajemnej redystrybucji obciążeń. Elementy stropowe połączone jedną warstwą nadbetonu wykazywały lepsze parametry współpracy poprzecznej niż elementy łączone wyłącznie w swoim styku (HC).



Przyjęty model pracy belki wolnopodpartej, uwzględniony w obliczeniach, jest podejściem nadmiernie zawiązującym wyniki ugięć, niepozwalającym na rzeczywistą ocenę efektów oddziaływań, a tym samym zachowania się stropu. Uwaga ta tyczy się w szczególności oceny eksperckiej stropów w obiektach już wykonanych i użytkowanych.

Więcej informacji o procedurze i szczegółowych wynikach badań połowych prefabrykowanych stropów zamieszczono w publikacjach [2, 19-23]. Autorzy kontynuują badania modeli złożonych z paneli prefabrykowanych w celu analizy wpływu zespolenia oraz mechanizmu zarysowania i zniszczenia stropów bez zbrojenia poprzecznego. Otrzymane rezultaty pozwolą na dokładniejsze odwzorowanie numeryczne pracy stropów i sformułowanie kompletnych wytycznych obliczeniowych.

## Bibliografia

1. Drobiec Ł., Wyczółkowski R., Kisiołek A.: Numerical modelling of thermal insulation of reinforced concrete ceilings with complex cross-sections. *Appl. Sci.* 2020, 10, 2642, DOI:10.3390/APP10082642.
2. Drobiec Ł., Jasiński, R., Mazur W., Kisiołek A., Grzyb K., Zając J.: Half Precast Prestressed Slab Research under Short-Term and Long-Term Load. In 10th International Conference of Advanced Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures (AMCM 2020), Lublin, Poland, October 21-23, 2020. *Proceedings*, 2020, p. 150.
3. EN 1168:2011 - Precast concrete products - Hollow core slabs, 2011.
4. EN 13747:2011 - Precast concrete products. Floor plates for floor systems, 2011.
5. EN 15037-1:2011 - Precast concrete products - Beam-and-block floor systems - Part 1: Beams, 2011.
6. EN 12390-1:2013, Testing hardened concrete – Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds, 2013.
7. EN 12390-3:2019, Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens, 2019.
8. EN ISO 15630-1:2004, Steel for the reinforcement and prestressing of concrete – test methods – Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire, 2004.
9. Gromysz K.: Distribution of Forces in Composite Concrete Slabs Between the Joint and the Reinforcement Anchored on the Support. *Procedia Eng.* 2013, 65, 206-211, DOI:10.1016/j.proeng.2013.09.031.
10. Gromysz K.: Verification of the Damping Model Vibrations of Reinforced Concrete Composite Slabs. *Procedia Eng.* 2013, 57, 372-381, DOI:10.1016/j.proeng.2013.04.049.
11. Huang W., Ma X., Luo B., Li Z., Sun Y.: Experimental Study on Flexural Behaviour of Lightweight Multi-Ribbed Composite Slabs. *Adv. Civ. Eng.* 2019, 2019, p. 1-11, DOI:10.1155/2019/1093074.

12. Ibrahim I.S., Padil K.H., Mansoor H., Bady A., Saim A.A., Sarbini N.N.: Ultimate Shear Capacity and Failure of Shear Key Connection in Precast Concrete Construction. *MALAYSIAN J. Civ. Eng.* 2014, 26, 414–430, DOI:10.11113/mjce.v26n3.350.
13. Kim S.H., Lee K.K., Lee H.S., Lee K.J., Kang I.S.: Bending and Shear Strength of I-Slab with Polystyrene Forms. *Key Eng. Mater.* 2008, 385–387, 353-356, DOI:10.4028/www.scientific.net/KEM.385-387.353.
14. Kisiołek A.: The market of flooring systems in Poland. *Innov. Mark.* 2018, 14, 13–22, DOI:10.21511/im.14(1).2018.02.
15. Shamass R., Zhou X., Wu Z.: Numerical Analysis of Shear-Off Failure of Keyed Epoxied Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. *J. Bridg. Eng.* 2017, 22, 04016108, DOI:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000971.
16. Soeprapto G., Sunarso M., Sumarsono Murdono F., Agustin W., Siahaan R.: Effect of longitudinal joint on the shear-key of hollow core slab which function as an rigid diaphragm. *MATEC Web Conf.* 2017, 101, 01017, DOI:10.1051/mateconf/201710101017.
17. Song J.-Y., Kim S.E., Lee H., Kwak H.-G.: Load Distribution Factors for Hollow Core Slabs with In-situ Reinforced Concrete Joints. *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 2009, 3, 63-69, DOI:10.4334/IJCSM.2009.3.1.063.
18. Wenzhong Z., Xueyuan L., Ying W.: Flexural Behaviour of Precast, Prestressed Ribbed RPC Bottom Panels. *Open Civ. Eng. J.* 2015, 9, 535-543, DOI:10.2174/1874149501509010535.
19. Zajac J.: Badania doświadczalne stropu panelowego Vector III pod obciążeniem doraźnym oraz długotrwałym. *Materiały Budowlane* 2020, 1, 25-28, DOI:10.15199/33.2020.04.01.
20. Zajac J., Drobiec Ł.: Comparison of the Performance of Prestressed Ribbed Panels and Hollow Core Panels Supported on Four-Edges. *IOP Conf Ser Mater Sci Eng* 2021, 1203, 032049, DOI:10.1088/1757-899X/1203/3/032049.
21. Zajac J., Drobiec Ł., Jasiński R., Kisiołek A.: Badania doświadczalne stropu TERIVA PANEL pod obciążeniem krótko- i długotrwałym. *Materiały Budowlane* 2021, 1, 23-26, DOI:10.15199/33.2021.11.03.
22. Zajac J., Drobiec Ł., Jasiński R., Wieczorek M., Kisiołek A.: Experimental Tests of the Vector II Slab in Field Conditions, Slab and Strip Model. *Civil and Environmental Engineering Reports* 2021, 31, 54-69, DOI:10.2478/ceer-2021-0004.
23. Zajac J., Drobiec Ł., Jasiński R., Wieczorek M., Mazur W., Grzyb K., Kisiołek A.: The Behaviour of Half-Slabs and Hollow-Core Slab in Four-Edge Supported Conditions. *Applied Sciences* 2021, 11, 10354, DOI:10.3390/app112110354.
24. Zhang J., Liu B., Han B., Ni Y., Li Z.: Analysis Of Out-Of-Plane Performance Of Composite Slab With Precast Concrete Ribbed Panels Under a Hanging Load. *PCI J.* 2019, 64, DOI:10.15554/pcij64.5-02.

Adam ZYBURA, Andrzej ŚLIWKA  
Politechnika Śląska, Gliwice

## PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH O PRZEWIDYWANEJ TRWAŁOŚCI W WARUNKACH ZIMOWEGO UTRZYMANIA DRÓG

**Streszczenie.** Na podstawie Model Code for Service Life Design przedstawiono zasady zapewnienia trwałości projektowanym konstrukcjom żelbetowym zagrożonym skutkami zimowego utrzymania dróg. Określono mechanizm wnikania do betonu chlorków w warunkach cyklicznego zwilżania i schnięcia, wywołanego rozbryzgami słonej wody oraz działaniem rozpylonej w powietrzu solanki. Opisano sposób wyznaczania stężenia chlorków na brzegu betonu konstrukcji, wpływ odległości konstrukcji od jezdni oraz zdefiniowano stężenie krytyczne chlorków, powodujące depasywację i zagrożenie korozją zbrojenia.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje żelbetowe, projektowanie, trwałość, chlorki

## DESIGNING OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH EXPECTED DURABILITY UNDER WINTER ROAD MAINTENANCE CONDITIONS

**Summary.** Based on the Model Code for Service Life Design, the principles of ensuring the durability of designed reinforced concrete structures threatened by the effects of winter road maintenance were presented. The mechanism of chloride penetration into concrete in the conditions of cyclic wetting and drying caused by salt water splashes and the action of brine sprayed in the air was determined. The method of determining the concentration of chlorides on the concrete edge of the structure, the influence of the distance of the structure from the roadway, and the critical concentration of chlorides causing depassivation and the risk of reinforcement corrosion were defined.

**Keywords:** reinforced concrete structures, design, durability, chlorides

## 1. Wprowadzenie

W okresie zimowym konstrukcje żelbetowe są szczególnie narażone na niekorzystne działanie wpływów środowiskowych. Stosowane do utrzymania dróg środki odladzające zawierają chlorki powodujące zagrożenie korozyjne zbrojenia. Zagrożenie to znacznie zwiększają zmienne warunki wilgotnościowe, sprzyjające rozwojowi procesów niszczących w przypowierzchniowych strefach elementów.

Obecnie wymagania dotyczące zabezpieczenia projektowanych konstrukcji żelbetowych przed wpływami środowiska określają dwie normy. Norma PN-EN 206-1 [13] wskazuje warunki decydujące o jakości i szczelności otuliny – maksymalną wartość współczynnika  $w/c$ , minimalną zawartość cementu oraz minimalną klasę wytrzymałości betonu. Natomiast norma PN-EN 1992-1-1 [12] podaje grubość otuliny zbrojenia i dopuszczalną szerokość rozwarcia rys. Szczegółowe wartości cech materiałowych i geometrycznych dobiera się na podstawie, zamieszczonej w wymienionych normach, klasyfikacji ekspozycji konstrukcji na oddziaływanie środowiska. Przyjęcie właściwej klasy ekspozycji środowiskowej odbywa się intuicyjnie i natrafia na znaczne trudności interpretacyjne. Na problem ten zwrócono uwagę w artykule [22], analizując zasadnicze wskazówki doboru klasy ekspozycji, poszerzone o dane z przepisów brytyjskich. Zagadnienie staje się jeszcze bardziej złożone, gdy próbuje się uwzględnić szczególne warunki wywołane zimowym utrzymaniem dróg. Sytuację zbyt ogólnikowo określa klasa ekspozycji XD3 zagrożenia spowodowanego korozją chlorkową w środowisku cyklicznie mokrym i suchym, z przykładami występowania: elementy mostów narażone na działanie rozpylonych cieczy zawierających chlorki, nawierzchnie dróg, płyty parkingów [12, 13]. Zastosowanie podanych w tej klasie ekspozycji warunków technologicznych i konstrukcyjnych powinno zapewnić osiągnięcie niejawnie określonego projektowego okresu użytkowania 50 lat, bez zauważalnych uszkodzeń korozyjnych.

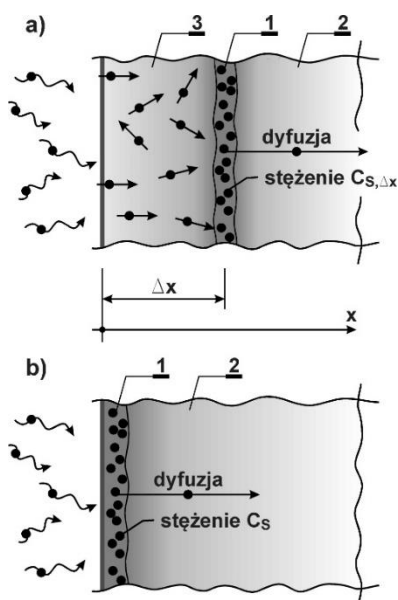
Znacznie dokładniejsze postępowanie projektowe proponuje Model Code for Service Life Design [3]. W uzasadnionym fizycznie i chemicznie modelu zasadniczym wskaźnikiem oczekiwanej trwałości jest projektowy okres użytkowania. Metoda obliczeń uwzględnia rzeczywisty skład betonu, w tym zastosowanie konkretnego cementu i kruszywa, a ponadto lokalne warunki klimatyczne miejsca przewidywanego wzniesienia konstrukcji. Wymaganą grubość otuliny określa się na podstawie zasięgu wnikania chlorków z otoczenia według rozwiązania równania dyfuzji, natomiast potrzebne współczynniki wyznacza się zgodnie z wynikami przyspieszonych badań laboratoryjnych próbek betonu przewidzianego w projektowanej konstrukcji. Przyjęty model procesów zweryfikowano długotrwałymi badaniami o charakterze statystycznym, które prowadzono w międzynarodowych grupach koordynowanych przez FIB (Projekty Europejskie Duracrete i DARTS [14]). Zasady obliczeń, obejmujące warunki zagrożenia karbonatyzacją betonu i działaniem chlorków, ujęto w Model Code 2010, stanowiącym prenormę konstrukcji z betonu [14]. Analizę przyjętego sposobu

postępowania przedstawiono w artykułach [20, 21, 23], wyjaśniając stosowane relacje obliczeniowe fizykochemicznym przebiegiem zjawisk w otulinie zbrojenia.

W niniejszym opracowaniu skupiono się na szczególnym oddziaływaniu środków stosowanych zimą do odładzania jezdni. Uzasadniono zależności określające warunek stanu granicznego depasywacji powierzchni zbrojenia w sytuacjach, uwzględniających bezpośrednie rozbryzgi słonej wody oraz rozpyloną wodę w postaci mgły występującej w powietrzu (spray). Przedstawiono także sposoby wyznaczenia stężenia źródłowego chlorków oraz wpływu odległości rozważanej konstrukcji od krawędzi jezdni, zarówno w kierunku poziomym, jak i pionowym.

## 2. Schemat wnikania chlorków z odładzanych dróg do betonu konstrukcji

Do zimowego utrzymania dróg powszechnie stosuje się mieszaninę żwiru z solą zawierającą chlorki. Najczęściej korzysta się z chlorku sodu (NaCl), chociaż także używa się chlorku wapnia ( $\text{CaCl}_2$ ), chlorku magnezu ( $\text{MgCl}_2$ ) i chlorku potasu (KCl). Wybór rodzaju soli zależy od temperatury zewnętrznej oraz dostępności materiału [15]. Chlorki wnikają do mikrostruktury betonu obiektów drogowych w wyniku rozpryskiwania wody spod kół pojazdów lub utrzymującej się w powietrzu mgły. Schemat przemieszczania się jonów chlorkowych w betonie przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Strefy wnikania chlorków do betonu konstrukcji w warunkach zimowego utrzymania dróg: a) bezpośrednie działanie rozbryzgów słonej wody, b) mgła (spray) w powietrzu; 1 – kumulacja chlorków, 2 – strefa dyfuzji, 3 – strefa konwekcji

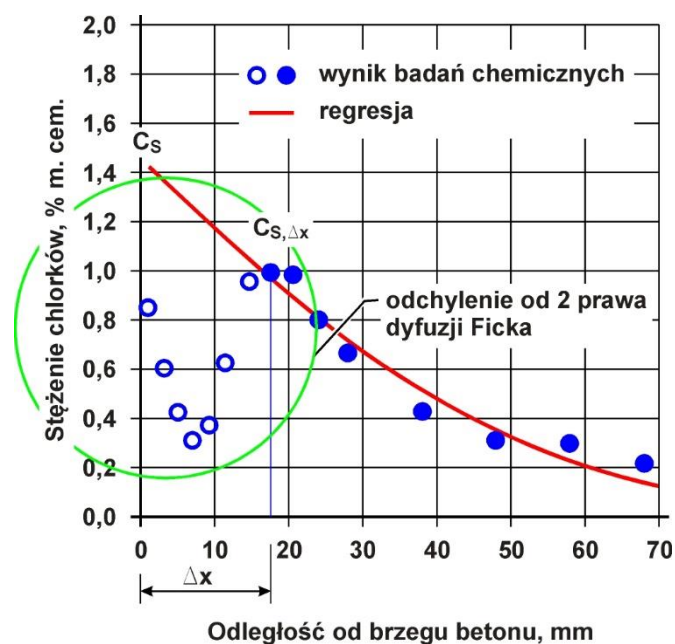
Fig. 1. Zones of chloride penetration into the concrete of the structure in conditions of winter road maintenance: a) direct action of salt water splashes, b) fog (spray) in the air; 1 – chloride accumulation, 2 – diffusion zone, 3 – convection zone

Z powierzchni betonu jony chlorkowe ( $\text{Cl}^-$ ) przenikają do wnętrza za pośrednictwem wody. Przemieszczanie jonów chlorkowych odbywa się na skutek działania jednego z możliwych mechanizmów transportu w materiałach porowatych: podciągania kapilarnego, konwekcji, zasysania przy zamrażaniu i rozmrażaniu oraz dyfuzji [15].

Występujące w procesie odladzania jezdni naprzemienne cykle mokre i suche mają bezpośredni wpływ na przypowierzchniową strefę betonu (rys. 1a). Początkowo w wyniku podciągania kapilarnego chlorki z otoczenia dostają się do porów znajdujących się blisko brzegu betonu. Schnięcie przerywa ten transport, który ponownie jest wznowiany przy kolejnym zwilżeniu betonu. W wyniku powtarzających się w czasie procesów podciągania kapilarnego substancje rozpuszczone w wodzie, w tym jony chlorkowe, gromadzą się w pewnej odległości od powierzchni zewnętrznej. Między miejscem gromadzenia się chlorków a brzegiem betonu stężenie chlorków zmienia się wskutek ruchu wody znajdującej się w porach przypowierzchniowych, przepływu jonów w kierunku przeciwnym oraz wyparowania. Stężenie jonów chlorkowych w tym obszarze, zwanym strefą konwekcji o zasięgu  $\Delta x$ , jest mniejsze od stężenia w miejscu wewnętrznej kumulacji.

Cykliczne zamrażanie i rozmrażanie mogą spowodować wniknięcie dodatkowych jonów chlorkowych do strefy konwekcji i w konsekwencji prowadzić do większej penetracji chlorków w porównaniu z zasadniczym transportem kapilarnym [15].

W pracy [15] stwierdzono, że strefa penetracji kapilarnej betonu jest ograniczona do wąskiej części brzegowej o zasięgu ok. 15 mm i występuje sezonowo w okresie stosowania środków odladzających. Natomiast nagromadzony wewnątrz chlorek pozostaje przez cały okres eksploatacji konstrukcji i powoduje dyfuzję w głąb mikrostruktury betonu za pośrednictwem unieruchomionej w porach wody. W przypadku konstrukcji narażonej na okresowe działanie chlorków ich stężenie na powierzchni wewnętrznej ustala się dopiero po upływie pewnego czasu. Czas potrzebny do przyjęcia przez to stężenie maksymalnej wartości stałej jest stosunkowo krótki w porównaniu z okresem eksploatacji konstrukcji, co uzasadnia opis procesu dyfuzji prawem Ficka. Na rys. 2 przedstawiono typowy profil stężenia chlorków, w którym wyróżnia się strefa konwekcji o zasięgu  $\Delta x$  oraz obszar dyfuzji. Na wykresie zaznaczono także stosowane w Model Code [3, 14] oznaczenia stężenia chlorków na wewnętrznej powierzchni  $C_{S,\Delta x}$  oraz na brzegu betonu  $C_s$ .



Rys. 2. Typowy profil stężenia chlorków określony w obiekcie narażonym na rozbryzgi słonej wody [15]

Fig. 2. Typical chloride concentration profile determined in a object exposed to salt water splashes [15]

Działanie rozpylonej w powietrzu wody (mgły) zawierającej chlorki wywołuje łagodniejsze skutki [4, 9]. Prawie stały kontakt z wilgotnym powietrzem prowadzi do kumulowania się chlorków tylko na brzegu betonu, bez zmian związanych z kapilarnym podciąganiem (rys. 1b). Gromadzenie się chlorków na brzegu betonu odbywa się w okresie zimowego utrzymania dróg i pozostaje na osiągniętym poziomie przez pozostałą część roku. Wnikanie chlorków w głąb mikrostruktury betonu jest spowodowane mechanizmem dyfuzji. Zgodnie z wynikami badań, akceptowanymi w Model Code [3], mgła (spray) występuje w odległości ponad 1,5 m od drogi. W betonie konstrukcji znajdujących się w tej odległości nie ma potrzeby uwzględniania procesów podciągania kapilarnego ( $\Delta x = 0$ ).

### 3. Stężenie chlorków w betonie konstrukcji drogowych

Stężenie chlorków zawartych w betonie konstrukcji określa się na podstawie stężenia źródłowego, bezpośrednio występującego w otoczeniu obiektu. Ujęcie ilościowe miarodajnego stężenia chlorków w roztworach powstających w trakcie zimowego odladzania jest utrudnione ze względu na niejednoznaczne dane związane z masą zastosowanej soli, warunkami atmosferycznymi, np. rozwiewaniem soli przez wiatr [4]. Stężenie źródłowe chlorków  $C_{eqv}$  spowodowane odladzaniem Model Code [3] proponuje się szacować według wzoru:

$$C_{eqv} = C_{0,R} = \frac{n c_{R,i}}{h_{S,i}}, \quad (1)$$

gdzie:

$C_{0,R}$  – średnia zawartość chlorków w wodzie zanieczyszczonej chlorkami, g/l,

$n$  – średnia liczba przypadków solenia w roku,

$c_{R,i}$  – średnia masa chlorków użyta do jednego solenia w odniesieniu do pola powierzchni terenu, g/m<sup>2</sup>,

$h_{S,i}$  – objętość wody deszczowej i topniejącego śniegu, występująca podczas całego okresu zimowego utrzymania, l/m<sup>2</sup>.

W Niemczech do odładzania dróg stosuje się od 5 do 25 g/m<sup>2</sup> soli, w której zawartość chlorków zmienia się od 50% do 60%, w zależności od rodzaju środka [4]. W Brunszwiku odnotowano przeciętne stężenie chlorków wynoszące 12 g/l. Wartość tę określono w poziomie 5 cm nad jezdnią, z uwzględnieniem lokalnych opadów śniegu i deszczu 40 mm/m<sup>2</sup> w ciągu 80 dni, przy temperaturze poniżej -1°C oraz założeniu średniego zużycia soli odładzającej 10 g/m<sup>2</sup> w jednym cyklu solenia i zawartości 60% chlorków w soli. W Polsce według wytycznych [19] w okresie zimowym przeprowadza się średnio 20 akcji solenia, a w ciągu jednej akcji zużywa się 40 g/m<sup>2</sup> chlorku sodu (NaCl), co odpowiada masie chlorków 24,3 g/m<sup>2</sup>. Zamieszczone w pracy [18] dane meteorologiczne naszego kraju określają w sezonie zimowym sumę opadów atmosferycznych wynoszącą 117,8 l/m<sup>2</sup>. Można szacować, że przeciętne stężenie źródłowe chlorków wynosi około 4,10 g/l, a zatem jest trzykrotnie mniejsze od występującego w niemieckim Brunszwiku.

Na podstawie źródłowego stężenia chlorków w otoczeniu konstrukcji żelbetowej określa się możliwość ich wniknięcia do betonu. Stopień pochłaniania chlorków przez reaktywny materiał kapilarny, jakim jest beton zależy od fizycznej i chemicznej zdolności do wiązania chlorków oraz liczby porów i ich nasycenia wodą (wilgocią), w której rozpuszczają się chlorki wolne [4, 9]. Wnikające z otoczenia chlorki charakteryzują się odczynem kwaśnym i reagują z zasadowymi składnikami betonu, przede wszystkim z glinianami wapnia, tworząc m.in. sól Friedla C<sub>3</sub>A·CaCl<sub>2</sub>·10H<sub>2</sub>O. Możliwe są także adsorpcja i chemisorpcja jonów chlorkowych do żeluz C-S-H [8]. W ten sposób część chlorków zostaje związana w mikrostrukturze betonu i stanowi stały składnik, w pewnym stopniu nieuczestniczący w dalszych zjawiskach wpływających na zmniejszenie trwałości konstrukcji żelbetowych. Pozostała część wnikających z otoczenia chlorków znajduje się w stanie rozpuszczonym w roztworze wodnym (wilgoci) zalegającym pory betonu. Zdysocjowane jony chlorkowe zagrażają stalowemu zbrojeniu, które zabezpieczone jest przed korozją pasywnym działaniem betonu o wysokim odczynie zasadowym.

Przyjmowane do obliczeń dane liczbowe powinny uwzględniać, że stężenie chlorków w roztworze wodnym jest wynikiem równowagi ze środowiskiem ekspozycji konstrukcji oraz

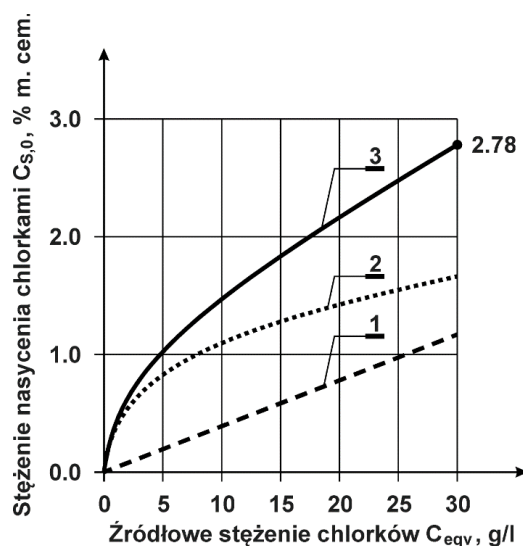


chlorkami związanymi w mikrostrukturze betonu [3]. Na te procesy mają wpływ rodzaj spoiwa, skład betonu oraz stopień oddziaływania środowiska, szczególnie stężenie źródłowe  $C_{eqv}$ . Nasylenie betonu chlorkami Model Code [3] zaleca się określać na podstawie izoterm adsorpcji chlorków, rekomendując do tego celu postępowanie według opracowania Tanga [17]. Z tego opracowania przytoczono izoterm adsorpcji chlorków wyznaczone w betonie na cemencie portlandzkim o zawartości  $300 \text{ kg/m}^3$  i współczynnika  $w/c = 0,50$  – rys. 3.

Według izoterm adsorpcji ważnej dla konkretnego składu betonu oraz przyjętego stężenia źródłowego chlorków  $C_{eqv}$ , odczytuje się stężenie chlorków związanych i chlorków wolnych, a następnie ich sumę, stanowiącą stężenie nasycenia chlorkami  $C_{S,0}$ . Przy największej wartości stężenia źródłowego chlorków  $C_{eqv} = 30 \text{ g/l}$  Model Code [3] określa, zgodnie z rys. 3, wartość stężenia nasycenia chlorkami  $C_{S,0} = 2,78\%$  masy cementu.

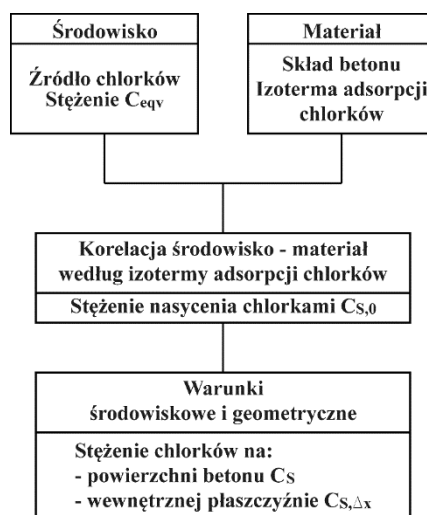
Uwzględnienie w obliczeniach sumarycznego stężenia chlorków w betonie jest uzasadnione względami bezpieczeństwa. Chociaż chlorki związane teoretycznie nie stanowią zagrożenia korozyjnego stalowego zbrojenia, to jednak zostają określone w ustalonych warunkach cieplno-wilgotnościowych. W trakcie długotrwałej eksploatacji projektowanej konstrukcji żelbetowej może nastąpić zmiana warunków środowiskowych, prowadząca do uwolnienia części chlorków związanych i zwiększenia stężenia chlorków wolnych.

Na podstawie wyznaczonego stężenia nasycenia  $C_{S,0}$  należy określić stężenie chlorków  $C_S$  na powierzchni betonu lub stężenie  $C_{S,\Delta x}$  na wewnętrznej powierzchni zastępczej w odległości  $\Delta x$  od brzegu. Sposób postępowania Model Code [3] precyzuje schematem blokowym przedstawionym na rys. 4.



Rys. 3. Izoterm adsorpcji chlorków w betonie na cemencie portlandzkim o zawartości  $300 \text{ kg/m}^3$  i współczynnika  $w/c = 0,5$ : 1 – chlorki wolne, 2 – chlorki związane, 3 – chlorki całkowite [3]

Fig. 3. Isotherms of chloride adsorption in concrete on Portland cement with a content of  $300 \text{ kg/m}^3$  and  $w/c$  ratio 0.5: 1 – free chlorides, 2 – combined chlorides, 3 – total chlorides [3]



Rys. 4. Sposób określania stężenia brzegowego chlorków w betonie na podstawie danych środowiskowych i materiałowych, według [3]

Fig. 4. The method of determining the boundary concentration of chlorides in concrete based on environmental and material data, according to [3]

Schemat ten uwzględnia, że stężenie chlorków na powierzchni betonu  $C_s$  oraz na płaszczyźnie wewnętrznej  $C_{s,\Delta x}$  zależy od właściwości materiałowych oraz warunków środowiskowych i geometrycznych. Na właściwości materiałowe wpływają rodzaj spoiwa (cement, dodatki i domieszki) oraz skład betonu. Do warunków środowiskowych zalicza się stężenie chlorków w bezpośrednim otoczeniu oraz odległość od źródła chlorków, np. roztworów powstających podczas odladzania w warunkach zimowych. Ponadto istotne znaczenie ma kształt elementów żelbetowych [3, 4, 9]. Wymienione czynniki są od siebie zależne i w konsekwencji decydują o wartościach stężenia  $C_s$  na powierzchni betonu i zastępczego stężenia  $C_{s,\Delta x}$  na płaszczyźnie wewnętrznej w modelach obliczeniowych.

Danymi wyjściowymi do projektowania są parametry środowiskowe i materiałowe (rys. 4). Środowisko charakteryzuje stężenie  $C_{eqv}$  źródła chlorków działającego na konstrukcję, natomiast do parametrów materiałowych należą skład betonu oraz wyznaczone w trakcie odrębnego postępowania izotermy adsorpcji chlorków. Po ustaleniu stężenia źródłowego chlorków  $C_{eqv}$  oraz przyjęciu składu betonu, w tym rodzaju i zawartości cementu oraz stosunku w/c, na podstawie znanej izotermy adsorpcji chlorków wyznacza się stężenie nasycenia betonu chlorkami  $C_{s,0}$ . Biorąc pod uwagę warunki użytkowania konstrukcji, jej odległość od drogi, położenie elementów (pionowe, poziome) i ich kształt, precyzuje się wartości stężenia chlorków  $C_s$  na powierzchni betonu lub zastępczego stężenia  $C_{s,\Delta x}$  na płaszczyźnie wewnętrznej.

#### 4. Odległość konstrukcji od drogi i graniczne stężenie chlorków

Określenie stężenia chlorków na powierzchni betonu  $C_s$  lub na wewnętrznej płaszczyźnie  $C_{s,\Delta x}$  według wyznaczonego stężenia nasycenia  $C_{s,0}$  wymaga dodatkowych ustaleń związanych z lokalizacją obiektu oraz kształtem jego elementów. Przyjęcie wartości stężenia powierzchniowego występującego w szczególnych miejscach konstrukcji może stwarzać pewne trudności, gdyż nie istnieją bezpośrednie relacje między rozważanym obiektem a danymi wyjściowymi założonymi w projekcie [4]. Zaleca się, aby takie relacje określać indywidualnie, np. analizując zależność stężenia źródłowego chlorków w okolicy projektowanej konstrukcji i stężenia na powierzchni istniejącej w pobliżu budowli, podczas wykonywanych w ramach projektowania badań *in situ* profili stężenia chlorków [15].

Doświadczalnie wykazano [9], że w warunkach rozbryzgów i mgieł (sprayu) zawartość chlorków w betonie zwiększa się w miarę zmniejszania się odległości konstrukcji od źródła chlorków. Zależność ta została potwierdzona zarówno w kierunku poziomym, jak i pionowym. Przeprowadzając w Niemczech badania profili stężenia chlorków na mostach w miejscu krzyżujących się autostrad określono empiryczną zależność opisującą średnie stężenia chlorków na powierzchni betonu konstrukcji  $\mu_{C_s}$  jako funkcję odległości od drogi [4, 9]:

$$\mu_{C_s} = (\mu_{C_{s,max}} - \mu_{C_0}) \left( 1 - \frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{r_{max}} \right) + \mu_{C_0}, \quad (2)$$

gdzie:

$\mu_{C_{s,max}}$  – średnie stężenie chlorków na powierzchni konstrukcji najbliższej drogi, % m. cem.,

$\mu_{C_0}$  – średnie stężenie początkowe chlorków w betonie, % m. cem.,

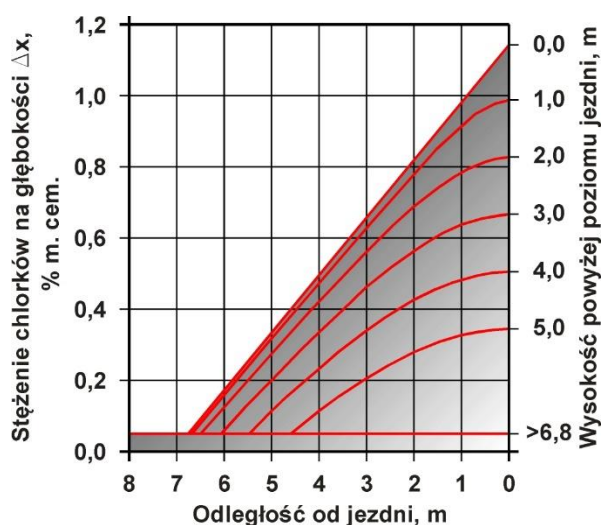
$r_{max}$  – promień obszaru betonu, w którym średnie stężenie chlorków na powierzchni jest równe  
średniemu stężeniu początkowemu, m,

$a$  – odległość pozioma od nawierzchni drogi, m,

$h$  – odległość pionowa od nawierzchni drogi, m.

Na rys. 5 przedstawiono graficznie zależność określoną wzorem (2). Jak wyjaśniono w pracy [9], ustalone doświadczalnie średnie stężenie początkowe chlorków, wynikające z zanieczyszczeń wykonawczych podczas wznoszenia konstrukcji, wynosiło  $\mu_{C_0} = 0,055\%$  m. cem., natomiast wyznaczone na podstawie analizy regresji wartości maksymalne nie przekraczały  $\mu_{C_{s,max}} = 1,15\%$  m. cem.,  $r_{max} = 6,8$  m. Omawiając w pracy [4] zależność (2), porównano stężenie powierzchniowe chlorków (określone tym wzorem i rys. 5) z wartościami uzyskanymi według izotermy adsorpcji chlorków, przedstawionej na rys. 3. Przyjęto, wspomniane wcześniej, przeciętne stężenie źródłowe chlorków odnotowane w Brunszwiku  $C_{eqv} = 1,2$  g/l i określono stężenie chlorków na brzegu betonu

$C_S = 1,5\%$  m. cem. Stwierdzono, że wartość ta w przybliżeniu odpowiada średniemu stężeniu  $\mu_{C_S} = 1,2\%$  m. cem., wyznaczonemu ze wzoru (2) przy  $a = 0$  i  $h = 0$ .



Rys. 5. Średnie stężenie chlorków na powierzchni betonu konstrukcji w funkcji odległości i wysokości od powierzchni drogi według badań [4, 9]

Fig. 5. Average concentration of chlorides on the concrete surface of the structure as a function of distance and height from the road surface according to tests [4, 9]

Model Code [3] podaje także uzyskany empirycznie inny wzór określający maksymalną zawartość chlorków w betonie  $C_{\max}$  na profilu rozkładu stężenia z uwzględnieniem odległości od jezdni:

$$C_{\max}(x_a, x_h) = 0,465 - 0,051 \ln(x_a + 1) - [0,00065(x_a + 1)^{-0,187}]x_h, \quad (3)$$

gdzie:

$x_a$  – odległość pozioma od krawędzi drogi, cm,

$x_h$  – wysokość nad powierzchnią drogi, cm,

$C_{\max}$  – procentowy stosunek masy chlorków do masy betonu.

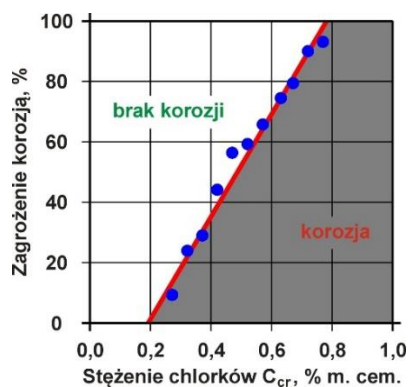
Wzór (3) został określony w lokalizacji miejskiej i wiejskiej na obszarze Niemiec, obejmuje okres eksploatacji 5-40 lat oraz konstrukcje z betonu na cemencie CEM I o współczynniku  $w/c = 0,45-0,60$ . W warunkach rozbryzgów maksymalna zawartość chlorków  $C_{\max}$  wyznaczona według wzoru (3) odpowiada zastępczemu stężeniu  $C_{S,\Delta x}$  na wewnętrznej płaszczyźnie usytuowanej równoległe do brzegu elementu w odległości  $\Delta x$  ( $C_{S,\Delta x} = C_{\max}$ ). Do wyższych obszarów nad drogą rozbryzgi praktycznie nie docierają i według Model Code [3] konstrukcja w poziomie powyżej 1,5 m nad jezdnią znajduje się w środowisku mgły (sprayu). W tych warunkach pomija się strefę konwekcji ( $\Delta x = 0$ ) i maksymalną zawartość chlorków przyjmuje się na powierzchni betonu ( $C_S = C_{\max}$ ).

Oprócz chlorków wnikających ze środowiska, w betonie mogą znajdować się chlorki wprowadzone podczas wznoszenia konstrukcji, np. wraz z zanieczyszczoną wodą zarobową lub kruszywem z obszarów nadmorskich (oznaczone jako stężenie początkowe). Obecnie, zgodnie z normą PN-EN 206-1 [13], całkowita zawartość chlorków w betonie nie powinna przekraczać 0,4% m. cem. w elementach ze zbrojeniem stalowym, 0,2% m. cem. w konstrukcjach ze stalowym zbrojeniem sprężającym oraz 1,0% m. cem. w wyrobach bez zbrojenia stalowego. W pracy [4] wyjaśniono, że dopuszczalna wartość stężenia chlorków 0,4% m. cem. została określona na podstawie badań wykonanych w końcowych latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku, dotyczących wiązania jonów chlorkowych przez cement portlandzki przy tworzeniu soli Friedla. Wartość dopuszczalną w elementach sprężonych przyjęto, zaostżając warunki uwzględniane w żelbecie. Zaznaczono, że wyżej podane zawartości chlorków nie były brane pod uwagę w trakcie ustalania stężenia krytycznego chlorków zagrażającego wystąpieniem korozji zbrojenia [4].

W Model Code [3] zdefiniowano krytyczne stężenie chlorków  $C_{crit}$  jako *całkowitą zawartość chlorków, która prowadzi do depasywacji powierzchni zbrojenia i inicjacji roztwarzania żelaza, niezależnie od tego czy powoduje widoczne uszkodzenia korozyjne na powierzchni betonu*. Określono dolną granicę stężenia krytycznego  $C_{crit,min} = 0,20\%$  masy chlorków i cementu w betonie oraz wskazano właściwy opis statystyczny wyników badań rozkładem beta. Średnia wartość stężenia krytycznego chlorków została ustalona na poziomie  $C_{crit,m} = 0,60\%$  wagi cementu, przy odchyleniu standardowym  $s = 0,15\%$ , zgodnie z rozkładem statystycznym beta o parametrach:  $a = 0,2$ ,  $b = 2,0$ .

Depasywacja jest spowodowana uszkodzeniem tlenkowej nanowarstewki ochronnej, utworzonej w sposób naturalny na powierzchni stali w kontakcie z betonem. Hipotezy budowy nanowarstewki pasywnej oraz mechanizmy jej uszkodzenia w wyniku działania chlorków i karbonatyzacji betonu przedstawiono w monografii [24].

Zalecane wartości stężenia krytycznego chlorków zostały określone na podstawie wyników badań przedstawionych (według pracy [4]) na rys. 6.



Rys. 6. Prawdopodobieństwo korozji wżerowej stali w zależności od stężenia chlorków, według [4]  
 Fig. 6. The probability of pitting corrosion of steel depending on the concentration of chlorides, according to [4]

Tabela 1  
Średnie stężenie krytyczne chlorków  $C_{crit}$  wywołujące korozję stali zbrojeniowej

Gatunek stali	$C_{crit}$ % m. cem.
Stal zwykła (węglowa)	0,4
Inhibitory korozji (w zależności od zawartości $NO_2$ )	1,0÷3,0
Stal 1.4301 odporna na korozję lub duplex 1.4362	3,5÷5,0
Stal 1.4401 odporna na korozję lub duplex 1.4462	3,5÷8,0
Stal ocynkowana	1,2

Zródło: [4]

Wykres ujmuje sumę częstotliwości prawdopodobieństwa wystąpienia korozji wżerowej stali w zależności od stężenia chlorków względem masy cementu. Stężenie krytyczne chlorków wzbudzające korozję stali, stanowi wartość z rozkładu statystycznego w granicach ok. od 0,2 do 0,8% m. cem., przy średniej wartości wynoszącej 0,48% m. cem. W Model Code [3] przyjęto większe wartości stężenia krytycznego chlorków  $C_{crit}$  od określonych doświadczalnie, co uzasadnia się przeprowadzeniem badań w klimacie laboratoryjnym, bardzo małą grubością otuliny w próbkach, wynoszącą 7,5 mm oraz przewidywanymi, korzystniejszymi warunkami rzeczywistymi od występujących w badaniach doświadczalnych [4].

Podane w Model Code [3] wartości stężenia krytycznego chlorków  $C_{crit}$  dotyczą zbrojenia ze stali zwykłej. W przypadku innych gatunków stali zbrojeniowej lub dodatkowych zabezpieczeń można przyjąć wartości  $C_{crit}$  według zaleceń ujętych w tabeli 1.

## 5. Stan graniczny depasywacji powierzchni zbrojenia

Postęp procesu prowadzącego do depasywacji powierzchni zbrojenia Model Code [3, 14] określa się warunkiem stanu granicznego, w którym krytyczne stężenie chlorków  $C_{crit}$  jest przyrównywane do aktualnego stężenia chlorków przy powierzchni zbrojenia w czasie  $t$  ( $C(x = a, t)$ ). Stężenie chlorków przy powierzchni zbrojenia oblicza się zgodnie z rozwiązaniem równania dyfuzji. W sytuacji cyklicznego zwilżania i schnięcia stan graniczny depasywacji wyraża zależność [3, 14]:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{S, \Delta x} - C_0) \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{2\sqrt{D_{app, C} \cdot t}} \right], \quad (4)$$

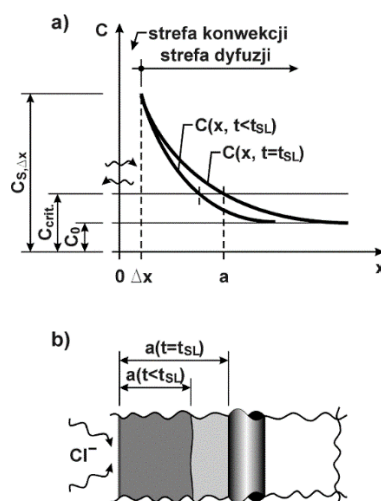
natomiast w kontakcie z rozpyloną wodą zawierającą chlorek (mgłą) – związek [14]:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_S - (C_S - C_0) \left[ \operatorname{erf} \frac{a}{2\sqrt{D_{app,C} \cdot t}} \right]. \quad (5)$$

Na podstawie równania (4) lub (5) wyznacza się wymagane położenie zbrojenia  $x = a$  względem powierzchni betonu  $x = 0$ , przyjmując czas  $t$  odpowiadający projektowemu okresowi użytkowania konstrukcji  $t_{SL}$  ( $t = t_{SL}$ ) oraz określony doświadczalnie w warunkach zbliżonych do eksploatacyjnych pozorny współczynnik dyfuzji chlorków w betonie  $D_{app,C}$ . Równania (4) i (5) zawierają także (omówione wcześniej) stężenie powierzchniowe chlorków  $C_{S,\Delta x}$  i  $C_S$  oraz stężenie początkowe  $C_0$ , wynikające z ewentualnego zanieczyszczenia chlorkami składników mieszanki w trakcie wykonywania konstrukcji.

Schemat ujętego równaniem (4) procesu cyklicznego zwilżania i schnięcia przedstawiono na rys. 7.

Zmienny w półprzestrzeni  $x$  i czasie  $t$  profil stężenia  $C(x,t)$ , wywołany dyfuzją chlorków jest przesunięty względem brzegu i rozpoczyna się od głębokości  $\Delta x$  (rys. 7a). Wpływ strefy konwekcji odwzorowuje zastępcze stężenie  $C_{S,\Delta x}$  na wewnętrznej płaszczyźnie usytuowanej równoległe do brzegu w odległości  $x = \Delta x$ . Zasięg strefy konwekcji  $\Delta x$  jest zmienną losową i według Model Code [3] może być określony statystycznym rozkładem beta o wartości średniej  $m = 8,9$  mm, odchyleniu standardowym  $s = 5,6$  mm oraz parametrach rozkładu  $a = 0,0$ ,  $b = 50,0$ . W warunkach rozbryzgów średnia głębokość strefy konwekcji nie przekracza zakresu  $6,0 \text{ mm} \leq \Delta x \leq 11,0 \text{ mm}$ , natomiast w odległości większej niż 1,5 m od drogi zasięg tej strefy nie ma znaczenia i może być przyjmowany jako równy zero ( $\Delta x = 0$ ) [3].



Rys. 7. Określenie położenia zbrojenia na podstawie warunku stanu granicznego depasywacji w sytuacji cyklicznego nawilżania i schnięcia: a) rozkład stężenia chlorków w betonie z uwzględnieniem stref konwekcji i dyfuzji, b) zmienny w czasie  $t$  zasięg zagrożenia depasywacją

Fig. 7. Determination of the position of the reinforcement based on the condition of the limit state of depassivation in the situation of cyclic wetting and drying: a) distribution of chloride concentration in concrete, taking into account the zones of convection and diffusion, b) range of depassivation risk varying in time  $t$

Porównanie stężenia krytycznego  $C_{crit}$  z rozkładem stężenia chlorków  $C(x,t)$  umożliwia określenie położenia zbrojenia  $a(t)$ , które zabezpiecza przed depasycją w czasie odpowiadającym projektowemu okresowi użytkowania konstrukcji  $t = t_{SL}$  (rys. 7b).

Określone wzorem (5) działanie mgły zawierającej chlorek (sprayu) stanowi obliczeniowo szczególnie przypadek procesu przedstawionego na rys. 7. Pominięcie strefy konwekcji prowadzi do przyjęcia  $\Delta x = 0$  oraz  $C_{S,\Delta x} = C_S$ .

Obliczenie, według wzorów (4) i (5), stężenia chlorków  $C(x = a, t)$  przy powierzchni zbrojenia ( $x = a$ ) w czasie  $t$  wymaga uwzględnienia wartości pozornego współczynnika dyfuzji  $D_{app,C}$ . W komentarzu do Model Code [3] wskazuje się, że współczynnik  $D_{app,C}$  może być określany metodą odtworzenia profilu stężenia chlorków w betonie pobranym z eksploatowanej konstrukcji lub próbek przechowywanych w warunkach przewidywanych w trakcie użytkowania obiektu. Wyznaczona wartość współczynnika stanowi średnią reprezentującą okres od rozpoczęcia ekspozycji do momentu przeprowadzenia badania. Sposób wykonywania tego typu badań przedstawiono w opracowaniu [2].

Jednak ze względu na długotrwały charakter wymienionych badań Model Code [3] rekomenduje obliczanie pozornego współczynnika dyfuzji chlorków na podstawie wyników badań przyspieszonych działaniem pola elektrycznego, według zależności:

$$D_{app,C} = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t), \quad (6)$$

gdzie:

$D_{RCM,0}$  – współczynnik migracji chlorków określony doświadczalnie zgodnie z normą NT Build 492 [10],

$k_e$  – współczynnik wpływu warunków środowiskowych w porównaniu z przyjętymi w badaniach,

$k_t$  – parametr przeniesienia wyników badań na sytuację występującą w rzeczywistej konstrukcji,

$A(t)$  – funkcja wpływu czasu (starzenia).

Wartości pozornego współczynnika dyfuzji chlorków  $D_{app,C}$  charakteryzują się znacznymi rozrzutami i wykazują tendencję do redukcji wraz z upływem czasu użytkowania konstrukcji. Właściwości te Model Code [3, 14] ujmuje się we wzorze (6) parametrem przeniesienia  $k_t$  oraz funkcją starzenia  $A(t)$ :

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a, \quad (7)$$

gdzie:

$t_0$  – czas referencyjny – od wykonania próbek betonu do przeprowadzenia badań,

$t$  – przewidywany czas ekspozycji środowiskowej betonu konstrukcji,

$a$  – wykładnik potęgowy.



W badaniach, których wyniki zostały uwzględnione w Model Code [3] przyjęto czas referencyjny  $t_0 = 28$  dni (0,0767 roku), założono tymczasową wartość parametru przeniesienia  $k_t = 1$  i na podstawie znacznej liczby danych doświadczalnych skwantyfikowano wykładnik potęgowy a funkcji starzenia jako zmienną stochastyczną [3]. Wyniki statystycznego opisu wykładnika potęgowego a, uzyskane w warunkach ekspozycji obejmujących m.in. strefy rozbryzgów i mgły (sprayu), przedstawiono w tabeli 2.

Wpływ temperatury  $T_{real}$  otoczenia konstrukcji na pozorny współczynnik dyfuzji  $D_{app,C}$  ujmuje we wzorze (6) parametr  $k_e$ , który został określony na podstawie znanego równania Arrheniusa i podany zależnością [3]:

$$k_e = \exp \left[ b_e \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right], \quad (8)$$

gdzie  $T_{ref}$  – temperatura w badaniach doświadczalnych współczynnika migracji, przyjęta jako wartość stała  $T_{ref} = 293$  K (20°C).

Tabela 2

Statystyczny opis wykładnika potęgowego a funkcji starzenia A(t)

Beton na cemencie	Parametry rozkładu beta			
	m	s	a	b
CEM I $0,40 \leq w/c \leq 0,60$	0,30	0,12	0,0	1,0
CEM I + FA (k = 0,5) $0,40 \leq w/c \leq 0,62$	0,60	0,15	0,0	1,0
CEM III/B $0,40 \leq w/c \leq 0,60$	0,45	0,20	0,0	1,0
m – wartość średnia, s – odchylenie standardowe a, b – stałe rozkładu statystycznego beta				

Źródło: [3]

Temperaturę  $T_{real}$  stanowi wartość średnia wyznaczona na podstawie danych ze stacji meteorologicznej położonej w pobliżu projektowanego obiektu. We wzorze (8) występuje także zmienna regresji  $b_e$ , którą określono statystycznie, uzyskując wartości w granicach  $3500 \text{ K} \leq b_e \leq 5500 \text{ K}$  oraz zgodnie z rozkładem normalnym średnią  $m = 4800 \text{ K}$  i odchylenie standardowe  $s = 700 \text{ K}$  [3].

Uwzględnienie właściwości dyfuzyjnych betonu przewidywanego w projektowanej konstrukcji wymaga przeprowadzenia dodatkowych badań laboratoryjnych i wyznaczenia współczynnika migracji chlorków  $D_{RCM,0}$ . Badania mają charakter krótkotrwały i należy je wykonywać zgodnie z normą NT Build 492 [10]. Wnikanie chlorków do próbek betonu jest przyspieszone działaniem pola elektrycznego. Sposób przeprowadzenia badań przedstawiono szczegółowo w artykułach [21, 23]. W wypadku braku danych doświadczalnych Model Code [3] dopuszcza stosowanie wartości szacunkowych współczynnika  $D_{RCM,0}$ , zestawionych w tabeli 3.

Tabela 3

Orientacyjne wartości pozornego współczynnika migracji chlorków  $D_{RCM,0}$ ,  $\text{mm}^2/\text{rok}$

Rodzaj cementu	w/c					
	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
CEM I 42,5 R	-	280,7	315,4	498,3	621,3	788,4
CEM I 42,5 R + FA (k = 0,5)	-	174,2	217,6	283,8	343,7	469,9
CEM I 42,5 R + SF (k = 2,0)	138,8	151,4	-	-	167,1	-
CEM III/B 42,5 R	-	44,2	59,9	88,3	94,6	107,2
Dodatki: FA – 22% popiołów lotnych, SF – 5% mikrokrzemionki						

Źródło: [3]

## 6. Minimalna grubość otuliny zbrojenia – przykład liczbowy

Zgodnie z zasadami określonymi w Model Code [3] przeprowadzono obliczenia minimalnej grubości otuliny wymaganej w elementach wiaduktu zlokalizowanego na odcinku autostrady A4 między Krakowem a Katowicami. W podporach konstrukcji założono beton klasy C35/45 o współczynniku  $w/c = 0,45$  na cemencie CEM I 42,5R w ilości minimum  $320 \text{ kg/m}^3$ , natomiast w ustroju nośnym sprężonym przyjęto beton klasy C40/50 na tym samym cemencie i z identyczną jego zawartością, lecz o współczynniku  $w/c = 0,40$ .

Warunki zimowego utrzymania koncesyjnego odcinka autostrady A4 określono według opracowania [16]. Na podstawie informacji dotyczących 12 sezonów oszacowano średnią ilość chlorków zużywanych na metr kwadratowy nawierzchni w ciągu roku  $n_{R,i} = 1195,0 \text{ g/m}^2$ . Następnie, zgodnie z datami rozpoczęcia i zakończenia akcji zimowej, odnotowanymi w trzech stacjach pomiarowych położonych w pobliżu odcinka drogi, ustalono średnią sumę opadów  $h_{S,i}$  w tym okresie. Dane dotyczące opadów pozyskano ze strony internetowej [26] Państwowego Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej. W stacji Kraków Balice średnia suma opadów w tym okresie wynosiła  $h_{S,i} = 247,6 \text{ l/m}^2$ , w Alwerni –  $h_{S,i} = 224,8 \text{ l/m}^2$ , natomiast w Chrzanowie  $h_{S,i} = 236,4 \text{ l/m}^2$ . Wyznaczone ze wzoru (1) stężenia źródłowe chlorków  $C_{eqv}$  spowodowane odladzaniem jezdni wynoszą odpowiednio  $4,8 \text{ g/l}$ ,  $5,3 \text{ g/l}$  i  $5,1 \text{ g/l}$ . W dalszych obliczeniach uwzględniono największą wartość stężenia źródłowego chlorków  $C_{eqv} = 5,3 \text{ g/l}$ .

Na powierzchnię betonu filara usytuowanego w pasie rozdziału autostrady będzie oddziaływać zarówno mgła wodna zawierająca chlorki, jak i bezpośrednie rozbryzgi spod kół pojazdów. Zgodnie ze wskazaniem Model Code [3] przyjęto zasięg strefy konwekcji wynoszący  $\Delta x = 8,9 \text{ mm}$  (wartość średnia). Przyczółki umieszczone za rowami autostradowymi oraz ustrój nośny położony w odległości większej niż  $1,5 \text{ m}$  od powierzchni jezdni znajdują się poza zasięgiem rozbryzgów. W tych elementach nie uwzględnia się strefy konwekcji ( $\Delta x = 0$ ).

Nasycenie betonu chlorkami powinno określać się na podstawie indywidualnie wyznaczonej izotermy adsorpcji chlorków, uwzględniając indywidualne cechy stosowanego betonu. Nie dysponując wynikami badań, stężenie nasycenia  $C_{S,0}$  oszacowano według izotermy przedstawionej na rys. 3, opracowanej dla betonu o nieco mniej korzystnym składzie (cement  $300 \text{ kg/m}^3$ ,  $w/c = 0,5$ ). Z krzywej 3 ujmującej chlorki całkowite i przy stężeniu źródłowym chlorków  $C_{\text{eqv}} = 5,3 \text{ g/l}$  odczytano stężenie nasycenia chlorkami  $C_{S,0} = 1,04\%$  masy cementu. Nie uwzględniono redukcyjnego wpływu odległości od jezdni rozważanych elementów wiaduktu i w każdym wypadku przyjęto stężenie powierzchniowe chlorków równe stężeniu nasycenia betonu ( $C_{S,\Delta x} = C_{S,0}$ ,  $C_S = C_{S,0}$ ).

Wartość pozornego współczynnika dyfuzji chlorków  $D_{\text{app,C}}$  betonu podpór i ustroju nośnego obliczono według wzoru (6).

Wartość współczynnika przeniesienia przyjęto równą  $k_t = 1$  oraz średnią wartość zmiennej regresji  $b_e = 4800 \text{ K}$ . Ponadto, zgodnie z danymi meteorologicznymi Polski [18], uwzględniono średnią roczną temperaturę powietrza  $9,5^\circ\text{C}$  ( $T_{\text{real}} = 282,5 \text{ K}$ ). Współczynnik  $k_e$  ujmujący wpływ temperatury dla obu betonów wyznaczono według wzoru (8), otrzymując wartość  $k_e = 0,544$ .

Zgodnie z normą [11] obiekt został zaliczony do kategorii 5 o projektowym okresie użytkowania  $t_{\text{SL}} = 100$  lat. Po przyjęciu z tabeli 2 dla betonu na cemencie portlandzkim CEM I średniej wartości wykładnika potęgowego  $a = 0,30$  i uwzględnieniu czasu referencyjnego  $t_0 = 0,0767$  roku, ze wzoru (7) określono wartość funkcji starzenia  $A(t = t_{\text{SL}}) = 0,116$ .

Ponieważ nie wyznaczono doświadczalnie współczynnika migracji chlorków w betonach zastosowanych w konstrukcji, więc z tabeli 3 przyjęto wartość orientacyjną tego współczynnika. W wypadku podpór przyjęto wartość  $D_{\text{RCM},0} = 315,4 \text{ mm}^2/\text{rok}$  podaną dla betonu na cemencie portlandzkim CEM I 42,5R i współczynnika  $w/c = 0,45$  oraz dla betonu ustroju nośnego  $D_{\text{RCM},0} = 280,7 \text{ mm}^2/\text{rok}$  przy  $w/c = 0,40$ . Zgodnie ze wzorem (6) otrzymano wartość pozornego współczynnika dyfuzji chlorków w betonie podpór  $D_{\text{app,C}} = 19,9 \text{ mm}^2/\text{rok}$ , natomiast w betonie ustroju nośnego –  $D_{\text{app,C}} = 17,7 \text{ mm}^2/\text{rok}$ .

Minimalną grubość otuliny zbrojenia określono, spełniając warunek stanu granicznego depasywacji stali w konstrukcji filara według równania (4) oraz pozostałych elementów wiaduktu zgodnie z zależnością (5).

Stężenie początkowe chlorków w betonie określono na podstawie dopuszczalnej zawartości chlorków w wodzie zarobowej. W betonie elementów podpór stężenie początkowe wynosiło  $C_0 = 1,13 \cdot 10^{-4}\%$ . W ustroju nośnym, ze względu na niższy stosunek  $w/c$ , stężenie początkowe było nieznacznie niższe i wynosiło  $C_0 = 1,00 \cdot 10^{-4}\%$ . Czas  $t = t_{\text{SL}} = 100$  lat przyjęto równy projektowemu okresowi użytkowania obiektów mostowych.

W obliczeniach uwzględniono wartość krytyczną stężenia chlorków przy powierzchni stali zbrojeniowej, według wskazówek omówionych w rozdziale 4. W elementach żelbetowych przyjęto  $C_{\text{crit}} = 0,40\%$  masy cementu, natomiast w warunkach ochrony stali sprężającej ustroju nośnego – zaostrzoną wartość  $C_{\text{crit}} = 0,20\%$  masy cementu.

Zadanie rozwiązano, stosując arkusz kalkulacyjny. Szukano wartości  $a$ , wymaganej minimalnej grubości otuliny, przy której prawa strona równań (4) lub (5) przyjmuje wartość równą przyjętemu stężeniu krytycznemu chlorków  $C_{crit}$ .

Wykazano, że w konstrukcji filara otulina wymagana ze względu na zagrożenie korozją wywołaną działaniem chlorków powinna charakteryzować się minimalną grubością  $c_d = a = 64$  mm. W przyczółkach, ze względu na brak strefy konwekcji, obliczona grubość otuliny wynosi  $c_d = a = 55$  mm. Wymagana otulina zwykłego zbrojenia w ustroju nośnym jest nieznacznie mniejsza i wynosi  $c_d = a = 52$  mm, ze względu na niższy stosunek  $w/c$ . Stal sprężająca powinna być usytuowana na głębokości większej niż 78 mm ( $C_{crit} = 0,20\%$  m. cem.).

Wyznaczone otulenie zbrojenia przyczółków idealnie odpowiada określonymu w normie PN-EN 1992-1-1 [12] minimalnemu otuleniu  $c_{min,dur} = 55$  mm, według tablicy 4.4N dla klasy XD3 zagrożenia chlorkami w warunkach cyklicznie mokrych i suchych, klasy konstrukcji S6, ujmującej projektowy okres użytkowania 100 lat oraz betonu klasy wytrzymałości C35/45 o zawartości cementu  $320 \text{ kg/m}^3$  i współczynnika  $w/c = 0,45$ . W wypadku filara, ze względu na występującą strefę konwekcji, uzyskana w obliczeniach wartość grubości otuliny jest większa o zasięg tej strefy.

W ustroju nośnym wyznaczona minimalna grubość otuliny jest nieznacznie mniejsza od wymaganej zgodnie tablicą 4.4N normy [12], co zostało spowodowane przyjęciem betonu o niższym wskaźniku  $w/c$ . Minimalna grubość otuliny stali sprężającej, wyznaczona według zasad Model Code [3], jest wyraźnie większa od podanego w tablicy 4.5N normy PN-EN 1992-1-1 [12] minimalnego otulenia  $c_{min,dur} = 65$  mm.

## 7. Podsumowanie

Podana w Model Code for Service Life Design [3] metoda zapewnienia trwałości projektowanym konstrukcjom żelbetowym została opracowana w ramach międzynarodowych badań koordynowanych przez FIB. Badania miały charakter statystyczny i polegały na analizie znacznej liczby profili stężenia chlorków wyznaczonych w betonie eksploatowanych konstrukcji, usystematyzowaniu wyników, w zależności od ekspozycji środowiskowej i określeniu współczynników modelu obliczeniowego, zgodnie z rozwiązaniem zadania odwrotnego. W modelu obliczeniowym zdefiniowano stan graniczny depasywacji powierzchni zbrojenia na podstawie rozwiązania zadania początkowo-brzegowego równania dyfuzji według drugiego prawa Ficka. Rozwiązanie dostosowano do występujących na drogach sytuacji cyklicznego zwilżania i schnięcia na skutek rozbryzgów słonej wody spod kół pojazdów oraz działania rozproszonej w powietrzu solanki. Spełniając warunek stanu granicznego depasywacji powierzchni stali, można określić minimalną grubość otuliny zapewniającą

ochronę zbrojenia przed korozją w czasie odpowiadającym projektowemu okresowi użytkowania konstrukcji.

Komentując warunek stanu granicznego depasywacji zbrojenia w Model Code [3], wskazano, że drugie prawo dyfuzji Ficka zostało po raz pierwszy zaproponowane do stosowania w konstrukcjach żelbetowych poddanych działaniu chlorków na początku lat 70. ubiegłego wieku przez zespół M. Colleparidi'ego [1]. Z pewną satysfakcją należy przypomnieć, że w tym samym czasie, nie mając dostępu do tego opracowania i innych zachodnich publikacji, w ówczesnym Instytucie Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej podjęto prace naukowe nad dyfuzyjnym opisem wpływu środowiska na konstrukcje żelbetowe według praw Ficka. Dzięki poparciu Profesora Włodzimierza Starosolskiego, pełniącego w tym czasie funkcję dyrektora naukowego Instytutu, badania te zostały zaakceptowane jako tematyka pracy doktorskiej [25] obronionej w 1978 roku, a następnie opublikowane w prestiżowym czasopiśmie *Archiwum Inżynierii Lądowej* [5, 6, 7] i dalej rozwijane w wielu jeszcze innych opracowaniach. Ten skromny fakt z dalekiej przeszłości, a mający olbrzymie znaczenie w rozwoju naukowym wtedy młodego asystenta, warto wspomnieć z okazji obchodzonego jubileuszu 90-lecia urodzin naszego Drogiego Profesora.

## Bibliografia

1. Colleparidi M., Marcialis A., Turriziani R.: Penetration of chloride ions into cement pastes and concretes. *J. Am. Cer. Soc.*, vol. 55/1972, p. 534-535.
2. Czarnecki L., Woyciechowski P.: Ocena trwałości konstrukcji z betonu w warunkach zagrożenia karbonatyzacją i korozją chlorkową. XIII konferencja naukowo-techniczna „Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego”, Kielce – Cezdyna 2014, s. 102-124.
3. FIB Bulletin 34, February 2006: Model Code for Service Life Design.
4. Heumann G.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Heft 225, 2014.
5. Kubik J., Zybura A.: Analiza procesów fizykochemicznych związanych z korozją żelbetu. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, vol. 26, 3/1980, s. 481-501.
6. Kubik J., Zybura A.: Ewolucja zniszczeń korozyjnych i jej wpływ na nośność przekroju żelbetowego. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, vol. 28, 3-4/1982, s. 295-309.
7. Kubik J., Zybura A.: Zmiany naprężeń w konstrukcjach żelbetowych wywołane korozją. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, vol. 26, 4, 1980, s. 639-656.
8. Kurdowski W.: *Chemia cementu i betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2010 – Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.

9. Lay S.: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion. Technische Universität München, 2006.
10. NT BUILD 492. Concrete, mortar and cement-based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments. Nordtest Method, 1999.
11. PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji.
12. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
13. PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
14. Pre-norma konstrukcji betonowych. FIB Model Code 2010, tom 1 i 2. Polska Grupa Narodowa FIB, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2014.
15. Rudolph M. and others: Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stalbeton. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B173, MFPA Leipzig GmbH, 2021.
16. Stanaszek R., Czech P.: Propozycje zmian w zimowym utrzymaniu odcinka koncesyjnego autostrady. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Transport z.81/2013, s. 117-128
17. Tang L.: Chloride penetration profiles and diffusivity in concrete under different exposure conditions. Gothenburg: Chalmers University of Technology, 1997. Publication P-97:3.
18. Tomczyk A.M., Bednorz E. (red.), Atlas klimatu Polski (1991–2020). Bogucki Wydawnictwo Naukowe, Poznań 2022.
19. Wytyczne zimowego utrzymania dróg. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2006.
20. Zybura A., Śliwka A.: Aktualne problemy ochrony konstrukcji żelbetowych zagrożonych karbonatyzacją betonu. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 7-8/2018, s. 406-410.
21. Zybura A., Śliwka A.: Durability limit states in the design of reinforced concrete structures. Stany graniczne związane z trwałością w projektowaniu konstrukcji żelbetowych. „Ochrona przed Korozją”, nr 1/2023, s. 2-12.
22. Zybura A., Śliwka A.: O interpretacji warunków środowiskowych przy określaniu klasy ekspozycji w projektach konstrukcji żelbetowych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 3/2010, s. 116-120.
23. Zybura A., Śliwka A.: Projektowa trwałość konstrukcji żelbetowych w środowisku zawierającym chlorki. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 12/2019, s. 543-550.
24. Zybura A.: Zabezpieczenie konstrukcji żelbetowych metodami elektrochemicznymi. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
25. Zybura A. (promotor Kubik J.): Zmiany naprężeń w konstrukcjach żelbetowych wywołane agresywnym środowiskiem chemicznym. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 1978.
- 26 <https://meteomodel.pl/dane/historyczne-dane-pomiarowe/>



**WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ**  
**ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice**  
**tel. (32) 237-13-81, faks (32) 237-15-02**  
**www.wydawnictwopolitechniki.pl**

**UIW 48600**

**Sprzedaż i Marketing**  
**tel. (32) 237-18-48**  
**wydawnictwo\_mark@polsl.pl**

**Sprawy wydawnicze**  
**tel. (32) 237-13-81**  
**wydawnictwo@polsl.pl**

---

Nakł. 160 + 44

Ark. wyd. 23

Ark. druk. 17,375

Papier 80 g

---

Zam. 76/23

Monografia 994





**Biuro Konferencji:**



**Politechnika  
Śląska**

**Wydział Budownictwa**

ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

 konferencjakrynica2023@polsl.pl

 [www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023](http://www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023)

**ISBN 978-83-7880-914-2**

**Wydawnictwo Politechniki Śląskiej**

44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5  
tel. (32) 237-13-81, faks (32) 237-15-02  
[www.wydawnictwopolitechniki.pl](http://www.wydawnictwopolitechniki.pl)

**Dział Sprzedaży i Reklamy**

tel. (32) 237-18-48  
e-mail: [wydawnictwo\\_mark@polsl.pl](mailto:wydawnictwo_mark@polsl.pl)

## **68. Krynicka Konferencja Naukowa**

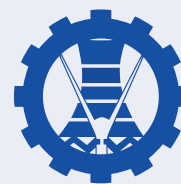
Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej  
Polskiej Akademii Nauk



Polski Związek Inżynierów  
i Techników Budownictwa



Wydział Budownictwa  
Politechniki Śląskiej