

BŁĘDY PROJEKTOWE ŻELBETOWEGO STROPU OPARTEGO NA KONSTRUKCJI STALOWEJ

TADEUSZ URBAN, e-mail: tadeusz.urban@p.lodz.pl

MICHAŁ GOŁDYN

ŁUKASZ KRAWCZYK

Politechnika Łódzka

Streszczenie: Daleko posunięte uproszczenia obliczeniowe stropu oraz nadmierne oszczędności poczynione na etapie projektu wykonawczego były przyczyną zagrożenia awaryjnego nowo wznoszonego obiektu przemysłowego. Podstawowym błędem w analizie statycznej było nieuwzględnienie podatności stalowego rusztu, na którym oparty był strop zespolony typu filigran. Autorzy referatu przedstawili analizę problemu i zrealizowany projekt wzmocnienia pod ich nadzorem.

Słowa kluczowe: błędy projektowe, strop żelbetowy, stalowy ruszt, wzmocnienie, konstrukcje zespolone

1. Krótkie przedstawienie problemu

W trakcie wznoszenia hali przemysłowej nadzór inwestorski stwierdził błędy projektowe w zrealizowanym stropie żelbetowym. Inwestor obiektu skonsultował problem z dwoma niezależnymi ekspertami – włoskim i niemieckim, którzy potwierdzili istniejące zagrożenie konstrukcji. Zaproponowali jednak znacznie różniące się rozwiązania problemu. Jedno z nich zalecało nawet wyburzenie wadliwego stropu. Biorąc pod uwagę napięty termin zakończenia inwestycji, inwestor szukał innego rozwiązania problemu i zwrócił się do Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej o ocenę sytuacji. Zadaniem autorów referatu było wykonanie ekspertyzy, projektów wzmocnienia, próbnego obciążenia oraz nadzór nad realizacją wzmocnienia.

Przedmiotem działań była dwukondygnacyjna hala produkcyjna o wymiarach w rzucie 204×48 m. Główna konstrukcja została zaprojektowana jako stalowa, a podstawowymi jej elementami były dwukondygnacyjne, czteronawowe ramy. Rozstaw ram w kierunku podłużnym budynku wynosił 8 m. W wewnętrznych osiach podłużnych (G, F i E) w poziomie stropu parteru ramy zostały połączone podłużnymi belkami stężającymi. W połowie długości belek stężących wykonano dodatkowe belki biegnące równolegle do rygli ram (rys. 1). W rezultacie żelbetowa płyta stropu opiera się na stalowym ruszcie (rys. 2).

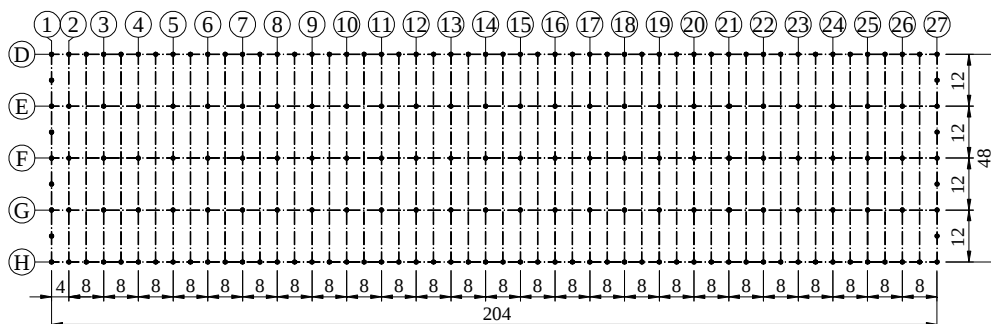
Autorzy projektu budowlanego zaprojektowali strop typu „filigran” o całkowitej grubości 200 mm. Dokumentacja projektowa była sporządzona z wykorzystaniem polskich norm w tym PN-B-03264:2002 [1]. Na etapie projektu wykonawczego podjęto decyzję o zmniejszeniu grubości stropu do 160 i 180 mm. Jej skutkiem było ograniczenie ciężaru konstrukcji, co spowodowało również zmiany w projekcie wykonawczym konstrukcji stalowej. Po wykonaniu konstrukcji stalowej i żelbetowej nadzór zauważył błędy projektowe, które zdaniem inspektorów polegały na braku zbrojenia górnego w strefach przęsłowych stropu. Analiza statyczna stropu była wykonana w sposób uproszczony, jak dla ciągłej, wieloprzęsłowej belki, pracującej jednokierunkowo. Zarówno autor projektu budowlanego jak również nadzór zakładał w obliczeniach brak podatności podpór. Autor projektu budowlanego, który nie brał

udziału w opracowaniu dokumentacji wykonawczej, działając w imieniu biura projektowego odpowiedzialnego za projekt, zaproponował następujące rozwiązanie naprawcze:

- wykonanie nadbetonu o grubości 40 mm na istniejącym stropie w celu uzupełnienia brakującego górnego zbrojenia,
- zmniejszenie obciążenia użytkowego o $1,0 \text{ kN/m}^2$ w celu zachowania wykorzystania nośności istniejących podciągów stalowych na istniejącym poziomie 80–95%, co oznaczało zaakceptowanie obciążenia użytkowego 24 kN/m^2 w polach pomiędzy osiami 1–11/E–H i 12 kN/m^2 w pozostałej części.



Rys. 1. Widok fragmentu konstrukcji stalowej pod stropem parteru



Rys. 2. Schemat stalowego rusztu stropu

2. Wyniki ekspertyzy

Autorzy ekspertyzy przeprowadzili badania istniejącego stropu (pobrano próbki rdzeniowe do badań wytrzymałościowych, przeprowadzono próby „pull-off” na dolnej i górnej powierzchni stropu oraz zinventaryzowano rysy). Na konstrukcję oddziaływał w trakcie tych badań wyłącznie ciężar własny. Równolegle przeanalizowano udostępnioną przez zleceniodawcę dokumentację obiektu.

Na podstawie 6 odwiertów rdzeniowych stwierdzono, że nadbeton stropu zespolonego po 3 miesiącach dojrzewania spełniał wymogi klasy C45/55 (w projekcie zakładano klasę C25/30). Wyniki testu pull-off na powierzchni górnej stropu wykazały średnią przyczepność $1,9 \text{ MPa}$ przy minimalnym wyniku $1,4 \text{ MPa}$ a na powierzchni dolnej uzyskano średnio $1,8 \text{ MPa}$ przy minimalnej wartości $1,1 \text{ MPa}$.

Stwierdzono występowanie rys zarówno na dolnej, jak i górnej powierzchni stropu. Od spodu rysy występowały na około 30% prefabrykatów a ich szerokość wahała się

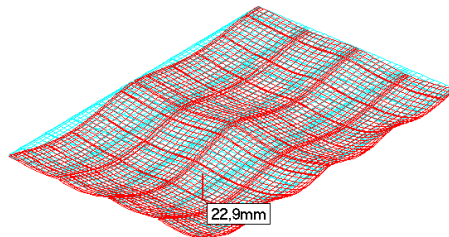
w przedziale 0,1–0,3 mm. Kierunek rys był zróżnicowany, co może świadczyć, że powstały one w trakcie montażu i układania górnej warstwy betonu. W przypadku rys na górnej powierzchni były one wszystkie jednoznacznie ukierunkowane równoległe do osi podłużnych budynku G, F, E (rys. 2). Szerokość rozwarcia rys wynosiła od 0,8 mm do 1,9 mm. Powstanie tych rys było oczywistym zjawiskiem spowodowanym brakiem zbrojenia górnego nad stalowymi podciągami w osiach podłużnych. W trakcie prowadzenia robót wzmacniających strop po śrutowaniu i frezowaniu górnej powierzchni, ujawniły się dalsze rysy, również w środku rozpiętości przęseł pomiędzy osiami G–F i F–E. W przypadku tych rys jako przyczynę należałoby wskazać skurcz betonu. Część rys przenikała całą grubość stropu, co zostało potwierdzone później przeciekami występującymi w trakcie polewania wodą.

Analizę statyczną stropu wykonano za pomocą programu ABC – Obiekt. Ze względu na wielkość konstrukcji (prawie 1 hektar powierzchni) analiza była przeprowadzona dla poszczególnych fragmentów stropu. Uwzględniono współpracę płyty stropowej (modelowanej elementami powłokowymi) ze szkieletem stalowym (elementy prętowe). Przyjęto obciążenia stałe od ciężaru własnego konstrukcji i warstw podłogowych oraz zmienne o wartościach 24 lub 12 kN/m² (w zależności od rozważanego fragmentu stropu) oraz od wózków widłowych. Dodatkowo inwestor zwrócił uwagę autorom ekspertyzy, że na stropie przewiduje się usytuowanie urządzeń technologicznych przekazujących na strop znacznej wartości obciążenia skupione poprzez podkładki o stosunkowo małej powierzchni. Na rysunku 3 pokazano jedno z takich urządzeń, które może zmieniać swe położenie na stropie w trakcie użytkowania obiektu.

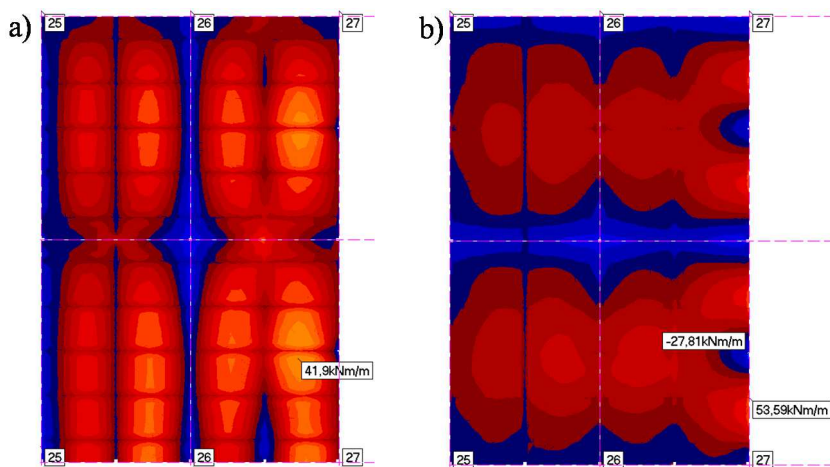


Rys. 3. Urządzenia technologiczne przekazujące siły skupione na strop

Na rysunku 4 pokazano przemieszczenia jednego z wielu rozważanych modeli obliczeniowych. W wyniku analizy stwierdzono dwukierunkową pracę stropu, która była spowodowana przede wszystkim przemieszczeniami stalowej konstrukcji i oddziaływaniami lokalnych obciążeń zmiennych. Jak widać na rys. 5 wartości momentów w obu kierunkach są tego samego rzędu. Analiza dokumentacji prefabrykatów filigran wykazała, że w kierunku działania momentów m_x jest umieszczone tylko zbrojenie montażowe (pręty rozdzielcze $\phi 6$ co 15 cm). Również styki prefabrykatów zostały dobrożone odcinkami prętów ($\phi 6$ co 30 cm), których przekrój nie spełniał warunku minimalnego zbrojenia.

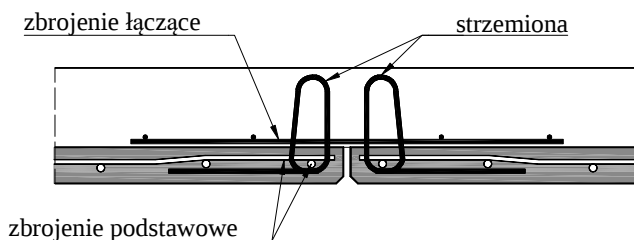


Rys. 4. Ugięcia sprężyste fragmentu stropu jednego z modeli obliczeniowych



Rys. 5. Wartości wektorów momentów maksymalnych: a) m_y , b) m_x

Umożliwienie pracy płyty w drugim kierunku wymagałoby odpowiedniego wykonania zbrojenia na styku prefabrykatów. Krawędzie podłużne prefabrykatów powinny być zaopatrzone w „pionowe zbrojenie zespalające” (strzemiona przejmujące skręcanie na styku płyty) – rys. 6. Z dokumentacji fotograficznej udostępnionej przez nadzór wynikało, że takiego zbrojenia nie ma przy krawędziach prefabrykatów a dodatkowe odcinki prętów położone prostopadłe do styków są stosunkowo krótkie.



Rys. 6. Detal styku prefabrykatów w stropach zespolonych typu K2

Przeprowadzona analiza dokumentacji wykonawczej stropu, wykonane badania konstrukcji oraz obliczenia statyczne wykonane bardziej zaawansowanymi metodami pozwoliły na wskazanie następujących błędów projektowych:

- błędne założenia do obliczeń statycznych stropu, które polegały na przyjęciu jednokierunkowej pracy płyty opartej na sztywnych podporach;
- nieuwzględnienie w obliczeniach możliwości oddziaływań lokalnych od obciążeń użytkowych;
- brak uwzględnienia oddziaływań termicznych w przypadku konstrukcji stalowej lub zastosowania w zamian dylatacji, która mogłaby zwolnić z obowiązku uwzględnienia tego oddziaływania.

Wyżej wymienione błędy projektowe spowodowały deficyt zbrojenia płyty w następujących miejscach:

- brak zbrojenia dolnego w kierunku poprzecznym do kierunku głównego płyt filigran, istniejące zbrojenie jest dalece niewystarczające a w styku prefabrykatów nie spełnia warunku zbrojenia minimalnego;

- brak zbrojenia górnego nad belkami podłużnymi w osiach E, F i G;
- brak zbrojenia górnego w kierunku głównym w przęsłach płyty.

Mając te fakty na uwadze stwierdzono, że konstrukcja stropu nie spełnia normowych wymagań dotyczących bezpieczeństwa i użytkowania.

3. Koncepcja wzmocnienia stropu

Po rozważeniu wielu możliwych rozwiązań i przedyskutowaniu ich z inwestorem przyjęto następujący kierunek działań:

- wykonanie dodatkowej warstwy betonu od góry stropu o grubości około 60 mm, w której zostanie umieszczone dodatkowe zbrojenie górne płyty,
- zrekomensowanie dodatkowego ciężaru stropu o $1,5 \text{ kN/m}^2$ poprzez zmniejszenie obciążenia użytkowego do 23 i 11 kN/m^2 w odpowiednich strefach stropu,
- przyjęto, zgodnie z życzeniem inwestora, oddziaływania od wózków widłowych o udźwigu 1 tony (10 kN),
- uzupełnienie zbrojenia dolnego płyty w kierunku poprzecznym do głównego.

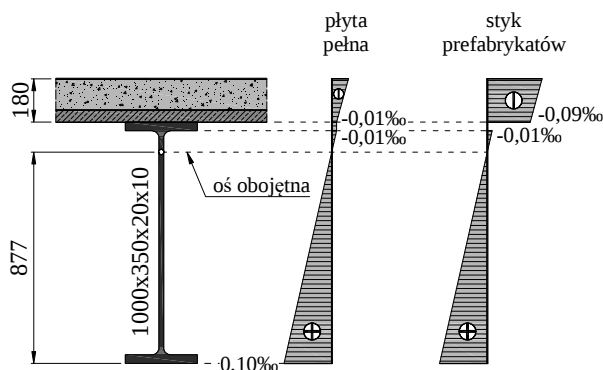
Rozważano dwie koncepcje wzmocnienia stropu od dołu: za pomocą taśm CFRP i za pomocą płaskowników. Przekrój płaskowników ustalono analogicznie jak w przypadku zbrojenia wiotkiego elementów żelbetonowych, stosując postępowanie opisane w monografii [4]. Podstawowym problemem wzmacniania za pomocą taśm w kierunku poprzecznym do styków prefabrykatów była możliwość klawiszowania płyt (znaczące obciążenia punktowe, także przy krawędziach prefabrykatów) co skutkowałoby inicjacją odpajania taśm w sąsiedztwie styków. Rozwiązanie to byłoby problematyczne także z uwagi na niewystarczające (poniżej minimalnego) zbrojenie stalowe w tym kierunku. Była brana również pod uwagę analiza kosztów materiału. Ostatecznie wybrano wzmacnianie za pomocą stalowych płaskowników.

4. Próba technologiczna wykonania wzmocnienia i próbne obciążenie

W celu sprawdzenia technicznych możliwości wykonania zamocowania płaskowników w pozycji sufitowej zdecydowano o przeprowadzeniu próby technologicznej na jednym polu o wymiarach $4 \times 12 \text{ m}$. Aby zabezpieczyć się przed możliwością odpajania płaskowników od powierzchni betonu, zastosowano – oprócz kleju żywicznego, mocowanie za pomocą wklejanych śrub. Na rysunku 7a pokazano próbne pole wzmocnione płaskownikami. Obciążenie próbne stropu realizowano za pomocą pojemników wypełnionych wodą – rys. 7b. Na rysunku 8 przedstawiono wyniki pomiarów odkształceń stalowej belki i płyty. Stwierdzono znaczne zróżnicowanie wyników pomiarów w miejscu styku prefabrykatów filigran i poza nim. Przeprowadzone badania eksperymentalne wykazały, że konstrukcja stropu znajdowała się w fazie pracy elementu zespolonego typu stal – beton. W projekcie wykonawczym przewidziane zostały łączniki w formie prętów okrągłych $\phi 16$ długości 155 mm w rozstawie co 500 mm. Nie spełniały one jednak wymagań normy [2], aby można było traktować konstrukcję jak zespoloną typu stal – beton. Pomiary odkształceń płaskownika środkowego (najbardziej oddalonego od stalowych dźwigarów) w miejscu styku prefabrykatów wykazały wydłużenie względne rzędu 0,25%. Tensometry naklejone na betonie w środku wzmocnionego pola wykazywały również rozciąganie w obu kierunkach.



Rys. 7. Próbné wzmocnienie fragmentu stropu i próbné obciążenie: a) widok wzmocnienia za pomocą płaskowników, b) ustawianie balastu na stropie

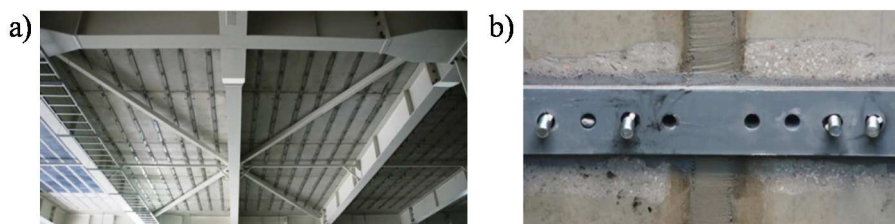


Rys. 8. Odkształcenia stalowej belki i płyty

Średnie oddziaływanie grawitacyjne na obciążonym fragmencie stropu wynosiło około 8 kN/m^2 . Uwzględniając ciężar własny konstrukcji, który oszacowano na równy około $4,5 \text{ kN/m}^2$, całkowite obciążenie na badanym fragmencie stropu można oszacować na około $12,5 \text{ kN/m}^2$. Biorąc pod uwagę projektowane obciążenie użytkowe w tym miejscu – 23 kN/m^2 (zredukowane przez inwestora w stosunku do wyjściowych zamierzeń 25 kN/m^2) oraz pozostałe obciążenia stałe – $5,65 \text{ kN/m}^2$, można ocenić stan zaawansowania obciążeń eksperymentalnych na około 45% całkowitego projektowanego obciążenia charakterystycznego. W stosunku do obciążenia obliczeniowego w stanie granicznym nośności stanowiło to około 23%.

5. Wzmocnienie stropu

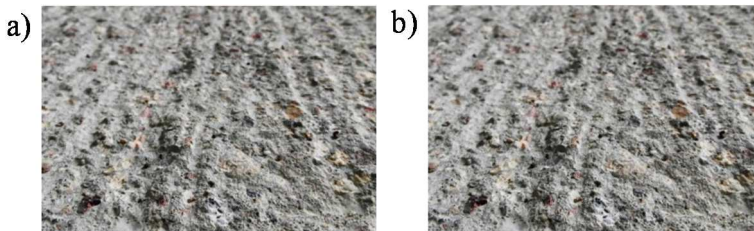
Po próbnym obciążeniu jednego pola podjęto decyzję o wzmocnieniu całego stropu według powyższej propozycji, wprowadzając tylko pewne korekty ułatwiające montaż płaskowników. Zrezygnowano ze „skrzydełek” w płaskownikach, a w zamian zwiększono w nich liczbę otworów w sąsiedztwie styku prefabrykatów – rys. 9b.



Rys. 9. Wzmocnienie stropu od spodu za pomocą płaskowników: a) widok ogólny, b) otworowanie płaskowników w sąsiedztwie styku prefabrykatów

Umożliwiło to wybór otworu, w którym wklejano śrubę, omijając przy tym zbrojenie w prefabrykacie. Niektóre fragmenty stropu wymagały wzmocnienia w obu kierunkach. W kierunku równoległym do zbrojenia płyt filigran zastosowano maty CFRP.

Po wzmocnieniu stropu od dołu można było przystąpić do jego wzmacniania od góry. Pierwszym etapem było przygotowanie powierzchni betonu. Wykonano kilka różnych prób, w celu osiągnięcia odpowiedniej szorstkości powierzchni. Autorzy projektu wzmocnienia postawili wymóg uzyskania średniej szorstkości równej co najmniej 3 mm. Wymaganie to nawiązywało do wytycznych podanych w Model Code 2010 [3]. Najskuteczniejszym sposobem okazało się frezowanie – rys. 10. Następnym elementem robót była iniekcja żywicy o niskiej lepkości i wklejanie zbrojenia zespalającego stary beton z nowym. Na rys. 11 pokazano dodatkowe zbrojenie górne płyty.



Rys. 10. Powierzchnia betonu: a) frezowana, b) śrutowana z widoczną rysą



Rys. 11. Dodatkowe zbrojenie górne płyty w sąsiedztwie słupa

Ze względu na specyfikę stosunkowo cienkiej warstwy nadkładu betonowego (6 cm), zadysponowano wymagania tzw. „betonu posadzkowego” o możliwie niskim skurczu, przy następujących ograniczeniach:

- beton powinien spełniać wymagania klasy wytrzymałości C25/30 (takiej samej klasy, jak w przypadku wzmacnianego stropu),
- maksymalny wymiar kruszywa – $d_g = 8 \text{ mm}$,
- punkt piaskowy kruszywa od 36 do 38%,
- zawartość frakcji pyłowo-piaskowych ($\leq 0,25 \text{ mm}$) do 5%,
- konsystencja od 9 do 15 cm opadu stożka przy podawaniu pompą,
- minimalna zawartość cementu – 260 kg/m^3 , nie więcej niż 350 kg/m^3 ,
- wskaźnik W/C $\leq 0,45$,
- dodatek włókien polipropylenowych w ilości co najmniej $0,9 \text{ kg/m}^3$,
- zalecany cement CEM I 32,5 N.

Młody beton był pielęgnowany za pomocą nawilżanych mat przez 7 dni. Większość robót betoniarskich była wykonywana w nocy z uwagi na wysokie temperatury panujące w ciągu dnia.

6. Uwagi końcowe

Podstawowym problemem operacji wzmacniania stropu był ograniczony czas jej realizacji. Urządzenia technologiczne, których montaż był przewidziany w strefie pomiędzy osiami 1 i 11 musiał rozpocząć się po miesiącu od momentu rozpoczęcia robót wzmacniających. Zakończenie robót na całym stropie o powierzchni około 1 hektara udało się zrealizować w ciągu 3 miesięcy. Roboty były wykonywane przez kilku podwykonawców i mimo, że nie mieli oni żadnego doświadczenia w tego typu pracach (montaż płaskowników w pozycji sufitowej, przygotowanie powierzchni betonu do zespolenia, wywiercenie kilkudziesięciu tysięcy otworów pod wklejane kotwy zespalające stary beton z nowym) zadanie zostało wykonane i inwestycja została oddana do użytkowania w zamierzonym terminie.

Literatura

1. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2002.
2. PN-EN 1994-1-1: Eurokod 4 – Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008.
3. Ajdukiewicz A.: Pre-norma Konstrukcji Betonowych fib Model Code 2010 (tłumaczenie polskie), Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2014.
4. Urban T.: Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych metodami tradycyjnymi. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2015.

DESIGN ERRORS OF THE REINFORCED CONCRETE FLOOR SLAB SUPPORTED ON THE STEEL STRUCTURE

Abstract Too serious simplifications and irrational savings have been made while creating of detailed design documentation. As a result newly construct industrial building was close to failure. The basic mistake resulted from assuming that the steel grate is a rigid support for reinforced concrete, composite floor slab (type „filigran”). Authors of the paper present results of the analysis and the concept of strengthening which was realized under them supervision.

Keywords: design errors, reinforced concrete floor slab, steel grate, strengtheninig, composite structures