

AWARIA STROPU GĘSTOŻEBROWEGO W BUDYNKU JEDNORODZINNYM

PIOTR KULCZEWSKI, e-mail: piotr.kulczewski@put.poznan.pl

MICHAŁ BABIAK

Politechnika Poznańska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Streszczenie: W artykule przedstawiono potencjalne przyczyny wystąpienia awarii budowlanej – zniszczenia prefabrykowanego stropu gęstożebrowego. Aby określić przyczynę katastrofy przeanalizowano dokumentację projektową, dokonano dwukrotnej wizji lokalnej, wykonano obszerną dokumentację fotograficzną oraz pobrano próbki uszkodzonych belek stropowych. W laboratorium Instytutu Konstrukcji Budowlanych Politechniki Poznańskiej wykonano podstawowe, normowe badania laboratoryjne prefabrykatów w celu wykluczenia ich wad fabrycznych. Zebrane materiały poddano wnikliwej analizie, przedstawiono ustalenia z wizji lokalnych na obiekcie i wysnuto odpowiednie wnioski. Podano przypuszczalną przyczynę awarii oraz określono stosowne zalecanie.

Słowa kluczowe: strop gęstożebrowy, strop prefabrykowany, awaria stropu, wytrzymałość stropu, belka stropowa, nośność belki stropowej

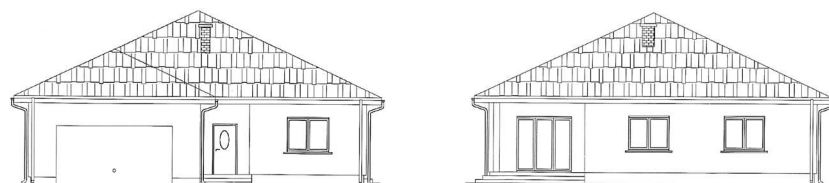
1. Cel opracowania

Celem opracowania była ocena potencjalnych przyczyn awarii budowlanej – zniszczenia prefabrykowanego stropu gęstożebrowego. Zdarzenie miało miejsce na budowie domku jednorodzinny w miejscowości Mielno w województwie wielkopolskim. Wykonano badania niszczące elementów stropu (prefabrykowanej belki typu teriva) oraz przeanalizowano dokumentację projektową budynku.

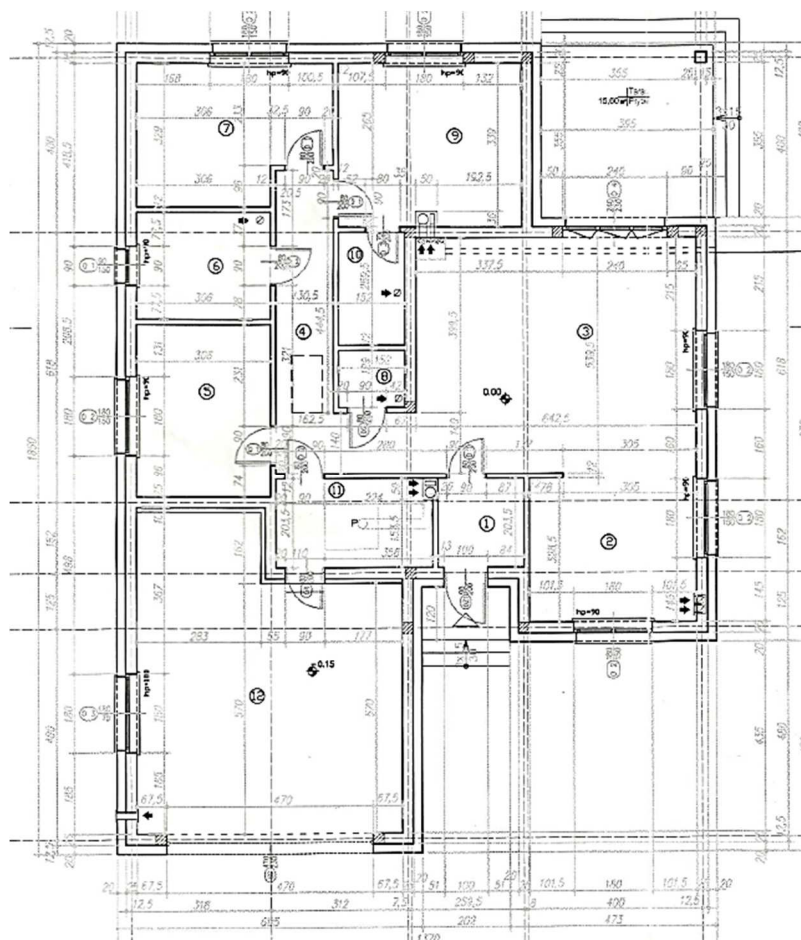
2. Informacje o obiekcie

Budynek, w którym doszło do awarii to jednokondygnacyjny, niepodpiwniczony domek jednorodzinny. Obiekt został zaprojektowany w technologii tradycyjnej – murowanej. Elementami konstrukcyjnymi obiektu są: murowane ściany nośne gr. 25 cm usztywnione za pomocą słupów monolitycznych, prefabrykowane stropy żelbetowe typu teriva oraz drewniana więźba dachowa. Budynek został posadowiony bezpośrednio na gruntach nośnych za pomocą monolitycznych ław fundamentowych. Rozpiętości konstrukcyjne obiektu (stropu na parterze) były zmienne i kształtowały się od 2,58 m do 6,60 m. Podstawowe wymiary zewnętrzne budynku to: długość – 18,50 m; szerokość – 13,70 m; wysokość – 6,63 m.

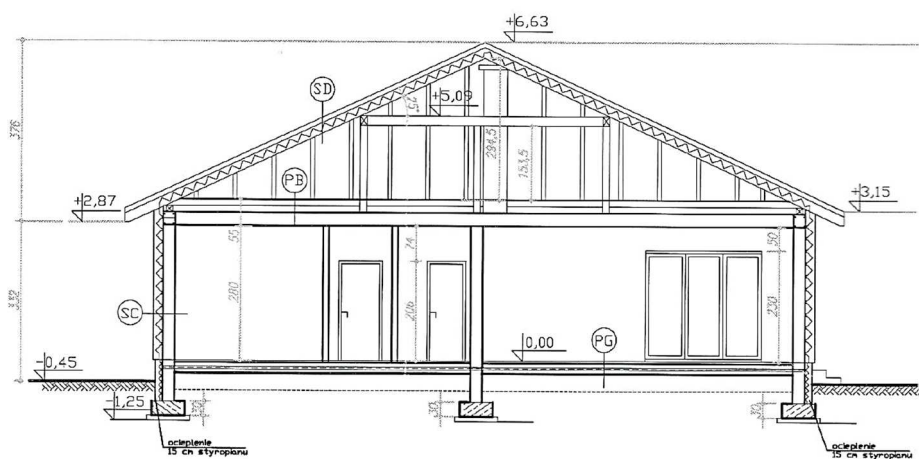
Schematyczne rysunki techniczne obiektu przedstawiono na rys. 1 do 4.



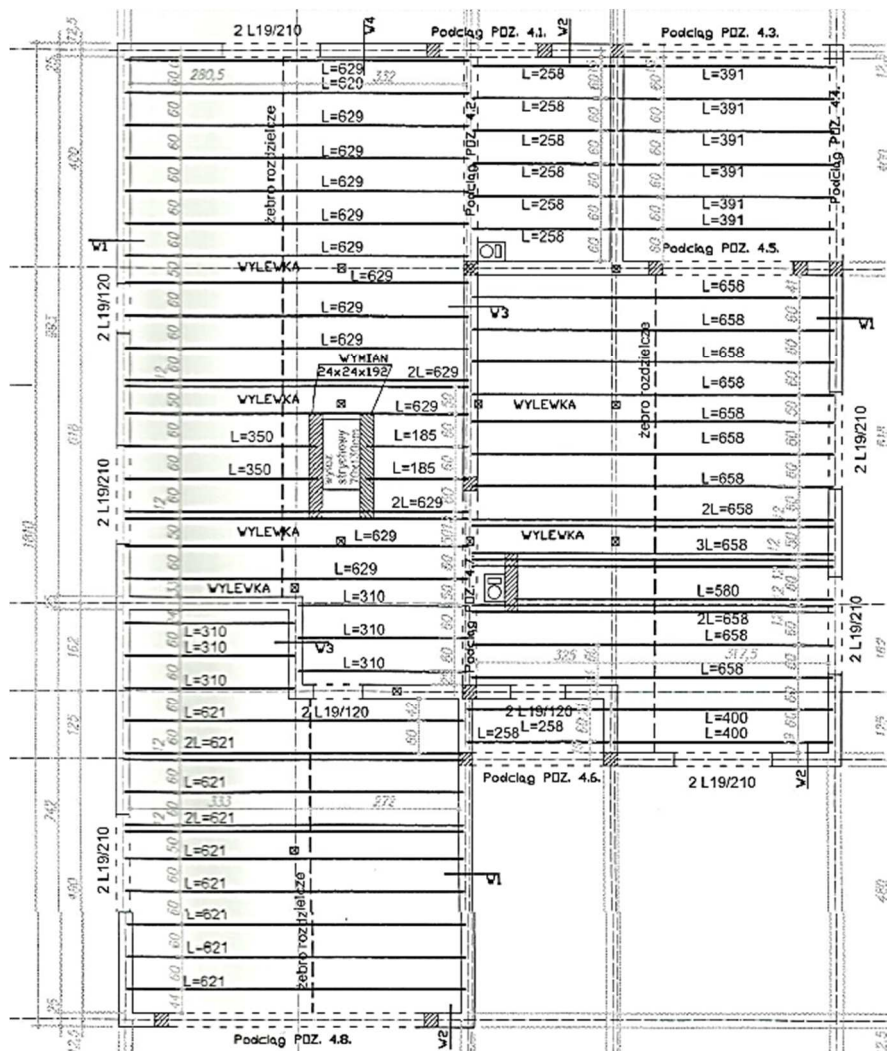
Rys. 1. Elewacje budynku



Rys. 2. Rzut przyziemia



Rys. 3. Przykładowy przekrój poprzeczny



Rys. 4. Rzut konstrukcji stropu nad parterem

3. Opis usterki

W trakcie prowadzenie prac budowlanych nastąpiła awaria – zawalenie części gęstożebrowego stropu prefabrykowanego. Do awarii doszło na etapie montażu poszczególnych elementów – układania prefabrykowanych pustaków stropowych. Zniszczeniu uległ jedynie fragment stropu nad garażem – zaznaczony pomarańczowym prostokątem na rys. 5. Uszkodzeniu uległy najkrótsze belki stropowe (o rozpiętości $L = 3,10$ m) ułożone w miejscu przewężenia ścian garażu. Pozostałe elementy konstrukcyjne budynku nie uległy uszkodzeniu.

W celu poznania potencjalnych przyczyn awarii przeprowadzono dwie wizje lokalne. W trakcie pierwszej potwierdzono zawalenie części stropu, sporządzono dokumentację fotograficzną i wydano zalecenia odnośnie zabezpieczenia konstrukcji. Gruzowisko powstałe po awarii zawierało zniszczone i połamane prefabrykowane elementy stropu (belki + pustaki), przewrócone systemowe sztyce i belki szalunkowe typu DOC – patrz rys. 6, 7.



Rys. 8. Miejsce awarii – widoczne fragmenty stropu, które nie uległy zniszczeniu

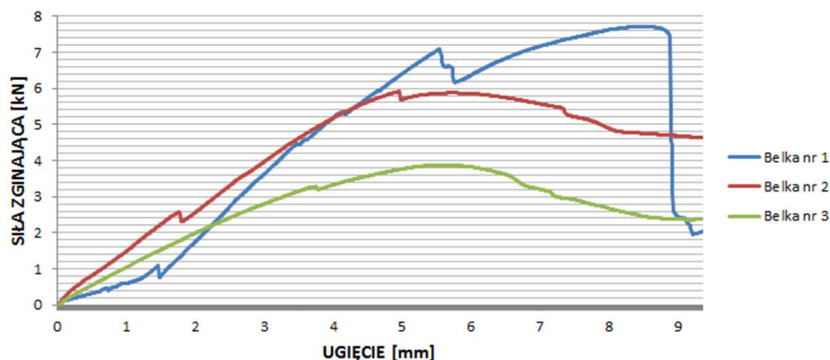
4. Laboratoryjne badania pobranych elementów i obliczenia ich wymaganej nośności

W celu określenia przyczyn awarii wykonano laboratoryjne badania prefabrykowanych belek stropowych. Zgodnie z normą PN-EN 15037-1:2011 Prefabrykaty z betonu. Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 1: Belki [9] dokonano sprawdzenia nośności belek na zginanie i ścinanie. Dodatkowo określono granicę plastyczności prętów zbrojeniowych użytych do wykonania zbrojenia belki. Badania wykonano w Laboratorium Inżynierii Budowlanych Politechniki Poznańskiej. Spośród przywiezionych z miejsca awarii belek udało się pozyskać 5 elementów (3 o długości 1 m, dwie o długości 2 m). Ze względu na widoczne ślady uszkodzeń (zarysowania, odspojenia fragmentów betonu) pozostałe elementy wykluczono z dalszych badań. Na podstawie oględzin miejsca awarii (pęknięcia belek w 1/3 długości) oraz z relacji świadków stwierdzono, że potencjalną przyczyną zniszczenia stopu było wyczerpanie nośności belek na ścinanie. Z tego powodu badanie wytrzymałości na ścinanie wykonano na 2 elementach o normowej długości 2 m; pozostałe 3 belki przeznaczono do wyznaczenia wytrzymałości na zginanie.

Niestety autorom artykułu nie udało się pozyskać deklaracji zgodności produktów (pustaków i belek) więc uzyskane w badaniach laboratoryjnych wartości obciążeń porównano do własnych obliczeń statycznych.

Badanie wytrzymałości na zginanie

Badania przeprowadzono na trzech próbkach belek pobranych z miejsca awarii. Z uwagi na brak belek o rozpiętości odpowiadającej długości elementów uszkodzonych ($L = 3,10$ m), badania wytrzymałościowe wykonano na odcinkach o długości 1,0 m. Sposób oraz szybkość przyrostu obciążenia belek określono zgodnie z normą [9].



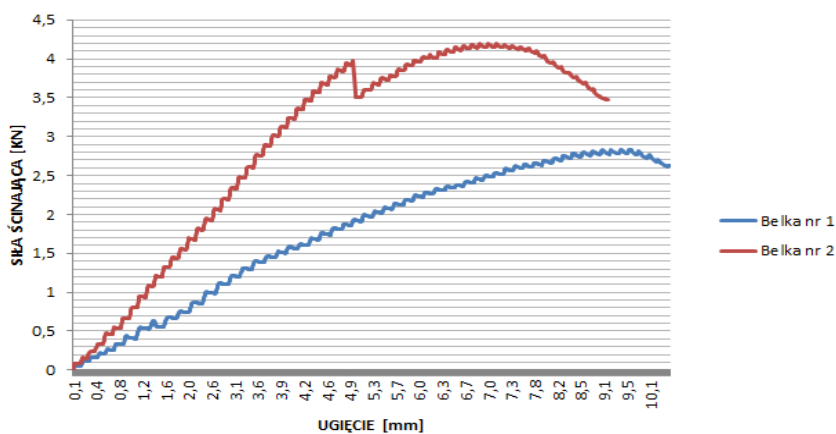
Rys. 9. Wykres wytrzymałości na zginanie belek



Rys. 10. Belka umieszczona w maszynie do badania wytrzymałości na zginanie

Badanie wytrzymałości na ścinanie

Zgodnie z normą wytrzymałość na ścinanie badano na belkach o długości 2,0 m. Dwie belki pobrane z miejsca awarii poddano obciążeniu o stałym przyroście, zlokalizowanym w 1/3 rozpiętości podpór.



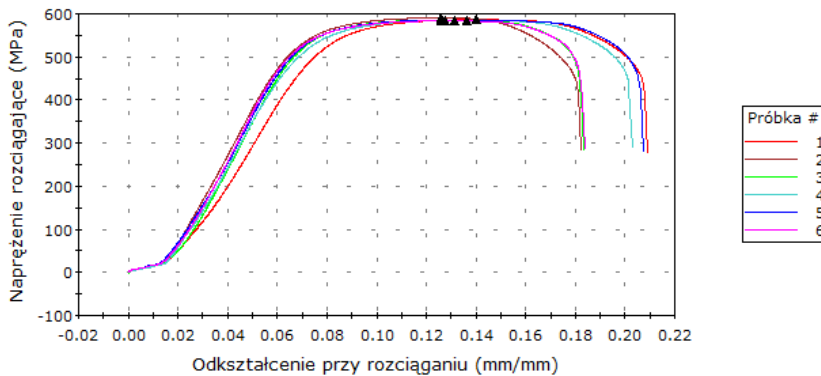
Rys. 11. Wykres wytrzymałości na ścinanie



Rys. 12. Belka po badaniu wytrzymałości na ścinanie

Badanie granicy plastyczności stali zbrojeniowej

Badanie granicy plastyczności stali wykonano na 6 próbkach prętów wyciętych z górnej części kratownicy belek z miejsca awarii. Wyniki badania przedstawiono na wykresie.



Rys. 13. Wykres naprężenie – odkształcenie dla stali zbrojeniowej belek z miejsca awarii



Rys. 14. Pręt zbrojeniowy po badaniu

Badania laboratoryjne wykazały, że stal użyta do wykonania belek charakteryzowała się granicą plastyczności = 585 MPa większą od wymaganej wynoszącej 500 MPa.

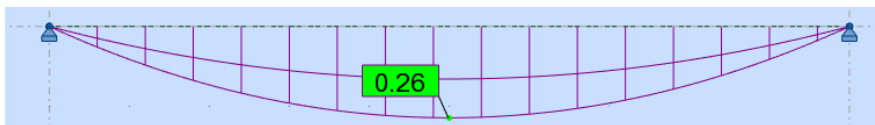
Obliczenia nośności belek

Ze względu na brak wymaganych wartości obciążeń, jakie powinny przenieść belki (brak deklaracji zgodności) wykonano autorskie sprawdzające obliczenia statyczne. Obliczenia przeprowadzono w dwóch etapach: Etap 1 – przyjmując obciążenia, jakie winna przyjąć belka stropowa w fazie montażu; Etap 2 – przyjmując uśrednione wartości sił uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych belek. Wartości maksymalnych momentów zginających obliczono dla belki o dł. 1,0 m; sił poprzecznych dla belki o dł. 2,0 m (długości użyte w badaniach niszczących). Uzyskane wartości momentów zginających i sił poprzecznych z Etapu 1 porównano do wartości sił uzyskanych dla Etapu 2.

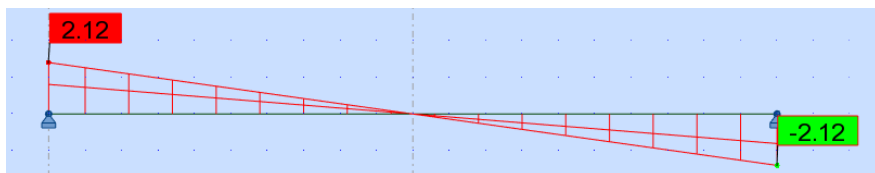
Etap 1

Do obliczeń przyjęto obciążenia: ciężar pustaków stropowych (25 kg/szt.) oraz obciążenie techniczne – układanie stopu (0,75 kN/m²) [5, 6, 7, 8, 10]. Obliczenia prowadzono dla belki

jednoprzęsłowej, swobodnie podpartej; przyjęto rzeczywisty przekrój belki. Uzyskaną wartość maksymalnego momentu zginającego oraz siły tnącej przedstawiono na rys. 15 i 16.



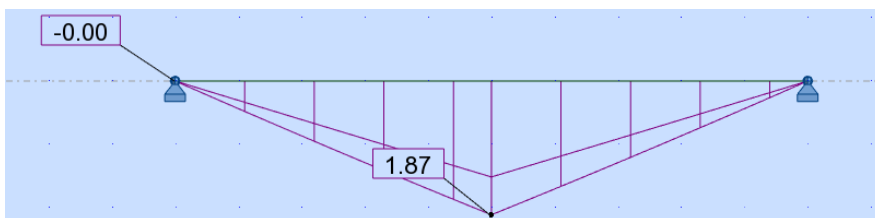
Rys. 15. Wykres momentów zginających dla Etapu 1 [kNm]



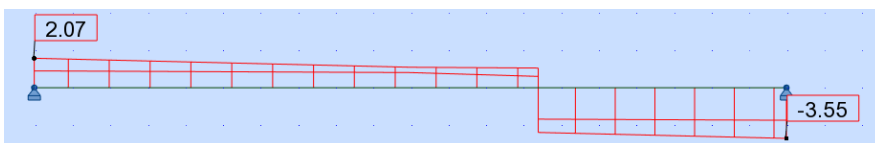
Rys. 16. Wykres sił poprzecznych dla Etapu 1 [kN]

Etap 2

Do obliczeń przyjęto uśrednione wartości sił uzyskane w trakcie badań niszczących. W celu obliczenia maksymalnego momentu zginającego obciążenie w postaci siły skupionej przyłożono w połowie długości belki; w przypadku obliczenia sił poprzecznych w odległości od podpory równej 1/3 długości belki. Uzyskaną wartość maksymalnego momentu zginającego oraz siły tnącej przedstawiono na rys. 17 i 18.



Rys. 17. Wykres momentów zginających dla Etapu 2 [kNm]



Rys. 18. Wykres sił poprzecznych dla Etapu 2 [kN]

Porównanie uzyskanych wartości sił z Etapu 1 do wartości sił z Etapu 2 wykazało:

- zdolność belki do przeniesienia rzeczywistego momentu zginającego o wartości 1,87 kNm, który jest większy od wymaganego = 0,26 kNm,
- zdolność belki do przeniesienia rzeczywistej siły tnącej o wartości 3,55 kN, który jest większy od wymaganej = 0,212 kN.

Na podstawie porównania uzyskanych wartości sił jednoznacznie stwierdza się, że belka miała wystarczający zapas nośności do przeniesienia obciążeń występujących w fazie montażu stropu.

5. Potencjalne przyczyny awarii

Analiza dokumentacji technicznej wykazała, że projekt konstrukcji stropu został wykonany prawidłowo. Dla belek o rozpiętości większej niż 6,0 m przewidziano wykonanie żebra rozdzielczego. Niestety dokumentacja projektowa obiektu nie zawierała jednoznacznych wytycznych odnośnie zasad montażu prefabrykowanego stropu gęstożebrowego. W projekcie zabrakło informacji odnośnie wymaganej kolejności prac oraz sposobu podparcia belek stropowych w trakcie montażu. Ww. informację są wiedzą ogólnodostępną lecz według autorów opracowania winny się znaleźć w projekcie budowlanym.

Na podstawie oględzin miejsca awarii oraz rozmów przeprowadzonych z pracownikami dokonującymi montażu stropu stwierdza się, że belki zostały w sposób prawidłowy oparte na murze (z zachowaniem wymaganej długości podparcia – jest to widoczne na pozostałej części budynku), ilość i jakość zastosowanych podpór została dobrana prawidłowo (1 podpora – DOK dla przęseł o długości 3,1 m, dwie podpory – belki DOK dla dłuższych przęseł). Użyte deskowanie zawierało stosowne aprobaty i było w dobrym stanie technicznym.

Badania laboratoryjne belek stropowych wykazały, że elementy miały wystarczającą nośność i zostały wykonane ze stali odpowiedniego gatunku.

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych, analiz dokumentacji technicznej budynku oraz oględzin miejsca awarii trudno jednoznacznie podać przyczyny awarii. Jako prawdopodobną przyczynę zdarzenia brano pod uwagę: wady materiałowe elementów (wykluczają je wyniki badań laboratoryjnych) lub niewłaściwe podparcie belek na murze (wykluczone w trakcie oględzin niezniszczonej części stropu). Autorzy artykułu przypuszczają, że awaria stropu nastąpiła na skutek niestaranego podparcia elementów w fazie montażu – niewystarczające dokręcenie sztyc szalunkowych. Wzrost obciążenia belek (wywołany montażem pustaków) doprowadził do ich ugięcia, a w konsekwencji do obrócenia belki DOK i przewrócenia sztyc podpierających. Niestabilność podparcia wraz z rosnącym obciążeniem stropu doprowadziły do nadmiernego ugięcia belek, prowadząc do ich złamania, a w konsekwencji do zawalenia stropu.

6. Podsumowanie i wnioski

Montaż prefabrykowanego stropu gęstożebrowego jest zadaniem prostym, rutynowym i powszechnie znanym. Według autorów artykułu przyczyną awarii budowlanej było zaniedbanie wynikające z rutyn wykonawcy – niestaranne podparcie elementów w fazie montażu. Wzrost obciążenia belek stropowych (wywołany montażem pustaków) doprowadził do ich ugięcia. Nieprecyzyjne dokręcenie podpór spowodowało obrócenia belki podpierającej strop – typu DOK i zawalenie konstrukcji.

Autorzy artykułu zwracają uwagę, że pomimo iż wiedza z zakresu montażu prefabrykowanych stropów gęstożebrowych jest ogólnodostępna winna być zawarta w projekcie budowlanym. Opracowanie powinno zawierać kolejność prac montażowych, ilość, nośność i lokalizację podpór tymczasowych.

Literatura

1. Jamróży Z.; Beton i jego technologie; Wydawnictwo Naukowe PWN, 2008 r.
2. Masłowski E., Spizewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych, Warszawa 2000 r.
3. Lipiński J.: Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny, Warszawa 1994 r.
4. Runkiewicz L.: Wzmacnianie Konstrukcji żelbetowych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2011 r.
5. PN-82/B-02001 „Obciążenia budowli – obciążenia stałe”.
6. PN-82/B-02003 „Obciążenia budowli – obciążenia zmienne”.
7. PN-02/B-03264 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone”.

8. PN-EN 206-1 Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
9. PN-EN 15037-1:2011 Prefabrykaty z betonu.
10. PN-B-02003:1982 – Obciążenia budowli – Obciążenia zmienne technologiczne – Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

FAILURE OF RIB-AND-BLOCK FLOOR IN A DETACHED HOUSE

Abstract: The paper shows the description of a structural failure – the damages to a prefabricated rib-and-block floor slab as a consequences of negligence during its assembly. To specify the cause of the collapse, the design documentation was analysed thoroughly, two on-site inspections were conducted, comprehensive record photos were prepared, and the samples of the damaged beams were taken. In the laboratory of the Institute of Structural Engineering of the Poznan University of Technology, standard laboratory tests of the prefabricated elements were conducted in order to exclude their manufacturing defects. The collected materials were analysed thoroughly. The findings of the facility's inspections were presented and the relevant conclusions were drawn.

Keywords: rib-and-block floor slab, prefabricated floor, floor failure, floor strength, floor beam capacity