

# Naprawa wadliwie wykonanych stropów żelbetowych

Dr inż. Marek Wesołowski, Politechnika Gdańska

## 1. Wprowadzenie

Pomimo znacznego postępu technologicznego, jaki obserwuje się od kilkunastu lat w budownictwie polskim, ciągle aktualne są podstawowe wymagania odnoszące się zwłaszcza do wykonywania konstrukcji żelbetowych. Stosowanie nowych technologii nie może bowiem ustrzec przed błędami, jeżeli zapomni się przy tym o specyfice betonu i jego cechach, wymuszających ściśle przestrzeganie określonych procedur wykonawstwa.

W tym kontekście ciągle ważnym zagadnieniem jest wykonywanie robót betonowych w okresach niskich temperatur, zwłaszcza podczas mroźnych zim. Żłudne bowiem może być poczucie, że zastosowanie odpowiednich domieszek do betonu może zapewnić niejako automatycznie pożądany sukces wykonawczy. Jeżeli zapomni się o podstawowych zabiegach pielęgnacyjnych, polegających w tym przypadku na niedopuszczeniu do przemarznięcia świeżej mieszanki betonowej, to żadne, nawet najdoskonalsze domieszki nie mogą zapobiec nieuchronnemu niepowodzeniu. Tego typu sytuację przedstawiono w niniejszej pracy.

## 2. Opis obiektów

Dwa rozpatrywane budynki mieszkalne, usytuowane obok siebie (rys. 1) miały zbliżone rozwiązania architektoniczno-konstrukcyjne, jako wolnostojące obiekty czterokondygnacyjne, o drewnianym dachu stromym (w niniejszym opracowaniu mają one oznaczenia A i B). Wszystkie elementy żelbetowe zaprojektowano z betonu klasy C20/25 (B25), zbrojonego stalą zbrowaną klasy A-IIIIN (znak RB500W).

Fundamenty bezpośrednie przyjęto w postaci żelbetowych płyt fundamentowych o grubości 40 cm, na warstwie chudego betonu o grubości 10 cm i zagęszczonej podsypce żwirowo-piaskowej o grubości 50 cm.

Ściany zewnętrzne piwnic i ściany fundamentowe zaprojektowano jako monolityczne żelbetowe o grubości 19 cm, natomiast ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych przyjęto jako murowane z pustaków ceramicznych, z lokalnymi wzmocniającymi słupkami



**Rys. 1.** Widok obiektów podczas budowy: na pierwszym planie budynek A, w głębi budynek B

żelbetowymi. Ściany wewnętrzne piwnic i fundamentowe, a także wewnętrzne ściany nośne między mieszkaniami i klatkami schodowymi przyjęto jako monolityczne żelbetowe o grubości 16 cm. Ścianki działowe w mieszkaniach przewidziano typu lekkiego, z płyt gipsowo-kartonowych o grubości 7,5 oraz 10 cm, na szkielecie stalowym z profili zimnogiętych.

Stropy ukształtowano w postaci monolitycznych wielopłowych płyt żelbetowych krzyżowo zbrojonych, opartych w sposób ciągły na obwodzie, o grubości 18 cm (lokalnie pogrubionych do 30 cm). W każdym polu stropowym zaprojektowano zbrojenie w postaci siatki krzyżujących się prętów o średnicy 10 mm góra i dół, przy czym zmienne rozstawy prętów (od 10 cm do 25 cm) wynikały ze zróżnicowanego obciążenia poszczególnych pasm stropowych.

Biegi schodowe przyjęto jako żelbetowe prefabrykowane o grubości 12 cm. Oparto je na ukrytych belkach spocznikowych w monolitycznych płytach spoczników, natomiast biegi schodowe zabiegowe (także o grubości 12 cm) przyjęto jako żelbetowe monolityczne, oparte na monolitycznych płytach stropowych.

Dachy drewniane krokwiowo-płatwiowe o nachyleniu 22° zaprojektowano z krokwi o przekroju 7/14 cm

w rozstawach co 85 cm, natomiast pokrycie stanowiły dachówki cementowe zakładkowe na deskowaniu o grubości 2,5 cm.

### 3. Opis występujących uszkodzeń

Stropy obydwu budynków wykonywano w sezonie zimowym 2009/2010, przy znacznie obniżonych temperaturach otoczenia (tabela 1). Wskutek niewłaściwego zabezpieczenia świeżo ułożonego betonu, pomimo zastosowania środków wspomagających, doszło do przemrożenia betonu i znacznego obniżenia jego parametrów wytrzymałościowych. Z tego powodu zlecono w trybie pilnym wykonanie kompleksowych badań betonu, celem stwierdzenia jego rzeczywistych cech wytrzymałościowych.

Badania laboratoryjne odwiertów betonu pobranych z płyt stropowych potwierdziły fakt, że wskutek przemrożenia, na ich górnych powierzchniach, do głębokości około 5÷6 cm, beton wykazywał znacznie zaniżone parametry wytrzymałościowe (osiągając wytrzymałości na ściskanie poniżej 10 MPa), w zwią-



**Rys. 2.** Widok jednego ze stropów po usunięciu warstwy przemrożonego betonu

ku z czym konieczne było usunięcie ww. warstw przemrożonych (rys. 2). Ponieważ beton płyt balkonowych uległ przemrożeniu na całej swej grubości, wymagał całkowitego usunięcia, przy pozostawieniu jedynie zbrojenia głównego belek balkonowych. Sytuacja po wykonaniu badań laboratoryjnych betonu przedstawiała się następująco:

- Budynek A
  - poziom +2,80 m – warstwa przemrożenia około 5–6 cm, do usunięcia,
  - poziom +4,16 m – warstwa przemrożenia około 5–6 cm, do usunięcia,
  - poziom +5,69 m – beton uzyskał wytrzymałość na poziomie B15 bez warstwy przemrożenia
  - poziom +7,05 m – beton uzyskał wytrzymałość około B25 – warstwa przemrożenia około 4 cm,

**Tabela 1.** Terminy betonowań stropów

Budynek A			Budynek B		
poziom	data	domieszki	poziom	data	domieszki
-0,12	08.12.2009		-1,49	26.11.2009	
1,24	14.12.2009		-0,12	03.12.2009	
2,80	16.12.2009	FM FS	1,44	05.12.2009	
4,16	07.01.2010	FM FS	2,80	16.12.2009	FM FS
5,69	12.01.2010	FM6 FS1	4,33	23.12.2009	
7,05	02.02.2010	FM6 FS1	5,69	07.01.2010	FM FS
8,58	03.02.2010	FM6 FS1	7,22	12.01.2010	FM6 FS1
9,94	15.02.2010	FM6 FS1	8,58	01.02.2010	FM6 FS1
11,47	17.02.2010	FM6 FS1	10,11	03.02.2010	FM6 FS1
12,83	26.02.2010	FM FS	11,47	15.02.2010	FM6 FS1

Uwagi:  
 FM – plastyfikator (upłynniacz do betonu)  
 FM6 – plastyfikator (upłynniacz do betonu)  
 FS – domieszka do betonowania w obniżonych temperaturach  
 FS1 – domieszka przyspieszająca wiązanie (bezechlorkowa)

poziom +8,58 m – warstwa przemrożenia około 5–6 cm do usunięcia,

poziom +9,94 m – beton uzyskał wytrzymałość B25.

- Budynek B

poziom +4,33 m – beton uzyskał wytrzymałość na poziomie B15 bez warstwy przemrożenia,

poziom +5,69 m – warstwa przemrożenia około 5–6 cm, do usunięcia,

poziom +7,22 m – beton uzyskał wytrzymałość na poziomie B15 bez warstwy przemrożenia,

poziom +8,58 m – beton uzyskał wytrzymałość B20, bez warstwy przemrożenia,

poziom +11,45 m – beton uzyskał wytrzymałość B25.

### 4. Koncepcja naprawy stropów

W zaistniałej sytuacji rozważono dwie możliwości: albo całkowite rozkucie betonu w przemrożonych stropach, albo też połączenie pozostawionego na stropach betonu z betonem nowym, poprzez konstrukcyjne zespolenie, przy uwzględnieniu faktu, że (jak wynikało z wykonanych badań laboratoryjnych), pozostawiony na stropach beton w dolnych warstwach odpowiadał klasie C12/15, co z wytrzymałościowego punktu widzenia mogło być w pełni dopuszczalne.

Obliczenia sprawdzające warunków zespolenia wykonano dla uproszczonego, najniekorzystniejszego schematu statycznego, przy uwzględnieniu najbardziej wyężonego jednostkowego pasma stropowego o rozpiętości 6,25 m. Przyjęto ponadto, że o miarodajnych parametrach zespolenia decydować będą najostrzejsze wymagania zawarte w normach projektowania konstrukcji żelbetowych.



**Rys. 3.** Szczegół stropu z widocznymi prętami zbrojenia zespalającego

W tym kontekście okazało się, że powierzchnia zespolenia w niewrażliwych pasmach przypodporowych powinna być dodatkowo wzmocniona za pomocą odpowiednio ukształtowanego zbrojenia poprzecznego. Technologia ostatecznie wykonanych prac wzmocniających odpowiadała w pełni przyjętym założeniom obliczeniowym: zbrojenie poprzeczne wykonano z prętów pionowych o średnicy 12 mm, osadzono je w istniejącym betonie na głębokość 100 mm, w wywierconych uprzednio otworach, przy czym ich rozstaw w dwóch ortogonalnych kierunkach przyjęto równy 300 mm (rys. 3).

Pręty zamocowano w istniejącym betonie za pomocą odpowiednich żywic do zakotwień, przy czym w swej górnej części posiadały one poziome wygięcie o długości 120 mm, co ułatwiło dowiązanie tego zbrojenia do górnej siatki istniejącego zbrojenia głównego płyt. Jako równoważne zbrojenie poprzeczne uznano lokalnie zabetonowane w płytach stropowych pręty dystansowe dla siatek zbrojenia głównego (kobyłki podporowe), które zostały wykonane także z prętów zębowanych o średnicy 12 mm.

Obszary płyt stropowych, które wymagały dodatkowego zbrojenia poprzecznego celem skutecznego zespolenia, zawierały się w ich pasmach przypodporowych, przy czym szerokości tych pasm wyniosły około 1/4 odpowiedniej rozpiętości obliczeniowej poszczególnych pól każdej z płyt stropowych (co odpowiadało zasięgowi ujemnych momentów podporowych). Po osadzeniu prętów zbrojeniowych powierzchnię starego betonu starannie oczyszczono, a na 8÷12 godzin przed betonowaniem intensywnie nawilżono. Tuż przed betonowaniem, na stary beton naniesiono warstewkę zaprawy cementowej 1:2÷1:2,5 o grubości 10÷13 mm (jako warstwą szczipną), a następnie zabetonowano nowym betonem klasy C25/30, starannie go pielęgnując. Po wykonaniu wszystkich robót naprawczych, oby-



**Rys. 4.** Budynek po oddaniu do użytku: na pierwszym planie budynek B, w głębi budynek A

dwa rozpatrywane budynki zostały w szybkim tempie oddane do eksploatacji (rys. 4).

### 5. Wymagania normowe w zakresie zbrojenia zespalającego

W kontekście przedstawionego w niniejszym artykule zagadnienia, skonfrontowano ze sobą podstawowe wymagania w zakresie projektowania konstrukcji zespolonych, podane w różnych normach, w różnych okresach czasu.

Nośności złączy na rozwarstwienie w elementach zespolonych i związane z tym wymagania konstrukcyjne zmieniały się na przestrzeni lat, wraz z wprowadzaniem kolejnych nowelizacji norm ([1], [2], [3], [4], [5], [6]). Stopień zbrojenia poprzecznego, odniesiony do płaszczyzny zespolenia, przedstawiono następującymi wzorami (wg aktualnie obowiązujących oznaczeń):

Wg PN-76/B-03264 [1]

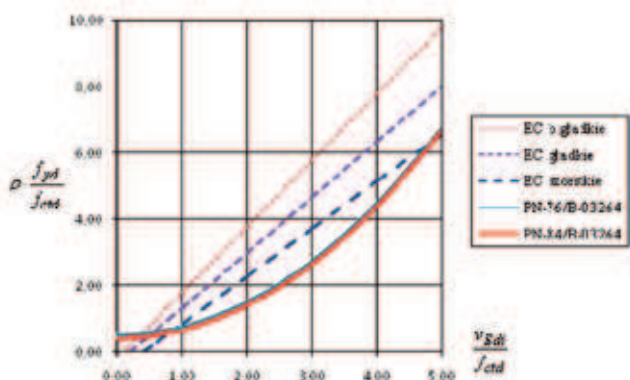
$$\rho = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot \left[ 0,5 + 0,25 \cdot \left( \frac{v_{Edi}}{f_{ctd}} \right)^2 \right]$$

Wg PN-84/B-03264 [2]

$$\rho = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot \left[ 0,4 + 0,25 \cdot \left( \frac{v_{Edi}}{f_{ctd}} \right)^2 \right]$$

Wg PN:1999 [3], PN:2002 [4], PN-EN:2008 [5]

$$\rho = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot \left[ \frac{1}{\mu} \cdot \left( \frac{v_{Edi}}{f_{ctd}} \right) - \frac{c}{\mu} \right]$$



**Rys. 5.** Sprawdzony stopień zbrojenia zespalającego, w świetle norm

przy czym parametry  $c$  oraz  $\mu$  są współczynnikami zależnymi od szorstkości płaszczyzny zespolenia. Należy przy tym zwrócić uwagę na fakt, że jedynie norma [3] z roku 1999 przyjmowała warunek minimalnego stopnia zbrojenia w płaszczyźnie styku, wynoszący 0,0010. Na rysunku 5 pokazano zestawienie graficzne sprowadzonych stopni zbrojenia poprzecznego dla powierzchni bardzo gładkich ( $c=0,1$   $\mu=0,5$ ),

gładkich ( $c=0,2$   $\mu=0,6$ ), szorstkich ( $c=0,4$   $\mu=0,7$ ), w funkcji bezwymiarowych naprężeń sprowadzonych. Z rysunku 5 wynika, że poprzednie polskie normy projektowania konstrukcji z betonu wymagały z reguły mniej zbrojenia poprzecznego niż normy współczesne, przy czym nie rozróżniano w nich stopnia gładkości połączenia. Można więc uznać, że aktualnie w sposób dokładniejszy można uwzględnić jakość łączonych powierzchni, przez co bardziej realistycznie ocenia się stan rzeczywisty.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-76/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacji i Miar, Warszawa 1977
- [2] PN-84/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, Warszawa 1985
- [3] PN-B-03264:1999. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 1999
- [4] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2002
- [5] 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
- [6] Lewicki B. i in., Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002, tom 2, rozdz. 18, Konstrukcje zespolone, Arkady, Warszawa 2005

Producent markowych konferencji oraz autorskich produktów dla środowiska architektoniczno-budowlanego.

degustacja na [www.infoinvest.pl](http://www.infoinvest.pl)  
tel. 22 532 14 00

Info Invest  
Współpraca z ekspertami

Info Invest  
organizacja wydarzeń