



Fundacja Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa  
Czasopismo „Inżynieria i Budownictwo”

## DYPLOM

w konkursie dotyczącym wyróżniającej się współpracy  
z redakcją w 2023 roku

**Kolegium Redakcyjne „Inżynierii i Budownictwa”  
przyznało**

**NAGRODĘ**  
**za wyróżniające się przedstawienie artykułów**  
**studium przypadku – analiza uszkodzenia konstrukcji**

Laureatem został

**prof. dr hab. inż. PIOTR NOAKOWSKI**

- „Wieża telewizyjna w Düsseldorfie – ocena stanu technicznego i naprawa podstawy konstrukcji” (nr 5-6/2023);
- „Nadmierne rysy w posadzce przemysłowej – geneza i znaczenie zjawiska” (nr 9-10/2023);
- „Ocena stanu i naprawa stropów budynku biurowego” (nr 11-12/2023).

**SERDECZNIE GRATULUJEMY**

W imieniu Kolegium Redakcyjnego

Prof. dr hab. inż. Barbara Goszczyńska  
Redaktor naczelna

# Wieża telewizyjna w Düsseldorfie – ocena stanu technicznego i naprawa podstawy konstrukcji

## TV Tower in Düsseldorf – assessment of degradations and development of repair measures

**STRESZCZENIE:** Atrakcyjna architektonicznie konstrukcja o 240 m wysokości jest najbardziej widocznym obiektem budowlanym w stolicy NRW, największej krainy związkowej Niemiec. Po 30 latach eksploatacji powierzchnia podstawy wieży wykazywała liczne poziomo zorientowane odpryski betonu. Uszkodzony element jest łącznikiem pomiędzy trzonem a fundamentem i jako taki wymagał ustalenia powodów i znaczenia degradacji dla bezpieczeństwa wieży jak i odpowiedniej naprawy. Zadania te zostały zlecone przez władze miasta autorowi artykułu. Niniejszy artykuł opisuje proces i wyniki sporządzonej w tym kontekście ekspertyzy.

**Słowa kluczowe:** wieża telewizyjna, błędy projektowe, degradacja betonu, naprawa powierzchni, zbrojenie powierzchniowe CRFK..

**ABSTRACT:** The 240 m high, architectonically attractive structure is the most visible entity in the capital of NRW, the largest federal country in Germany. After 30 years of operation the surface of the tower substructure showed numerous, horizontally oriented spalls. The impaired element constitutes a link between the windshield and the foundation and as such required classification of the degradation in terms of the structure safety as well as development of proper repair measures. The author was appointed by the city authorities to carry out these tasks. This article describes the process and the results of the expertise prepared in this context.

**Keywords:** TV tower, design errors, concrete degradation, surface repair, CFRP surface reinforcement.

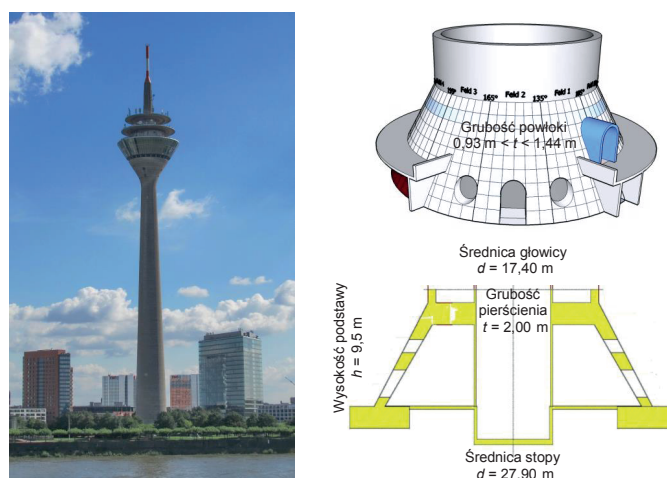
### Konstrukcja wieży

Mierząca 240 m wieża telewizyjna dominuje od 30 lat w panoramie stolicy Nadrenii-Westfalii (NRW), największej krainy związkowej RFN (rys. 1 i 2). Nadziemną część konstrukcji można podzielić na 4 elementy: iglica, gondola, trzon i podstawa. Ta ostatnia jest łącznikiem pomiędzy smukłym trzonem a rozległym fundamentem i ma w związku z tym formę krępego stożka ściętego. W powłoce stożka znajduje się wiele otworów komunikacyjnych, a jej głowica jest wzmocniona masywnym pierścieniem o grubości 2,00 m. Grubość powłoki waha się pomiędzy 1,44 m na szczycie a 0,93 m u podnóża stożka. Niniejszy artykuł opisuje proces i wyniki sporządzonej ekspertyzy uszkodzonego elementu podstawy wieży, który jest łącznikiem pomiędzy trzonem a fundamentem [3], bazującej na szeregu metodach wymiarowania [5, 6, 8], przepisach [1, 2, 4, 11] i projektach [7, 9, 10, 12].

Ze względu na duży ciężar własny wieży, jak i parcia wiatru rozważana podstawa jest wysoce obciążonym elementem konstrukcji. W związku z tym należało ustalić zarówno wyężenie trzonu, jak i siły wewnętrzne przekazywane na podstawę.

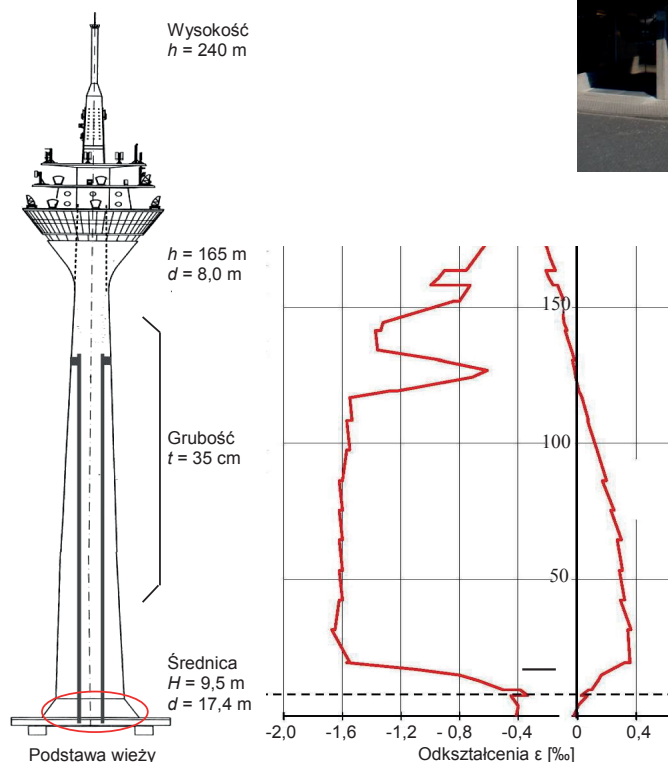
Odpowiednie obliczenia trzonu wskazały na wyraźne rezerwy w jego nośności:

- odkształcenie betonu  $\varepsilon_c = 1,6\text{‰} < \varepsilon_{cu} = 2,0\text{‰}$ ;  $\varepsilon_{cu}$  – odkształcenie graniczne betonu,
- odkształcenie stali  $\varepsilon_s = 0,4\text{‰} < \varepsilon_{su} = 5,0\text{‰}$ ;  $\varepsilon_{su}$  – odkształcenie graniczne stali.



Rys. 1. Wieża telewizyjna i jej podstawa

Obliczenia te dostarczyły jednocześnie wartości sił oddziałujących na górną krawędź podstawy, w celu ustalenia jej nośności:  $M_w = 750 \text{ MN}\cdot\text{m}$  ( $\gamma_w = 1,50$ ),  $\Delta M = 125 \text{ MN}\cdot\text{m}$  (2. rzędu),  $N = 245 \text{ MN}$  ( $\gamma_g = 1,35$ ).



Rys. 2. Wymiary i wyężenie trzonu

## Awaria podstawy wieży

W końcu lat 90. XX wieku na powierzchni stożkowej podstawy wieży wyłoniły się liczne poziomo zorientowane zarysowania w betonie. Reakcją czynników odpowiedzialnych za obiekt było bezkrytyczne pokrycie uszkodzonej powierzchni grubą powłoką na bazie sztucznej żywicy. Powłoka ta, pomimo dużej elastyczności, już po paru latach zaczęła wykazywać spękania z wyciekami świadczącymi o korozji zbrojenia. Ta ponowna awaria (rys. 3÷5) bardzo wyężonego elementu wieży sprawiła, że właściciel obiektu zlecił firmie Constructure sporządzenie ekspertyzy w zakresie następujących zadań:

- ustalenie przyczyn awarii i jej skutków dla nośności konstrukcji;
- opracowanie odpowiedniej metody naprawy;
- nadzór budowlany nad wykonawstwem robót.

Wyniki badań spękań na powierzchni podstawy wieży jak i analizy dokonanej na sześciu odwiertach o średnicy 200 mm były następujące:

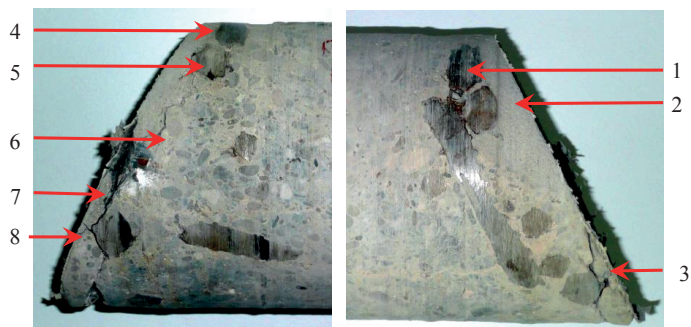
- zastosowane zbyt duże średnice prętów zbrojeniowych  $d_s = 28 \text{ mm}$ ;
- zbyt małe odległości między zastosowanymi prętami;
- niedostateczna grubość otuliny betonu  $c < 10 \text{ mm}$ ;
- ubytki źle zagęszczonego betonu w załamaniach, na spodzie szalunku przestawnego;



Rys. 3. Podstawa z głębokimi odpryskami

- wypełnienie ubytków betonu porowatą, a więc chłonną wilgoć zaprawą;
  - korozja zbrojenia obwodowego;
  - odpadnięcie otuliny wskutek rozsadzającego działania skorodowanych prętów;
  - szkodliwe pokrycie powierzchni grubą powłoką ochronną na bazie sztucznej żywicy;
  - spękanie powłoki ochronnej w miejscach odpadniętej otuliny prętów zbrojeniowych.
- Analiza powyższych wyników pozwoliła na ustalenie przyczyn awarii, jak następuje:

- Sytuacja wyjściowa:
  - zastosowanie grubych prętów zbrojeniowych średnicy 28 mm w zbyt małych odległościach z niedostateczną otuliną betonu;
  - ubytek źle zagęszczonego betonu w kątach na spodzie szalunku przestawnego;
  - zastąpienie ubytków betonowych porowatą, chłonną wilgoć zaprawą naprawczą;
  - niedostateczna grubość otuliny zaprawy ( $< 10 \text{ mm}$ ).
- Degradacja wstępna:
  - nasiąkanie porowatej zaprawy wilgocią;
  - pokrycie wilgotnej zaprawy powłoką na bazie sztucznej żywicy;
  - przemarzanie zaprawy zimą;
  - odspojenia na krawędziach zaprawy naprawczej.
- Degradacja końcowa:
  - rozerwanie powłoki na krawędziach zaprawy naprawczej;



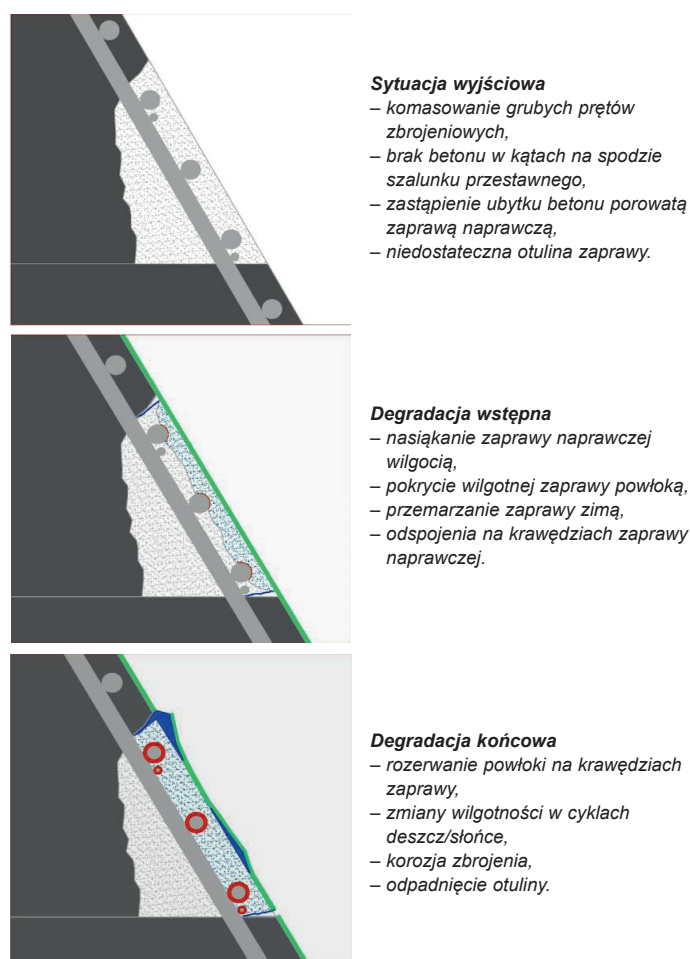
Rys. 4. Pola naprawy z nasileniami odprysków: 1 – skomasowanie grubych wkładek, 2 – niedostateczna otulina, 3 – ubytek nieuszczelnionego betonu, 4 – wypełnienie ubytku porowatą zaprawą, 5 – korozja zbrojenia, 6 – odpadnięta otulina zbrojenia, 7 – pokrycie grubą powłoką, 8 – rozerwana powłoka ochronna

- zmiany wilgotności w cyklach deszcz/słońce;
- korozja prętów zbrojeniowych;
- odpadnięcie otuliny.

W celu ustalenia nośności uszkodzonej podstawy wieży została ona poddana analizie statycznej opartej na następujących przesłankach:

- konstrukcja: powłoka stożkowa z otworami komunikacyjnymi i pierścieniem w głowicy;
- warunki brzegowe: utwierdzenie powłoki w fundamencie;
- grubość powłoki: uwzględnienie stwierdzonych ubytków betonu i zbrojenia;
- oddziaływania: siły  $M$  i  $N$  od strony trzonu i różnic temperatur.

Wyniki analizy wskazały na dostateczne bezpieczeństwo uszkodzonej podstawy wieży.



Rys. 5. Przebieg powstawania odprysków

## Naprawa

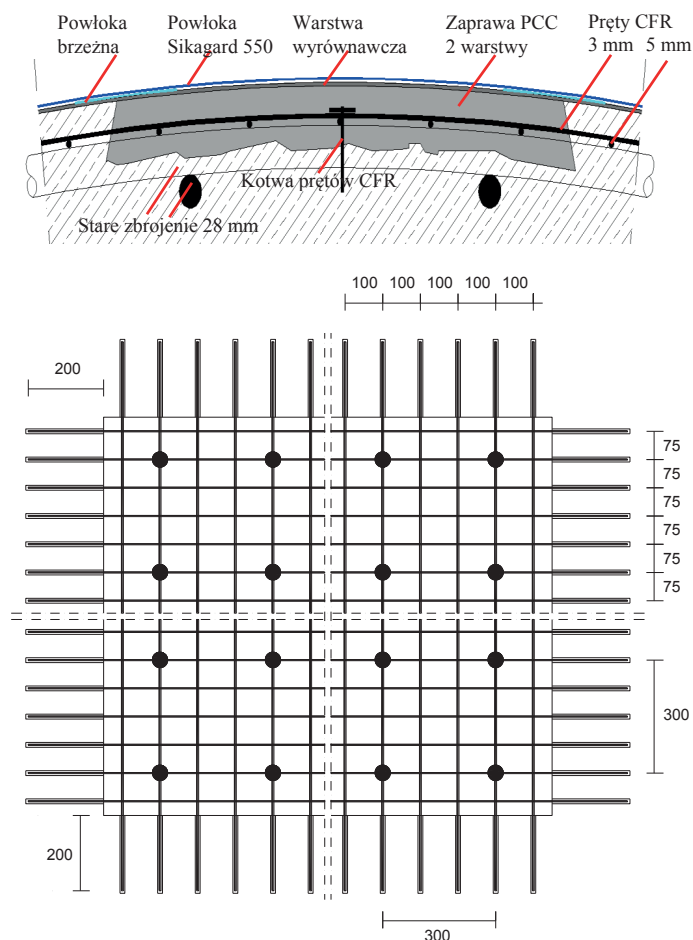
Podstawowymi wymogami w odniesieniu do skuteczności naprawy były nienaganny wygląd i wieloletnia trwałość reprezentacyjnej konstrukcji wieży TV. Dla zapewnienia spójności natryskiwanej zaprawy z podłożem został więc opracowany specjalny „nierdzewny system naprawczy” jej zbrojenia. W systemie tym wystarczająca jest mała otulina betonu; zapobiega on rozdzielaniu się zaprawy

pod wpływem powstających rys oraz przeciwdziała odspojeniu zaprawy od podłoża. System polega na (rys. 6÷8):

- wzmocnieniu powierzchniowymi prętami CFR (Carbon Fiber Reinforcement);
- zapewnieniu prętom chropowatej powierzchni przez naklejenie ziaren piasku;
- ułożeniu prętów na istniejącym zbrojeniu: w pionie średnica 5 mm i w poziomie 3 mm;
- zakotwieniu końców prętów przez wklejenie ich w rowki na granicach pól naprawy;
- powiązaniu ze sobą prętów pionowych i poziomych w miejscach ich skrzyżowań;
- zakotwieniu części skrzyżowań prętów w podłożu przy użyciu stali nierdzewnej.

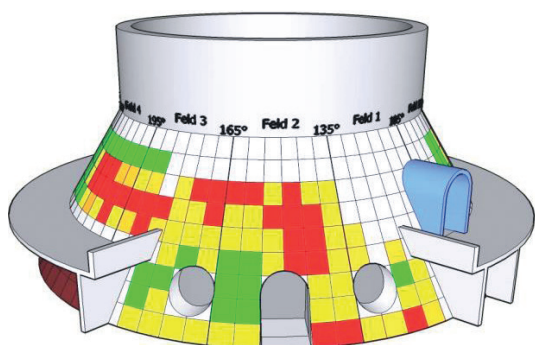
Na cały system naprawczy składają się również ogólne sprawdzone działania obejmujące:

- 1) Przygotowanie powierzchni:
  - zerwanie starej powłoki za pomocą suchego strumienia popiołu;
  - odkuciu naruszonej części betonu;
  - wycięciu wystających odcinków zbrojenia;
  - nacięciu kantów na brzegach pól naprawy.
- 2) Zabezpieczenie stali:
  - wyczyszczenie skorodowanego zbrojenia suchym strumieniem popiołu;
  - zakonserwowanie zbrojenia powłoką przeciwkorozyjną.



Rys. 6. Metoda zapewniająca trwałość powierzchni

- 3) Ułożenie prętów CFR (Carbon Fiber Reinforcement):
  - wyczyszczenie pola naprawy strumieniem powietrza;
  - wydrążenie rowków na brzegach pola naprawy w celu wstawienia prętów CFR;
  - wklejenie pionowych prętów CFR w rowki na brzegach pola naprawy;
  - wklejenie poziomych prętów CFR w rowki na brzegach;
  - związanie ze sobą prętów pionowych i poziomych w miejscach ich skrzyżowań;
  - zakotwienie odpowiedniego skrzyżowania prętów kotwami ze stali nierdzewnej.
- 4) Natrysk zaprawy PCC (Polymer Cement Concrete) z włóknami karbonowymi:
  - nawilżenie podłoża betonowego;
  - położenie pionowej listwy wyznaczającej grubość zaprawy;
  - naniesienie zaprawy w dwóch warstwach natryskowych;
  - ochrona zaprawy przez 14 dni przed utratą wilgoci.



Rys. 7. Pola naprawy z nasilonym obszarem odprysków

- 5) Naniesienie powłoki ochronnej:
  - wyrównanie powierzchni gładzią;
  - uszczelnienie styków zaprawa/stary beton paskami powłoki ochronnej;
  - pokrycie całej powierzchni powłoką ochronną.

## Wnioski

Na powierzchni podstawy trzydziestoletniej wieży telewizyjnej w Düsseldorfie stwierdzono liczne odpryski betonu. Z racji zarówno dużego znaczenia obiektu dla miasta, jak i możliwości zagrożenia okolicy wieży należało szybko wyjaśnić i usunąć awarię. Zadania te zostały zlecone firmie Constructure wyspecjalizowanej w projektowaniu, ocenie stanu i wzmacnianiu dużych, złożonych budowli przemysłowych.



Rys. 8. Podstawa wieży po naprawie

Sporządzona na zadane tematy ekspertyza dowiodła, że degradacja podstawy wieży była skutkiem:

- zbytniego skomasowania grubych prętów zbrojenio-  
wych;
- niedostatecznej otuliny zbrojenia;

- niedostatecznego zagęszczenia  
betonu w załamaniach na spodzie szalunku przestawnego.

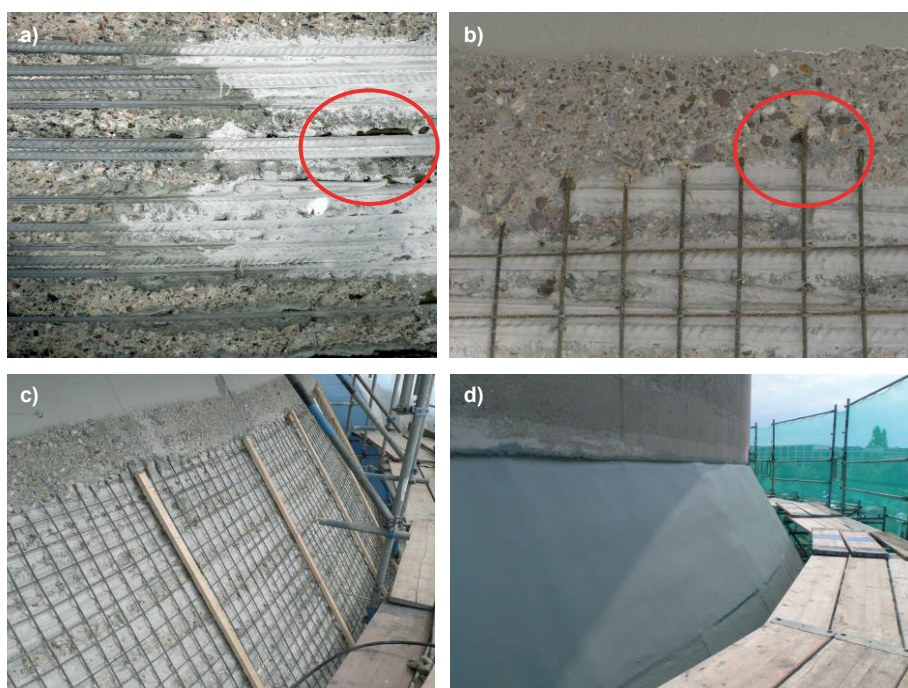
Do postępu degradacji przyczyniły się również dwie wcześniejsze szkodziłe naprawy:

- wypełnienie pierwotnych ubytków  
betonu nasiąkliwą, porowatą zaprawą  
oraz
- pokrycie niszczącej powierzchni  
grubą „powłoką ochronną”.

Jednocześnie stwierdzono na podstawie odpowiednich obliczeń, że istniejące ubytki betonu i zbrojenia nie zagrażają nośności wieży.

W obliczu potrzeby osiągnięcia właściwego wyglądu jak i trwałości reprezentacyjnej konstrukcji opracowana została nowa, zapewniająca dużą skuteczność, metoda rewitalizacji uszkodzonych powierzchni betonowych, która polega na:

- pokryciu oczyszczonej powie-  
rzchni natryskiem z wysokowartościo-  
wej zaprawy PCC;



Rys. 8. Kolejność naprawy powierzchni: a) zabezpieczenie grubych prętów, ubytki betonu pod prętami, b) zakotwienie zbrojenia powierzchniowego CFR, c) pole naprawy przed pierwszą warstwą PPC, d) pole naprawy z powłoką SIKAGARD 550

- uszlachetnieniu tejże zaprawy włóknami węglowymi;
- wzmocnieniu jej cienkimi prętami CFR z włókien węglowych.

Zastosowane nierdzewiejące zbrojenie kompozytowe:

- zadowala się małymi otulinami;
- zapobiega rozdziałaniu zaprawy rysami;
- przeciwdziała odspojeniu zaprawy od podłoża.

Uzyskany rezultat końcowy jest zadowalający, gdyż:

- zażegnany został niepokój dotyczący bezpieczeństwa wieży;
- nienaganny wygląd reprezentacyjnej konstrukcji trwale będzie wpisował się w panoramę miasta;
- stanowi rekomendację nowej „high tech” metody naprawy powierzchni betonu.

#### PIŚMIENNICTWO

- [1] CICIND: Model Code for Concrete Chimneys. Part A: The Shell.
- [2] EN 13084: Freistehende Schornsteine, Teil 2: Betonschornsteine NABau im DIN e.V., April 2002.
- [3] Exponent Industrial Structures, Gutachten Rheinturm Düsseldorf:

Schäden am Schachtunterbau, Tragfähigkeit, Gesamtzustands, Sanierungsmaßnahmen Exponent Düsseldorf, 06.12.2009.

- [4] *Nieser H., Engel V.*: Industrieschornsteine in Massivbauart Kommentar DIN 1056.
- [5] *Noakowski P., Gerstle K.*: Tower Structures Subjected to Temperature and Wind. Structural Journal of the American Concrete Institute (1990).
- [6] *Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Pohl B.*: Cracks in Masts of centrifugal concrete. 4rd International Conference AMCM. Kraków, 2002.
- [7] *Noakowski P.*: Budownictwo przemysłowe w różnych krajach świata. IV Konferencja Naukowo-Techniczna Budownictwo w Energetyce, Turów, maj 2004.
- [8] *Noakowski P., Schäfer H.G.*: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau. Buch, Ernst & Sohn, 2003.
- [9] *Noakowski P., Breddermann M., Harling A.*: Wzmacnianie konstrukcji wieżowych. XXI Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje, maj 2003.
- [10] *Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Rost M.*: Strengthening of tower-like structures, CICIND Book 2006.
- [11] *Noakowski P., Harling A., Breddermann M., Rost M.*: Turmartige Bauwerke, Grundlagen CICIND, DIN V1056, DIN EN13084, Betonkalender 2006, Ernst & Sohn.
- [12] *Noakowski P., Harling A., Breddermann M., Rost M.*: Verstärkung turmartiger Bauwerke, VDI Bautechnik, Jahrbuch 2008.

## 68. Krynicka Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB Gliwice, 24-28 września 2023 r.



Wydział Budownictwa  
Politechniki Śląskiej

Tradycyjnie konferencja będzie złożona z dwóch części: problemowej i ogólnej. Myślą przewodnią części problemowej 68. edycji konferencji będą wyzwania budownictwa na terenach górniczych, pogórnich i zdegradowanych. Część ta poświęcona będzie szeroko pojętym zagadnieniom projektowania, wznoszenia i użytkowania wszelkiego rodzaju obiektów budowlanych w warunkach utrudnień spowodowanych działalnością przemysłową, w tym górniczą lub innego rodzaju oddziaływaniami mogącymi mieć ujemny wpływ na budynki i budowle.

Przedmiotem części ogólnej konferencji będą następujące problemy naukowe:

- Budownictwo ogólne • Fizyka budowli • Geotechnika • Inżynieria materiałów budowlanych
- Inżynieria przedsięwzięć budowlanych • Inżynieria komunikacyjna: drogi, koleje, mosty
- Konstrukcje betonowe • Konstrukcje metalowe • Mechanika konstrukcji i materiałów • Niezawodność konstrukcji

Biurowo Konferencji: mgr inż. Marzena Gaura, mgr Małgorzata Lach – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

<https://www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023>, e-mail: [konferencjakrynica2023@polsl.pl](mailto:konferencjakrynica2023@polsl.pl)



# Nadmierne rysy w posadzce przemysłowej – geneza i znaczenie zjawiska

## *Excessive cracks in an industrial floor – genesis and relevance of the phenomenon*

**STRESZCZENIE:** Artykuł omawia niestereotypowe zachowanie posadzki dużej hali przemysłowej. Awarię stanowiły liczne i szerokie rysy powstałe krótko po betonowaniu. Z powodu obaw co do dalszego użytkowania, właściciel obiektu zlecił autorowi ustalenie genezy i wagi tego zjawiska. Badanie posadzki jak i odpowiednie analizy wykazały, że powodem awarii był szereg błędów projektowych.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje przemysłowe, posadzki przemysłowe, siły wymuszone.

**ABSTRACT:** Pathological behavior of a floor in a large industrial hall is presented in this paper. The failure was determined by numerous and wide cracks which formed shortly after the concreting. Due to the fear regarding the further operation the owner commissioned the clarification of the genesis and relevance of the case to the author. Appropriate investigations and analyses have proved that several mistakes in the floor design were responsible for the poor performance of the floor.

**Keywords:** industrial structures, industrial floor, imposed forces.

### Konstrukcja posadzki

Betonowe posadzki o dużej powierzchni (10 000 m<sup>2</sup>) zostały wykonane na stropach ze sprężonych płyt kanałowych w listopadzie 2014 roku, w budynkach produkcyjnych przedstawionych na rys. 1. Parę miesięcy po ich wykonaniu w poszczególnych polach dylatacyjnych (rys. 2) wystąpiły nadmiernej szerokości rysy zakłócające estetykę i utrudniające pielęgnację. Ustalenie przyczyny i znaczenia tych rys zostało zlecone autorowi artykułu. Przy wykonaniu badań, analizie ich wyników oraz obliczeniach korzystano z prac [1÷7].

#### Nadbeton

Nadbeton posadzki (rys. 2 i 3), dostarczany drogą pompowania, miał następujące właściwości:

- pola dylatacyjne 6,0 m/5,0 m
- klasa betonu C25/30
- współczynnik  $w/c = 0,48$
- zawartość pyłów  $(C + P) = 350 \text{ kg/m}^3$
- moduł sprężystości  $E_c = 35\,000 \text{ MN/m}^2$
- efektywna wytrzymałość  $f_c = 40 \text{ MN/m}^2$
- grubość  $h = 7 \div 15 \text{ cm}$
- zbrojenie dołem  $d_b/s = 6 \text{ mm}/150 \text{ mm}$

#### Podłoże

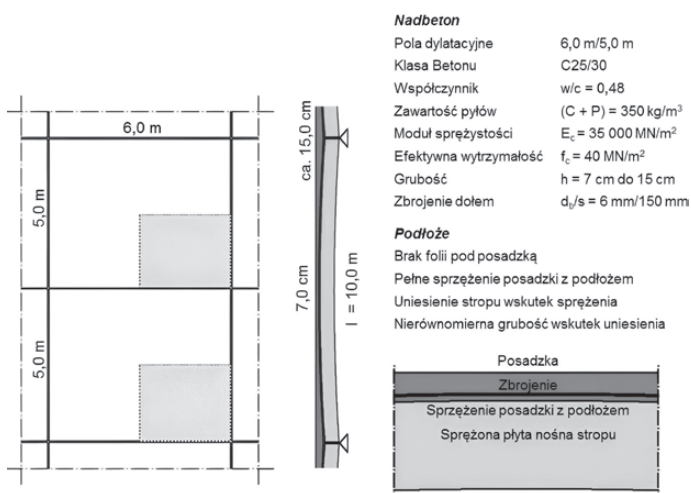
Podłoże nadbetonu w formie sprężonych płyt kanałowych (rys. 3) było wykonane, jak następuje:



Rys. 1. Budynki produkcyjne



Rys. 2. Hala produkcyjna



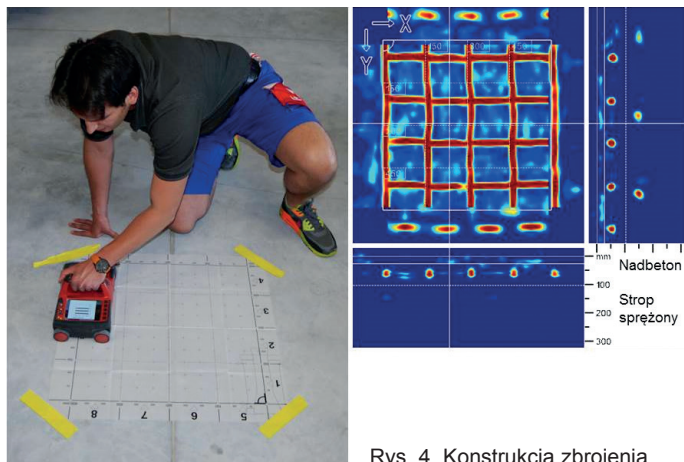
Rys. 3. Własności nadbetonu

- brak folii na styku nadbetonu z płytą;
- pełne sprężenie posadzki z podłożem;
- nierównomierna grubość wskutek uniesienia spowodowanego sprężeniem stropu.

### Zbrojenie

Nieniszczące pomiary zbrojenia radiodetekтором Hilti PS 1000 (rys. 4) potwierdziły następującą konstrukcję zbrojenia:

- obecność zbrojenia dolnego d<sub>b</sub>/s = 6 mm/150 mm;
- brak zbrojenia górnego.



Rys. 4. Konstrukcja zbrojenia

## Stan techniczny posadzki

### Wizja lokalna

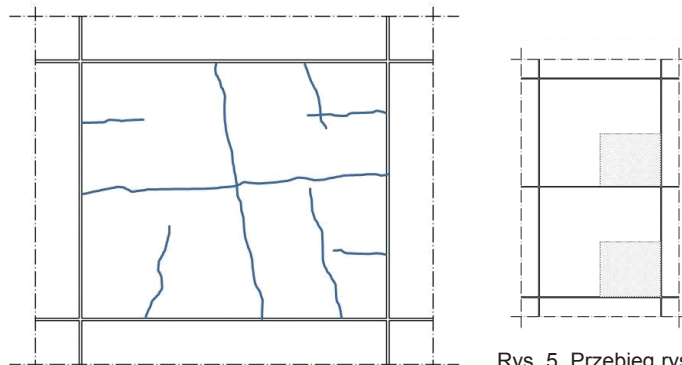
Czynności wykonane w trakcie wizji lokalnej obiektu w ramach 6 wytypowanych powierzchni pomiarowych:

- przebadanie morfologii rys w odniesieniu do prawidłowości w ich występowaniu;
- pomiar anatomii rys pod względem ich wyglądu i szerokości mierzonej za pomocą lupy o 40-krotnym powiększeniu;
- dokumentacja rys na zdjęciach w powiększonym obrazie;
- lokalizacja zbrojenia za pomocą radiodetektora Hilti PS 1000.

### Morfologia rys

Oględziny rys pozwalają na ich następującą systematyzację (rys. 5 i 6):

- lokalizacja i przebieg rys – krawędzie pól dylatacyjnych, ortogonalny przebieg, niewielka liczba (rys. 5);
- stare rysy – duże szerokości, wyłamane krawędzie, wypełnienie zaprawą;
- nowe rysy – małe szerokości, ostre krawędzie, brak wypełnień zaprawą.



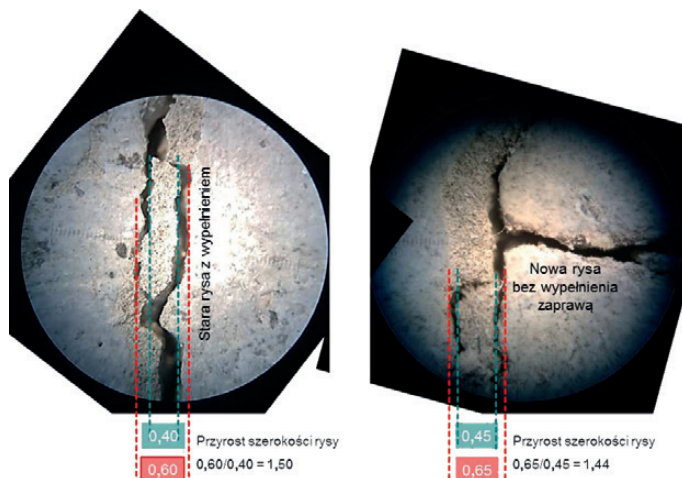
Rys. 5. Przebieg rys



Rys. 6. Wygląd rys

### Anatomia rys

Pomiary szerokości rys lupą o 40-krotnym powiększeniu (rys. 7) pozwoliły na stwierdzenie:



Rys. 7. Wygląd rys pod lupą

- początkowe szerokości do 0,50 mm rozpoznawalne po wypełnieniach mleczkiem cementowym;
- aktualne szerokości do 0,70 mm;
- przyrost szerokości o około 40% w wyniku rosnącego skurczu.

## Skurcz nadbetonu

### Mieszanka betonu $\varepsilon^*$

Własności zastosowanego betonu na tle alternatywnego betonu (rys. 8):

*Zastosowana mieszanka o dużym skurczu*

Szybko twardniejący cement

Wysoki współczynnik  $w/c = 0,48 \approx 0,50$

Duża zawartość pyłów  $C + P = 350 \text{ kg/m}^3 > 330 \text{ kg/m}^3$

Skurcz dla  $t = 10 \text{ cm}$   $\varepsilon^* = 0,30\text{‰}$

*Alternatywna mieszanka o mniejszym skurczu*

Wolno twardniejący cement

Niski współczynnik  $w/c < 0,50$

Mała zawartość pyłów  $C + P < 330 \text{ kg/m}^3$

Skurcz dla  $t = 10 \text{ cm}$   $\varepsilon^* = 0,25\text{‰}$

### Zastosowana mieszanka o dużym skurczu

Szybko twardniejący cement

Wysoki współczynnik  $w/c = 0,48 \approx 0,50$

Duża zawartość pyłów  $C + P = 350 \text{ kg/m}^3$

Skurcz dla  $t = 10 \text{ cm}$   $\varepsilon^* = 0,30\text{‰}$

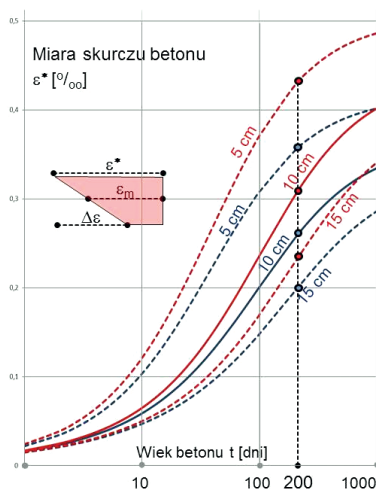
### Alternatywna mieszanka o mniejszym skurczu

Wolno twardniejący cement

Niski współczynnik  $w/c < 0,50$

Mała zawartość pyłów  $C + P < 330 \text{ kg/m}^3$

Skurcz dla  $t = 10 \text{ cm}$   $\varepsilon^* = 0,25\text{‰}$

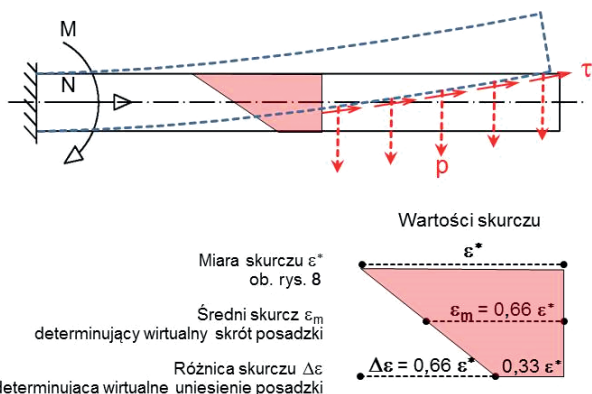


Rys. 8. Mieszanka betonu

## Oddziaływanie skurczu

Miarodajne wartości skurczu są, jak następuje:

- miara skurczu  $\varepsilon^*$  wynikająca ze składu betonu (rys. 8);
- średni skurcz  $\varepsilon_m$  determinujący wirtualny skrót posadzki;
- różnica skurczu  $\Delta\varepsilon$  determinująca wirtualne uniesienie posadzki (rys. 9).



Rys. 9. Wzbudzenie sił

## Wzbudzenie sił w posadzce

Siły wewnętrzne w posadzce są wzbudzane (rys. 9), jak następuje:

- moment zginający  $M$  w wyniku pionowych reakcji podłoża  $p$  na uniesienie  $\varphi$ ;
- siła podłużna  $N$  w wyniku poziomych reakcji podłoża  $\tau$  na przesunięcie  $\delta$ .

## Siły wewnętrzne

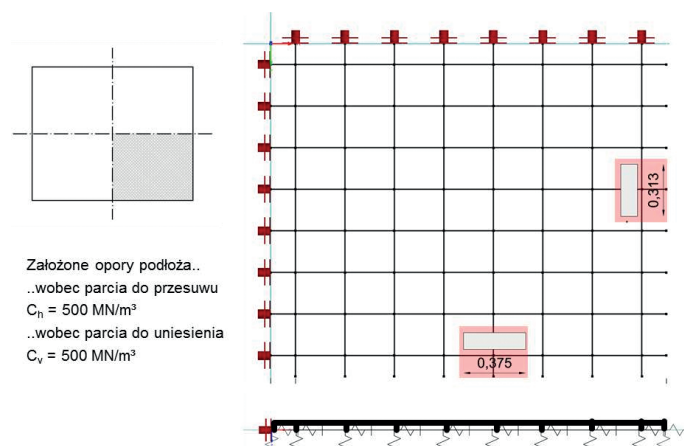
### Model statyczny

System rusztowy (rys. 10):

- $\frac{1}{4}$  pola dylatacyjnego z uwzględnieniem jego symetrii;
- 81 prętów o szerokościach 0,375 m lub 0,313 m;
- 81 węzłów obliczeniowych.

Założone sztywności podłoża w odniesieniu do:

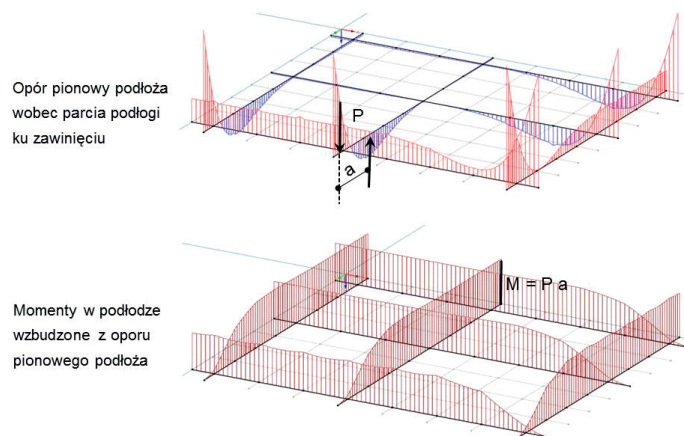
- parcia do przesuwu  $500 \text{ kN/m}^3$ ;
- parcia do uniesienia  $500 \text{ kN/m}^3$ .



Rys. 10. Model obliczeniowy

### Momenty gnące (rys. 11):

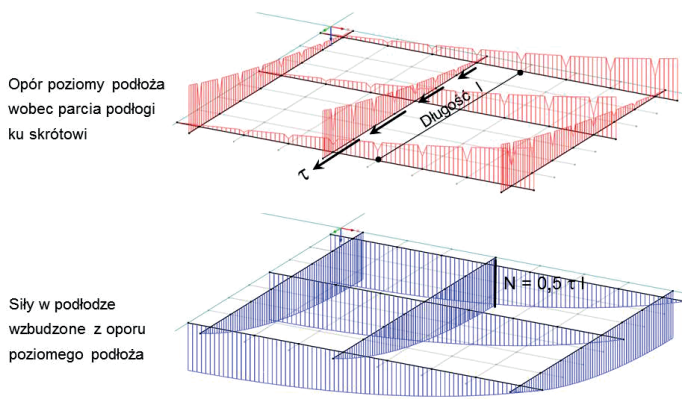
- momenty jako wynik mimośrodowo a reakcji pionowych  $P$ ;
- przyrost momentów gnących  $M$  przy rosnącej grubości posadzki  $h$ .



Rys. 11. Momenty gnące

### Siły podłużne (rys. 12):

- suma reakcji poziomych  $\tau$ ;
- spadek sił podłużnych  $N$  przy rosnącej grubości posadzki  $h$ .



Rys. 12. Momenty gnące

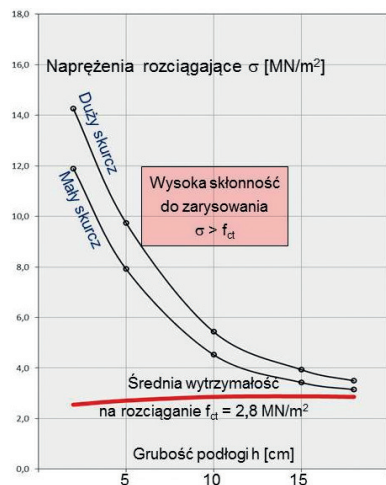
## Wyężenie posadzki

### Skłonność do powstania zarysowania

Skłonność do powstania zarysowania wynika z następującego porównania naprężeń  $\sigma_t$  z wytrzymałością betonu  $f_{ct}$  (rys. 13):

- wysoka skłonność do zarysowania  $\sigma_t \gg f_{ct}$  w obszarze małych grubości posadzki  $h$ ;

- malejąca skłonność do zarysowania  $\sigma_t > f_{ct}$  przy rosnących grubościach  $h$  posadzki.



Rys. 13. Naprężenia rozciągające

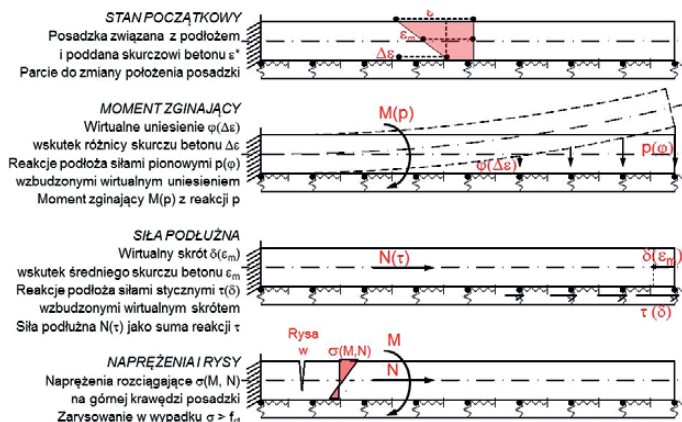
### Mechanizm zarysowania

Mechanizm zarysowania można wyjaśnić (rys. 14) na podstawie rozważania wirtualnych przemieszczeń posadzki.

#### Stan początkowy

Posadzka betonowa związana z podłożem i poddana skurczowi betonu  $\epsilon^*$ .

Parcie do zmiany położenia posadzki.



Rys. 14. Mechanizm zarysowania

### Moment zginający

Wirtualne przemieszczenie (uniesienie)  $\varphi(\Delta\epsilon)$  wskutek różnicy skurczu betonu  $\Delta\epsilon$ .

Reakcja podłoża siłami pionowymi  $p(\varphi)$  wzbudzone wirtualnym przemieszczeniem (uniesieniem)  $\varphi$ .

Moment zginający  $M(p)$  wynikający z mimośrodowo reakcji pionowych  $p$ .

### Siła podłużna

Wirtualne skrócenie  $\delta(\epsilon_m)$  wskutek średniego skurczu betonu  $\epsilon_m$ .

Reakcja podłoża siłami stycznymi  $\tau(\delta)$  wzbudzone wirtualnym skrótem  $\delta$ .

Siła podłużna  $N(\tau)$  jako suma reakcji stycznych  $\tau$ .

### Naprężenia i rysy

Naprężenia rozciągające  $\sigma(M, N)$  na górnej krawędzi posadzki.

Zarysowanie posadzki w wyniku przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie  $\sigma > f_{ct}$ .

## Przyczyny rys o nadmiernych szerokościach

Wykonane badania dowodzą, że przyczyny powstania rys o nadmiernych szerokościach w posadzce są następujące:

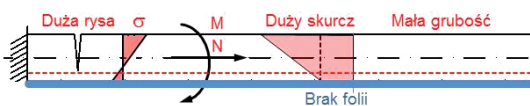
- Zbyt „tłusty” beton. Cechy mieszanki betonowej (rys. 15) – szybko twardniejący cement, wysoki współczynnik  $w/c$ , duża zawartość pyłów – ułatwiły transport betonu metodą pompowania, ale powiększyły jego skurcz. Ponieważ skurcz wzbudza naprężenia rozciągające, spotęgowanie go zwiększyło skłonność posadzki do nadmiernego zarysowania.

- Brak folii oddzielającej posadzkę od podłoża. Na skutek bezpośredniego wylania betonu na podłożu (rys. 15) doszło do połączenia jednego z drugim. W związku z niemożnością poślizgu kurczącego się nadbetonu powstały w nim nie tylko momenty gnące, ale również siły podłużne. Obydwie siły wzbudziły wysokie naprężenia rozciągające, które w wyniku przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie doprowadziły do powstania zarysowania posadzki.

- Stosunkowo małej grubości nadbeton. Naprężenie rozciągające w posadzkach wzrasta wraz z ich malejącą grubością (rys. 15). W zastosowanym małej grubości nad-

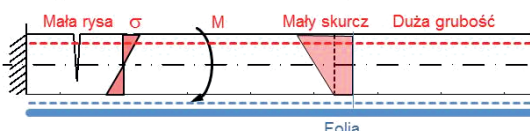
#### Błędne rozwiązania

Spięcie z podłożem → Moment  $M$ , siła podłużna  $N$   
 Duży skurcz betonu → Duża liczba rys  
 Dolne zbrojenie → Duża szerokość rys  
 Mała grubość → Duża skłonność do zarysowania



#### Poprawne rozwiązania

Poślizg na podłożu → Moment  $M$ , brak siły podłużnej  $N$   
 Mały skurcz betonu → Mała liczba rys  
 Górne zbrojenie → Mała szerokość rys  
 Duża grubość → Mała skłonność do zarysowania



Rys. 15. Mechanizm zarysowania

betonie doszło do bardzo wyraźnego przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie. Tak więc i ta właściwość posadzki przyczyniła się do jej nadmiernego zarysowania.

- Brak zbrojenia górnego. Naprężenia w posadzkach są skutkiem momentów zginających, które powodują rozciąganie na górnym niezbrojonej krawędzi nadbetonu. Naprężenia te razem z naprężeniami od sił podłużnych doprowadziły do powstawania rys o nadmiernych szerokościach na powierzchni posadzki. Brak zbrojenia „spinającego” łączącego brzegi tych rys jest powodem ich dużych szerokości (rys. 15).

Zarejestrowany stan zarysowania posadzki będzie ulegał powolnemu pogorszeniu z następujących powodów:

- wzrost szerokości istniejących rys na skutek postępującego skurczu betonu;
- powstawanie nowych rys z tego samego powodu;

– „starzenie się” rys w formie wyłomów na brzegach spowodowanych użytkowaniem posadzki.

#### PIŚMIENNICTWO

- [1] *Grube H.*: Ursachen des Schwinden von Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52/1991.
- [2] *Lohmaer G., Ebeling K.*: Betonböden für Produktionshallen Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 2012.
- [3] *Müller H., Reinhardt H-W.*: Beton BetonKalernder, Ernst und Sohn, Berlin 2009.
- [4] *Noakowski P., Schäfer H.*: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau Buch 232 Seiten, Ernst und Sohn, Berlin 2003.
- [5] *Noakowski P.*: Budownictwo przemysłowe w różnych krajach świata. IV Konferencja Naukowo-Techniczna „Budownictwo w energetyce”, Turów, maj 2004.
- [6] *Noakowski P.*: Ocena stanu budowli przemysłowych. Księga konferencyjna jubileuszu Wydziału Inżynierii Lądowej PW, grudzień 2005.
- [7] *Noakowski P.*: Ocena stanu technicznego wybranych budowli przemysłowych. V Konferencja Naukowo-Techniczna „Budownictwo w energetyce”, Złotniki Lubąskie, 2006.

Prof. dr-ing. hab. PIOTR NOAKOWSKI (ORCID: 0000-0001-7148-1153)  
Uniwersytet Techniczny Dortmund  
Constructure GmbH Düsseldorf

# Ocena stanu i naprawa stropów budynku biurowego

## *Assessment and repair of slabs of an office building*

**STRESZCZENIE:** W artykule opisano stan stropów biurowca w Düsseldorfie, które po dwóch latach użytkowania obiektu wykazywały nadmierne ugięcia i niedostateczną nośność na przebicie. Przedstawiono analizę konstrukcji opartą na metodzie nieliniowej statyki żelbetu i opisano sposób wykonania wzmocnienia stropu.

**Słowa kluczowe:** strop płytowo-słupowy, przebicie, diagnostyka, wzmocnienie.

**ABSTRACT:** Alarming deflections and insufficient load bearing capacity for punching in slabs of an office building in Düsseldorf are described in the paper. Structural analysis of the slabs by use of the non-linear static and measures for the strengthening are depicted.

**Keywords:** slab-column ceiling, puncture, diagnostics, reinforcement.

## Opis budynku

Budynek biurowy, którego widok i układ elementów konstrukcyjnych przedstawiono na rys. 1, zlokalizowany jest w Düsseldorfie. Obiekt w kształcie litery H ma siedem kondygnacji o łącznej powierzchni 19 250 m<sup>2</sup>. Konstrukcja nośna budynku w postaci stropu płytowo-słupowego jest usztywniona czterema klatkami schodowymi.

W stropach budynku po dwóch latach użytkowania stwierdzono dwie poważne nieprawidłowości:

- duże strzałki ugięcia prowadzące do szerokich rys w ścianach działowych i do uszkodzeń fasady;
- niedostateczną nośność na przebiecie w wyniku zbyt głębokiej lokalizacji górnego zbrojenia w okolicy słupów.

Nieprawidłowości te wymagały ustalenia przyczyn i skutków ich powstania oraz opracowania odpowiednich przeciwdziałań. Niniejszy artykuł jest oparty na ekspertyzie wykonanej na skutek wystąpienia tych nieprawidłowości. Przedstawiona analiza konstrukcji została wykonana na podstawie pracy [4]. Opisane w tej pracy metody nieliniowej analizy statyki konstrukcji żelbetonowych stały się częścią przepisów [1÷3] i znajdują zastosowanie w pracach badawczych oraz w praktyce, między innymi zostały opisane w pracach [5÷15]. Problem przebiecia stropu został przeanalizowany na podstawie książki „Mechanika betonu” [16].

Dane dotyczące konstrukcji płytowo-słupowej budynku biurowego są następujące:

|                       |                                                 |
|-----------------------|-------------------------------------------------|
| Stal                  | $f_y = 500 \text{ MN/m}^2$                      |
| Beton                 | $f_c = 40,6 \text{ MN/m}^2$ , według pomiarów   |
| Średnica słupów       | $d = 50 \text{ cm}/45 \text{ cm}/40 \text{ cm}$ |
| Rozstaw słupów        | $a = 7,80 \text{ m}$                            |
| Grubość płyty stropów | $h = 22 \text{ cm}$                             |

Stosunkowo cienie stropy (rys. 1) przenoszą następujące obciążenia obliczeniowe (czyli pomnożone przez odpowiednie współczynniki bezpieczeństwa):

|                     |                                                   |
|---------------------|---------------------------------------------------|
| Ciężar własny       | $g_{Sd} = 5,28 \times 1,15 = 6,07 \text{ kN/m}^2$ |
| Podniesiona podłoga | $g_{Pd} = 1,20 \times 1,35 = 1,62 \text{ kN/m}^2$ |
| Szklana fasada      | $g_{Fd} = 2,50 \times 1,35 = 3,38 \text{ kN/m}$   |
| Ściany dzielne      | $g_{Dd} = 1,65 \times 1,35 = 2,23 \text{ kN/m}$   |
| Obciążenia użytkowe | $p_{Ud} = 2,50 \times 1,50 = 3,00 \text{ kN/m}^2$ |

Redukcja współczynnika bezpieczeństwa z 1,35 do 1,15 w odniesieniu do ciężaru własnego płyty uwzględnia dobrą znajomość grubości i ciężaru wykonanych stropów.

## Znaczne ugięcia stropu

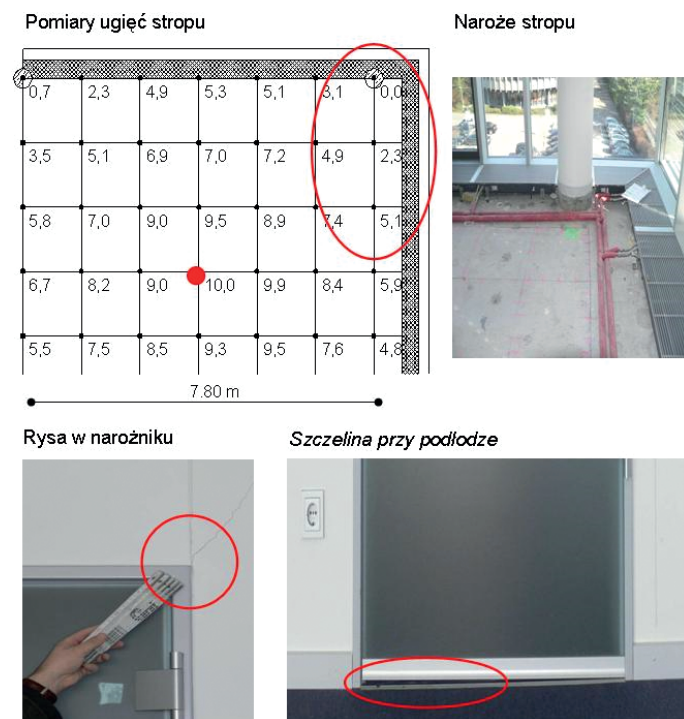
### Opis nieprawidłowości i przyczyny ich powstania

Duże strzałki ugięcia i ich konsekwencje przedstawiały się następująco (rys. 2):

- kondygnacje: 7, tzn. parter i piętra od 1. do 6.;
- ugięcia stropu: do 100 mm;
- ugięcia podłogi: do 50 mm;
- szkody pochodne: rysy w ścianach działowych, uszkodzenia konstrukcji nośnej fasady.

Ze znacznie mniejszych ugięć podniesionej podłogi wynika, że duże ugięcia stropu były znane już w okresie jego wykonywania. Tak więc, w celu złagodzenia braku podparcia duża część ugięć stropu została wyrównana odpowiednim doбором podpórek.

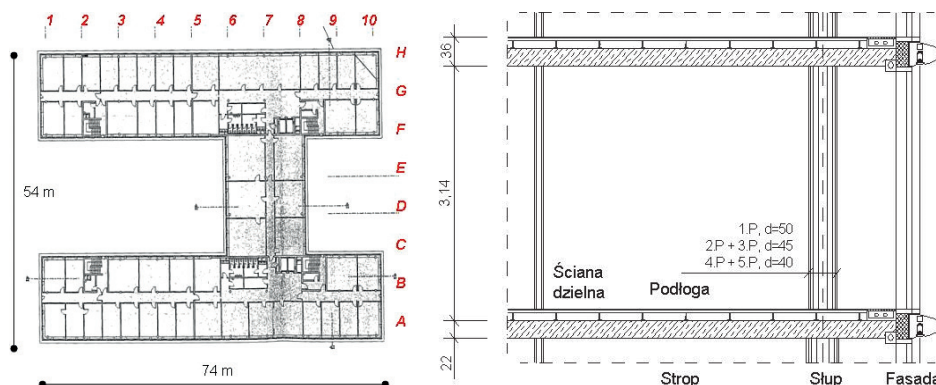
Wstępne uproszczone obliczenia ugięć stropów wykazały wartości znacznie mniejsze od wyników pomiarów, co dało podstawę wykluczenia błędów na etapie wymiarowania. Dokładny przegląd zapisów w dzienniku budowy wykazał, że szalunki stropów były podpierane jednopiętrowo i skutek tego był następujący:



Rys. 2. Wyniki pomiarów ugięcia i powstałe uszkodzenia



Rys. 1. Widok budynku i układ elementów konstrukcyjnych



Betonowanie stropu → ugięcia od stropu dolnego.  
 Usunięcie podpór dolnych → ugięcie od ciężaru własnego.

Betonowanie górnego stropu → ugięcie od ciężaru stropu górnego.

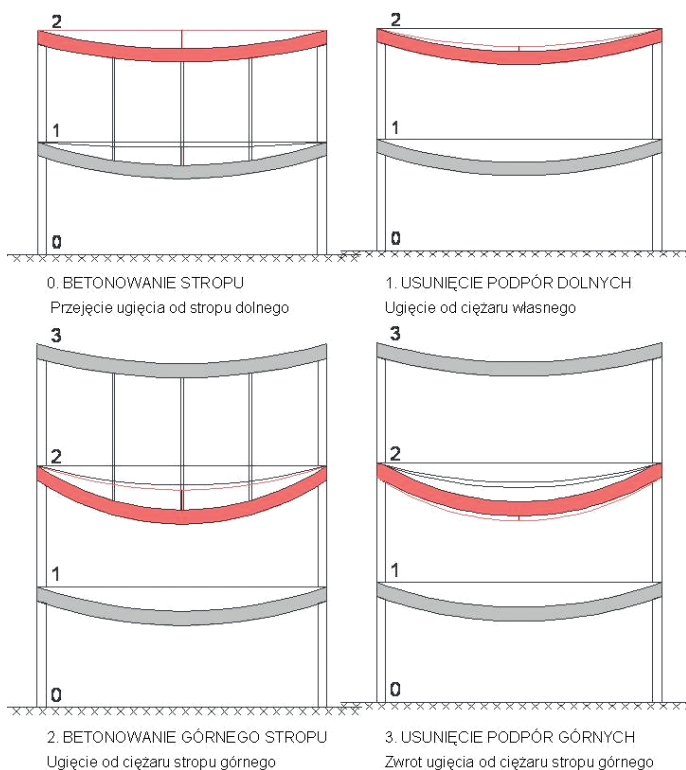
Usunięcie podpór górnych → zwrot ugięcia od ciężaru stropu górnego.

W związku z tym przyjęto przypuszczenie, że ugięcie stropu podpierającego zostawało przekazywane na szalunek stropu podpieranego, przez co ten ostatni dojrzał w stanie wstępnego ugięcia, co przedstawiono na rys. 3.

#### Analiza obliczeniowa i zalecenia naprawcze

W celu sprawdzenia przyjętej wstępnie tezy przeprowadzono następującą wnikliwą analizę ugięć stropu:

- Symulacja naroża stropu w układzie statycznym, w formie rusztu składającego się ze 139 prętów.
- Analiza tego układu statycznego z uwzględnieniem spadku sztywności w wyniku zarysowania betonu.
- Stopniowe obliczanie przyrostu strzałki ugięcia według przyjętego (rys. 3) procesu betonowania stropów.



Rys. 3. Przyczyny powstania ugięć w trakcie budowy

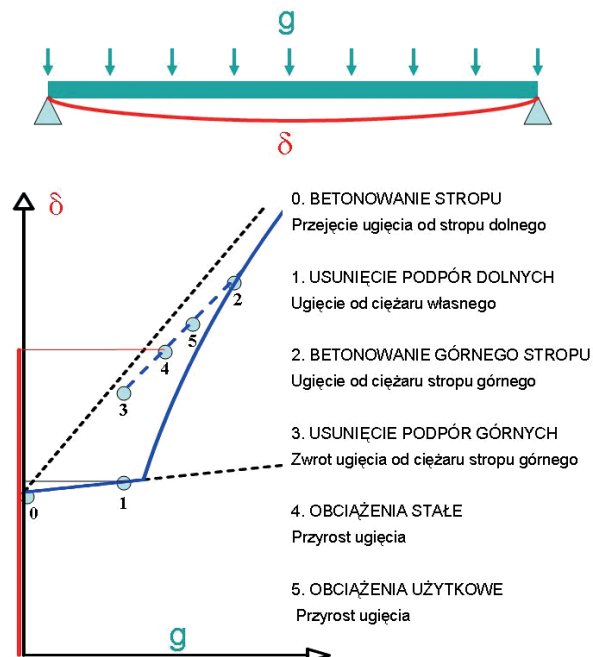
Wyniki tych obliczeń są następujące (rys. 4):

- |                                            |                      |
|--------------------------------------------|----------------------|
| 0. Przejęcie ugięcia stropu dolnego        | $\delta_0 = 32,0$ mm |
| 1. Ugięcie od ciężaru własnego             | $\delta_1 = 21,1$ mm |
| 2. Ugięcie od ciężaru stropu górnego       | $\delta_2 = 32,0$ mm |
| 3. Zwrot ugięcia od ciężaru stropu górnego | $\delta_3 = 16,0$ mm |
| 4. Ugięcie w wyniku obciążeń stałych       | $\delta_4 = 10,7$ mm |
| 5. Ugięcie w wyniku obciążeń użytkowych    | $\delta_5 = 16,0$ mm |

Z sumy tych wartości wynika pomierzona strzałka ugięcia, czym dowiedziono, że powodem dużych ugięć stropów było ich niewłaściwe jednopiętrowe podparcie w trakcie betonowania:

$$\delta = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 = 32,0 + 21,1 + 32,0 - 16,0 + 10,7 + 16,0 = 95,8 \text{ mm},$$

co przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. System rusztowy do nieliniowej weryfikacji ugięć

Jednocześnie stwierdzono, że korespondujące naprężenia i szerokości rozwarcia rys mieszczą się w obliczeniowym obszarze:

1. Ciężar własny

$$\sigma_1 = 167 \text{ MN/m}^2, \quad w_k = 0,11 \text{ mm}$$

2. Ciężar własny + ciężar stropu górnego

$$\sigma_2 = 348 \text{ MN/m}^2, \quad w_k = 0,33 \text{ mm}, \text{ przeciążenie}$$

3. Ciężar własny + obciążenia stałe

$$\sigma_3 = 229 \text{ MN/m}^2, \quad w_k = 0,15 \text{ mm}$$

4. Ciężar własny + pełne obciążenie

$$\sigma_4 = 292 \text{ MN/m}^2, \quad w_k = 0,24 \text{ mm}$$

Zgodność pomiarów z obliczeniami dowodzi, że powodem nienormalnie dużych ugięć stropów było ich niefachowe jednopiętrowe podparcie podczas wykonywania. Fakt ten doprowadził do dwóch zjawisk:

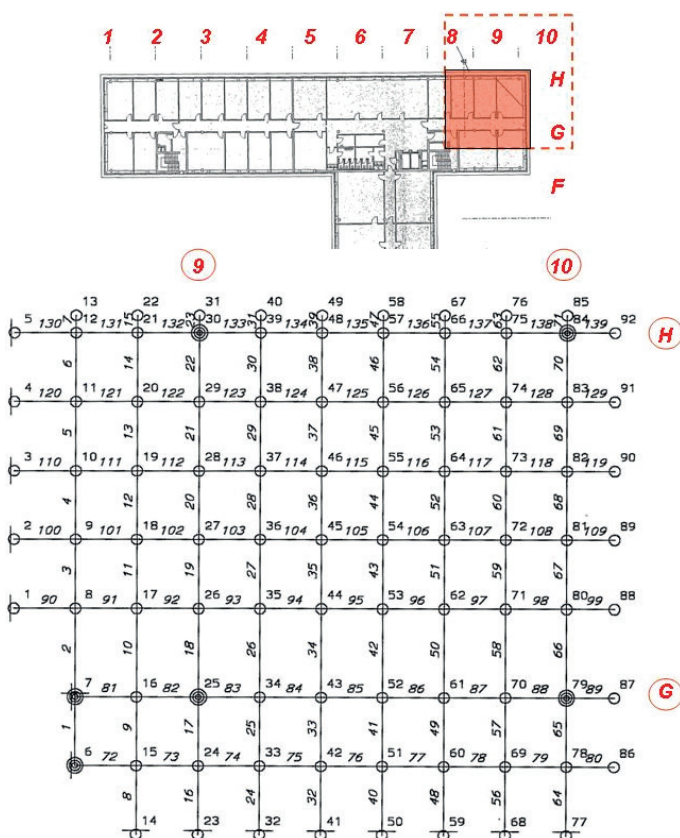
- czasowe przeciążenie stropu dolnego ciężarem stropu betonowanego;
- wstępne przekazanie ugięć stropu dolnego na strop betonowany.

Związany z tym wysoce nieliniowy postęp ugięć można uzasadnić prześledzeniem zależności pomiędzy obciążeniem  $g$  i strzałką ugięcia  $\delta$  z uwzględnieniem spadku sztywności w wyniku zarysowania betonu (rys. 5):

0. Przejęcie ugięcia stropu dolnego. Duża wartość na skutek stanu II – zarysowanie dolnego stropu.

1. Ugięcie od ciężaru własnego: mały przyrost na skutek stanu I rozważanego stropu – niezarysowanego.

2. Ugięcie od ciężaru stropu górnego: duży przyrost na skutek przejścia stropu w stan II – zarysowania.



Rys. 5. Przyrost ugięć stropu w świetle zarysowania

3. Zwrot ugięcia od ciężaru stropu: mały ubytek na skutek pozostania stropu w stanie II – zarysowanym.

4. Ugięcie w wyniku obciążeń stałych: mały przyrost na skutek niewielkiego obciążenia.

5. Ugięcie z obciążeń użytkowych: mały przyrost na skutek niewielkiego obciążenia.

Powyższa analiza potwierdza decydujący wpływ zmniejszenia sztywności w wyniku zarysowania betonu na zachowanie się ustrojów żelbetowych. Tylko tą drogą można właściwie ocenić wpływ zbrojenia, jak i stopnia zarysowania oraz pełzania betonu na rozkład momentów i ugięcia w konstrukcjach żelbetowych.

W celu zmniejszenia odczuwalnego ugięcia stropu postanowiono wyrównać jego „doliny” – lokalnie nadmierne ugięcia – przez podniesienie podłogi za pomocą miejscowo wyższych podpórek. W ten stosunkowo prosty sposób uwolniono poszczególne pomieszczenia biurowca od skutków odbiegających od norm ugięć stropów.

## Niedostateczna nośność stropu na przebicie

### Opis nieprawidłowości

Niedostateczna nośność na przebicie i jej konsekwencje przedstawiały się następująco:

- kondygnacje: przede wszystkim nieprawidłowości dotyczą piętra 4. i 5. ze słupami o wymiarze przekroju 40 cm;
- obciążenie: obciążenie mniejsze do 30% w stosunku do pełnego obciążenia;
- nośność: małe ramie sił wewnętrznych w wyniku głębokiego usytuowania zbrojenia górnego.

Wstępne badania rys wokół słupów i nośności w odniesieniu do aktualnego niepełnego obciążenia dowiodły, że sytuacja nie jest niepokojąca. Tak więc można było zaprojektować i wykonać odpowiednie wzmocnienia bez ewakuacji budynku.

Szkodliwie głębokie usytuowanie zbrojenia górnego stwierdzono na podstawie następujących badań (rys. 6):

#### 1. Pomiary elektromagnetyczne

Strefa przysłupowa  $c = 65 \text{ mm}$

Strefa przęsłowa  $c = 50 \text{ mm}$

#### 2. Pomiary na odwiertach betonowych

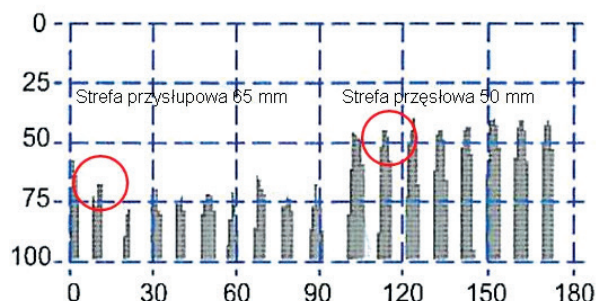
Strefa przęsłowa  $c = 50 \text{ mm}$

#### 3. Pomiary w miejscach wykucia betonu

Strefa przysłupowa  $c = 65 \text{ mm}$

Przegląd rysunków konstrukcji zbrojenia wykazał, że zbrojenie główne jest poniżej zbrojenia konstrukcyjnego oraz że przewidziano niskie podpórki zbrojenia – 130 mm. Te jednoznaczne wyniki uświadamiają, że zmniejszenie ramienia sił wewnętrznych, a w związku z tym nośności na przebicie przy pełnym obciążeniu, odnosi się do całego stropu.

#### Pomiary elektromagnetyczne w narożu stropu



#### Pomiar na odwiercie 50 mm



#### Pomiar w miejscu wykucia 65 mm



Rys. 6. Wyniki pomiarów lokalizacji zbrojenia

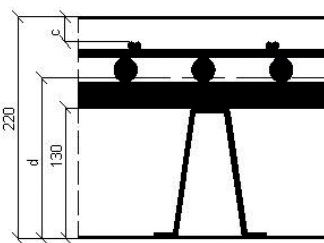
### Analiza obliczeniowa i sposób wzmocnienia

W celu sprawdzenia wielkości niewystarczającej nośności na przebicie stropu należało przebadать wszystkie strefy przysłupowe (rys. 7):

- ustalenie ramienia sił wewnętrznych  $d$  przy przyjęciu znanych wartości przekroju zbrojenia głównego i jego położenia w przekroju płyty;
- obliczenie sił przebijających strop  $V_{Rd}$  na podstawie wielkości zbrojenia i ramienia sił wewnętrznych;
- obliczenie sił działających na strop  $V_{Ed}$  w odniesieniu do przewidzianych normowo pełnych obciążeń.

Badania wykazały, że prawie we wszystkich przypadkach nośność stropu na przebicie jest niedostateczna.

Powody małego ramienia sił wewnętrznych  
 ..niska podpórka zbrojenia 130 mm  
 ..dolna lokata zbrojenia głównego



Siły w słupach z obciążeń stropu



Rys. 7. Podstawy ustalenia nośności stropu na przebiecie

W związku z tym powstała konieczność wzmocnienia wszystkich stref przysłupowych stropu.

Ważny jest przy tym fakt, że przy rosnących obciążeniach niszczenie na przebiecie stropu jest w postaci odwróconego stożka, którego powstanie jest ostatnią fazą zarysowania stropu w okolicy słupa (rys. 8):

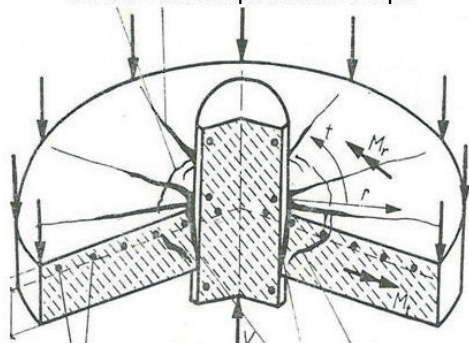
Faza 1.: Rysa promieniowa w wyniku momentu radialnego  $M_r$ .

Faza 2.: Rysy obwodowe w wyniku momentu promieniowego  $M_t$ .

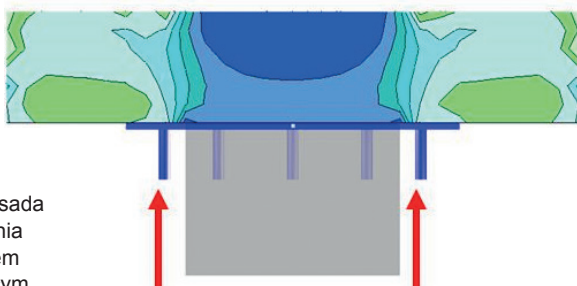
Faza 3.: Rysa płasko-ukośna w wyniku ścinania.

Faza 4.: Stożek zniszczenia z ukośną siłą ściskającą w narożu strop/słupa.

Powstanie stożka przebiecia w stropie



Zmniejszenie wyężenia stropu przez pierścień wspierający



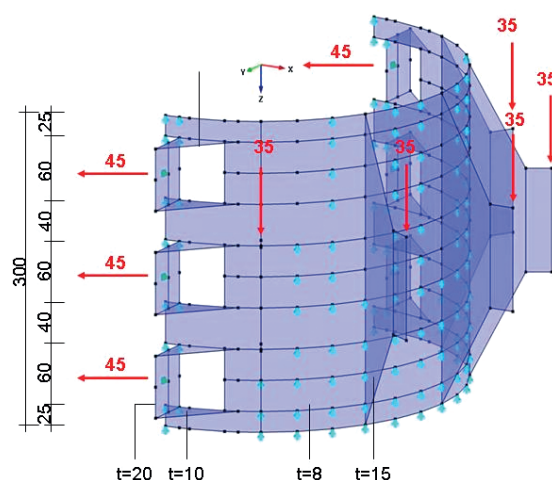
Rys. 8. Zasada wzmocnienia pierścieniem wspierającym

Aby zapobiec powyższemu mechanizmowi zniszczenia, postanowiono zmniejszyć koncentrację naprężeń ściskających w narożach stropu poprzez wzmocnienie słupów pierścieniami wspierającymi. Elementy te są najpierw sprężane wokół głowic słupów, a następnie obciążane pionowo przez docisk śrub znajdujących się na końcach specjalnych wsporników. W ten sposób uaktywnione siły oddolne odciążają strop i wyrównują jego braki nośności na przebiecie (rys. 9).

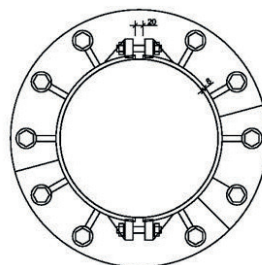
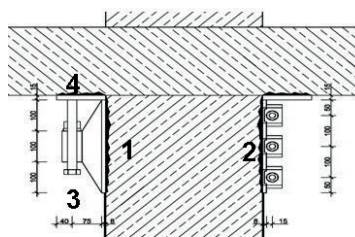
Konstrukcja i działanie pierścieni wspierających wynika z zasad ich montażu (rys. 9):

1. Przygotowanie powierzchni słupa i stropu.
2. Przyklejenie płyty podpierającej do powierzchni stropu.
3. Przyklejenie pierścienia do powierzchni słupa.
4. Sprężenie pierścienia wokół słupa przez dociągnięcie 6 poziomych śrub sprężających.
5. Wzbudzenie sił podpierających strop przez dociągnięcie 10 pionowych śrub dociskowych.
6. Kontrola sił podpierających strop po 7 dniach i wyrównanie ich ewentualnego spadku.
7. Zabezpieczenie przeciwpożarowe konstrukcji.

Obciążenia pierścienia wspierającego w kN



Konstrukcja pierścienia wspierającego



Rys. 9. Obciążenia i konstrukcja pierścienia wspierającego: 1 – pierścień, 2 – zamki z 6 poziomymi śrubami sprężającymi, 3 – wysięgniki z 10 pionowymi śrubami dociskowymi, 4 – płyta wspierająca

## PIŚMIENNICTWO

- [1] CICIND: Model Code for Concrete Chimneys. Part A: The Shell.
- [2] DIN 1056: Schornsteine in Massivbauart. NABau im DIN e.V., in Vorbereitung.
- [3] DIN EN 13084: Freistehende Schornsteine, Teil 2: Betonschornsteine. NABau im DIN e.V., April 2002.
- [4] Noakowski P., Schäfer H.G.: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau. Ernst & Sohn (2003).
- [5] Noakowski P.: Wymiarowanie pomostów w budynkach parkingowych. XLIX Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2003.
- [6] Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Rost M., Potratz S., Leszinski H.: Verstärkung turmartiger Bauwerke, typische Schwächungen und ihre Behebung. Beton- und Stahlbetonbau (2003), H. 10.
- [7] Noakowski P.: Ekonomiczne wymiarowanie obudowy tunelowej. XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2004.
- [8] Noakowski P.: Budownictwo przemysłowe w różnych krajach świata. IV Konferencja Naukowo-Techniczna „Budownictwo w energetyce”, Turów, maj 2004.
- [9] Noakowski P.: Wzmacnianie pomostów o dużej strzałce ugięcia. CURE, Rehabilitation of Existing Urban Building Stock, Gdańsk, czerwiec 2004.
- [10] Noakowski P.: Ekonomiczne wymiarowanie obudowy tunelowej. XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, wrzesień 2004.
- [11] Noakowski P.: Awaria zbiornika w wyniku nierozpoznanych sił podłużnych. XXII Konferencja „Awarie budowlane”, Międzyzdroje, maj 2005.
- [12] Noakowski P.: Ocena stanu budowli przemysłowych. Księga konferencyjna jubileuszu Wydziału Inżynierii Lądowej PW, grudzień 2005.
- [13] Noakowski P., Breddermann M., Harling A., Schnetgöke, J.: Rissbildung in turmartigen Tragwerken Schleuderbetonmast vs. Stahlbetonschornstein. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), nr 7, s. 538-548.
- [14] Noakowski P.: Wzmocnienie stropu hali przemysłowej. II Konf. Nauk. Techn. „Materiały kompozytowe”, Łódź, maj 2006.
- [15] Noakowski P.: Ocena stanu technicznego wybranych budowli przemysłowych. V Konf. Nauk. Techn. „Budownictwo w energetyce”, Złotniki Lubąńskie, maj 2006.
- [16] Godyski-Ćwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa 1982.