

ANDRZEJ SERUGA, MARIUSZ ZYCH*

NIELINIOWA ANALIZA MES WZMOCNIENIA BELEK ŻELBETOWYCH ZA POMOCĄ SPRĘŻONYCH TAŚM Z WŁÓKNA WĘGLOWEGO

NONLINEAR FEM ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAM STRENGTHENING WITH PRETENSIONED CFRP STRIP

Streszczenie

W artykule przedstawiono szczegółowy opis wzmocnienia belek żelbetowych za pomocą materiałów z włókna węglowego. Podano opis konstrukcji, wyniki dokonanej oceny stanu technicznego oraz zastosowanie metody wzmocnienia. Wzmacniane belki są częścią konstrukcji nośnej przykrycia hali przemysłowej. Belki zostały wzmocnione z uwagi na nośność za pomocą sprężonych taśm z włókna węglowego, a na ścinanie za pomocą mat węglowych. Prezentowane wzmocnienie było pierwszym zastosowaniem sprężonych taśm CFRP w Polsce. Do oceny skuteczności przyjętej metody wzmocnienia zastosowano nieliniową analizę MES.

Słowa kluczowe: konstrukcje sprężone, konstrukcje żelbetowe, belki żelbetowe, wzmocnienie konstrukcji przez sprężenie taśmami CFRP

Abstract

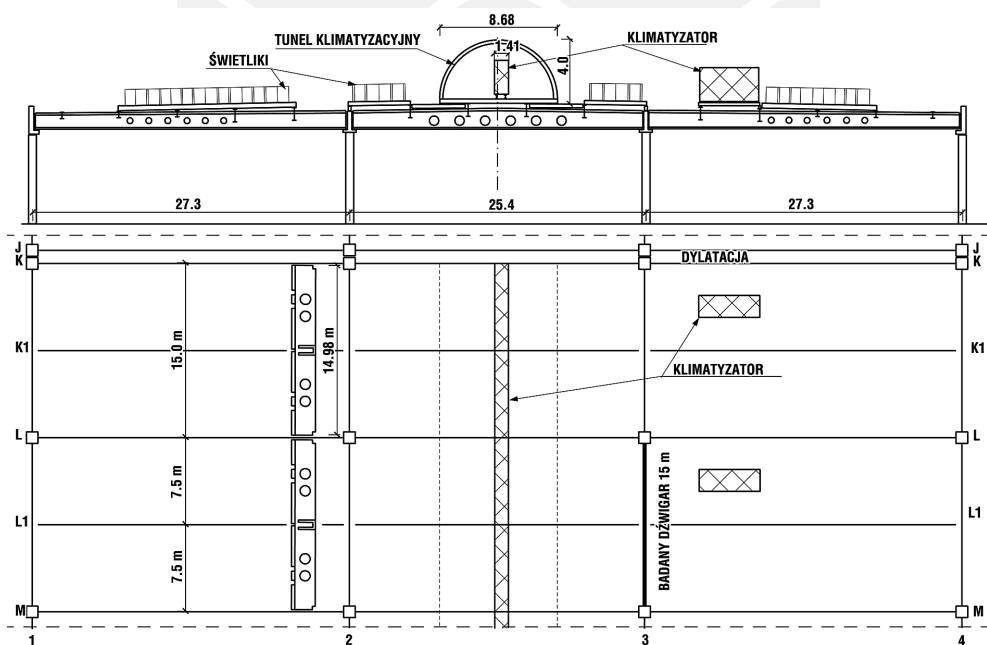
The paper gives a detailed description of strengthening of reinforced concrete beams with CERP materials. A review of the building structure, the results of monitoring its technical state and the methods used to strengthen it are included. The strengthened beams are a part of an industrial hall roof support structure. The beams were strengthened with pretensioned carbon fiber strips in flexure and composite fabrics in shear. It was the first implementation in Poland of strengthening an RC structure by pre-stressing with CFRP strips. Nonlinear FEM analysis has been used to evaluation the effectiveness of strengthening method.

Keywords: prestressing structures, reinforced concrete structures, structure strengthening with pretensioned CFRP strips, composite fabrics

* Dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK, dr inż. Mariusz Zych, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Krakowska.

1. Opis konstrukcji obiektu

W 1997 roku zaprojektowano i zrealizowano na terenie jednego z zakładów przemysłowych halę produkcyjną o rozwiązaniu eliminującym znaczną liczbę słupów. Podyktowane to zostało koniecznością rozmieszczenia bardzo rozbudowanych linii technologicznych na znacznej powierzchni. Konstrukcję nośną hali trójnawowej o całkowitej długości 150,6 m w osiach z jedną dylatacją poprzeczną i szerokości 80,0 m w osiach, stanowiły wg projektu dźwigary strunobetonowe i belki żelbetowe oparte na słupach żelbetowych. Fragment rzutu hali i przekrój poprzeczny przedstawiono na rys. 1. Z początkiem 2006 roku, w wyniku intensywnych opadów śniegu, które doprowadziły do awarii wielu obiektów na terenie Polski, przeprowadzono badania kontrolne prezentowanej konstrukcji nośnej. Stwierdzono, że w nawach skrajnych między osiami 1 i 2 oraz 3 i 4 występują jednospawkowe dźwigary strunobetonowe, natomiast w nawie środkowej zamontowano dwuspawkowe dźwigary żelbetowe. Dźwigary te rozmieszczone są w kierunku podłużnym hali co 7,5 m. Co 15 m oparte są na słupach żelbetowych, pomiędzy słupami oparte są na żelbetowych wspornikach korytkowych w kształcie litery „U” (siodełka), zlokalizowanych w połowie rozpiętości belek żelbetowych. Strunobetonowe dźwigary jednospawkowe, usytuowane w nawie południowej



Rys. 1. Fragment rzutu i przekrój poprzeczny hali
Fig. 1. Portion of horizontal view and vertical hall cross section

między osiami 1 i 2, obciążone są ciężarem własnym, konstrukcją pokrycia i śniegiem. Obciążenia te przekazywane są na dźwigary za pomocą 5 płatwi z kształtowników stalowych. Strunobetonowe dźwigary jednospawkowe usytuowane w nawie północnej, między osiami 3

i 4 obciążone są dodatkowo 10 centralami klimatyzacyjnymi. Dźwigary dwuspadowe w nawie środkowej obciążone są ciężarem własnym, konstrukcją pokrycia, śniegiem i tunelem klimatyzacyjnym wraz z jego wyposażeniem. Obciążenia te są przekazywane za pomocą 5 płatwi stalowych.

2. Konstrukcja belek żelbetowych i morfologia rys

W wyniku dokonanego przeglądu 20 belek żelbetowych usytuowanych wzdłuż osi 2 i 3, stwierdzono występowanie rys w liczbie około 50 sztuk na każdej belce. Największe rysy o rozwarciu do 0,5 mm zlokalizowano w pobliżu siodełek. Przykładowe rozmieszczenie rys na dwóch belkach usytuowanych wzdłuż osi 2, pomiędzy osiami K-L i L-M przedstawiono odpowiednio na rys. 2 i 3.

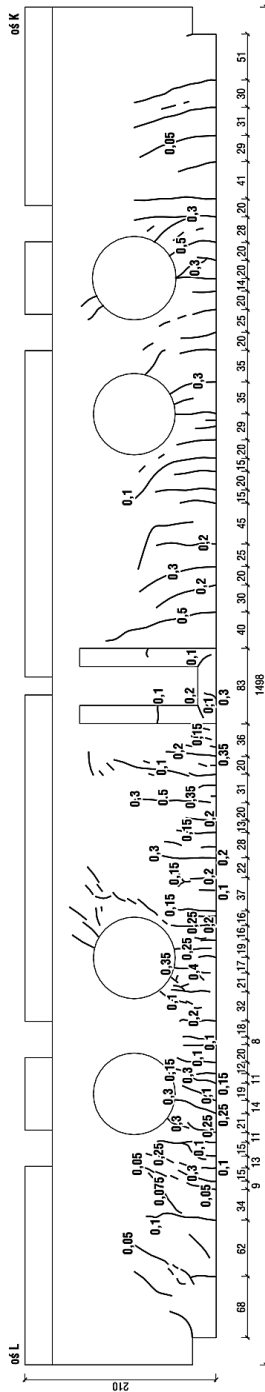
Na pionowych ściankach obu siodełek widoczne są poziome rysy o szerokości 0,2 mm i 0,5 mm. Rysy te świadczą o wyrwaniu poziomych półek stanowiących oparcie dźwigarów. Ponadto należy dodać, że zlokalizowano również pionowe rysy wzdłuż połączenia pionowych ścianek siodełka z dźwigarem. Bardziej widoczne uszkodzenia zarejestrowano na siodełkach usytuowanych od strony nawy środkowej, czyli w miejscach oparcia dźwigarów dwuspadowych. Należy podkreślić, iż z zestawienia obciążeń wynika, że reakcje przekazywane z dźwigarów dwuspadowych są większe o 100 kN od reakcji przekazywanych z dźwigarów jednospadowych. Na niektórych belkach żelbetowych odnotowano występowanie rys również nad otworami (rys. 3).

Zbrojenie podłużne belek składało się z prętów: 6 ϕ 28 mm i 6 ϕ 25 mm w dolnej części belki, 4 ϕ 12 mm umieszczonych pod i nad otworami, 4 ϕ 12 mm w środku wysokości belki, 2 ϕ 12 mm i 2 ϕ 20 mm w górnej części belki oraz 2 ϕ 12 mm w górnej nadbetonowanej części belki. Zbrojenie ukośne przy otworach składało się z 4 prętów ϕ 12 mm w przekroju belki. Strzemiona czterocięte o średnicy ϕ 10 mm w rozstawie: przy podporach co 80 i 100 mm, na odcinku pomiędzy strefą podporową a otworami co 300 mm, w strefie między otworami co 100 mm i w środku rozpiętości belki co 100 mm. Układ zbrojenia widoczny jest np. na rys. 7, przedstawiającym obliczone naprężenia w stali zbrojeniowej.

3. Zastosowane wzmocnienie i badania doświadczalne

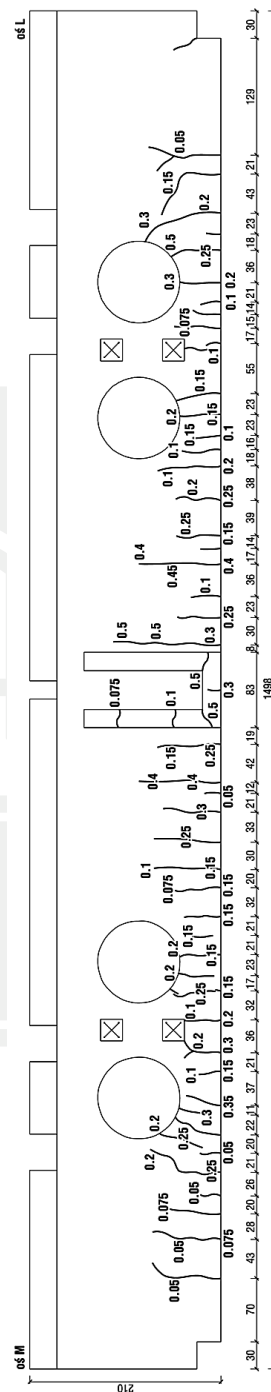
Szczegółowy opis zbrojenia wspornika korytkowego (siodełka) przedstawiono w pracy [1]. Podstawowym zagrożeniem była możliwość wyrwania poziomej półki z korytka, stanowiącej oparcie dźwigarów. Postanowiono wzmocnić połączenie wsporników korytkowych z belką żelbetową za pomocą 8 prętów Macalloy o średnicy 25 mm. Pod spodem wsporników umieszczono płytę stalową grubości 60 mm z podcięciem o odpowiedniej grubości i szerokości od strony belki żelbetowej, tak aby była możliwość przeprowadzenia 2 taśm z włókna węglowego, przyklejonych do spodu belki. Do każdego pręta wprowadzono siłę naciągową o wartości 25 kN. Technologię wykonania wzmocnienia również podano w pracy [1]. Schemat zastosowanego wzmocnienia pokazano na rys. 4.

Wszystkie belki żelbetowe zostały wzmocnione za pomocą dwóch taśm CFRP o przekroju poprzecznym 50 × 1,2 mm i długości 11,3 m. Zastosowano taśmy niskomodulowe,



Rys. 2. Rozmieszczenie rys i ich szerokość na powierzchni bocznej belki K-L w osi 2. Widok od strony nawy środkowej

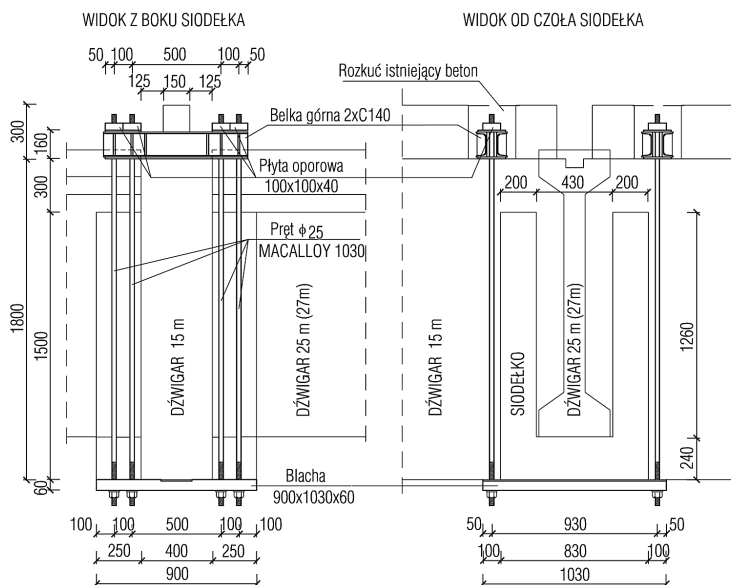
Fig. 2. Cracks localizations and their widths on side surface of beam K-L in axis 2. View from central nave



Rys. 3. Rozmieszczenie rys i ich szerokość na powierzchni bocznej belki M-L w osi 2. Widok od strony nawy środkowej

Fig. 3. Cracks localizations and their widths on side surface of beam M-L in axis 2. View from central nave

o module sprężystości nie mniejszym niż 165 GPa. Każdą taśmę naciągnięto jednostronnie z siłą 60 kN. Naciąg i kotwienie taśm zastosowano wg „polskiego sytemu sprężania” opracowanego przez M. Łagodę. Opis i przebieg wzmocnienia opisano w pracy [1].



Rys. 4. Schemat zastosowanego wzmocnienia wsporników korytkowych

Fig. 4. Scheme of strengthening method used to corbel of trough section

W celu odciążenia konstrukcji podczas wzmocnienia, a także z uwagi na konieczność zapewnienia bezpieczeństwa w hali do chwili wzmocnienia wsporników korytkowych, dźwigiary jednospałkowe i dwuspałkowe zostały podparte tymczasowo słupami z rur stalowych. Sposób podparcia umożliwił odciążenie dźwigarów żelbetowych przez wprowadzenie siły 100 kN w każdym słupie.

Kolejność czynności była następująca:

- odciążenie dźwigara żelbetowego za pomocą siłowników hydraulicznych i stabilizacja podpór tymczasowych pod dźwigarami jedno i dwuspałkowymi,
- naklejenie i naciąg taśm z włókna węglowego,
- wzmocnienie połączenia wsporników korytkowych z belką żelbetową,
- wzmocnienie stref ścinania przez doklejenie mat CFRP,
- usunięcie podpór montażowych.

Naklejenie i naciąg taśm wykonywał zespół pracowników IBDiM, natomiast wszystkie prace związane ze wzmocnieniem dźwigarów dwuspałkowych i belek żelbetowych z doklejeniem mat CFRP wykonywała firma ASIS sp. z o.o.

Podczas realizacji wzmocnienia omawianych belek żelbetowych prowadzono na niektórych elementach kontrolne pomiary odkształceń betonu. Punkty pomiarowe naklejono w jednym rzędzie wzdłuż dolnej krawędzi belek na całej ich długości co 200 mm. W zależności

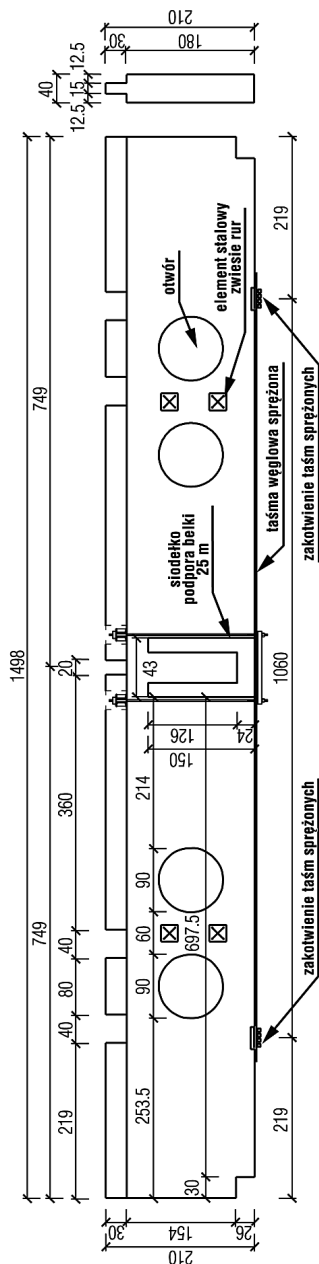
od zaistniałych możliwości po jednej lub z obu stron wspornika korytkowego naklejono punkty pomiarowe w 3 rzędach na długości do 1,8 m. Umożliwiło to również prowadzenie pomiarów odkształceń betonu w kierunku pionowym na bazie pomiarowej 200 mm. Rozmieszczenie elementów wzmacniających na belce żelbetowej pokazano na rys. 5.

4. Obliczenia MES w programie DIANA

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych przeprowadzonych podczas wykonywania projektu wzmocnienia belek żelbetowych przyjęto wytrzymałość betonu na rozciąganie 2,9 MPa i moduł sprężystości betonu przy ściskaniu równy 32 GPa, jak dla betonu klasy C30/37. Wartości te są zgodne z wynikami badań przeprowadzonych na betonach o różnym wieku wykonanych na kruszywie granitowym. Ze względu na brak możliwości pobrania odwiertów, wykonano oszacowanie klasy betonu za pomocą sklerometru. Przeprowadzone w tym okresie pomiary geodezyjne wykazały, że ugięcia dźwigarów zawierają się w przedziale od 16,9 mm do 23,4 mm. Wartość średnia ugięcia wynosiła 20,18 mm. Wobec braku danych na temat ugięcia dźwigarów w chwili oddania ich do eksploatacji, nie ma aktualnie możliwości określenia ugięć rzeczywistych. Średnie ugięcie dźwigarów pomierzone w styczniu 2007 roku (po ich wzmocnieniu) wynosi 19,49 mm i wartość ta została przyjęta jako wyjściowa do oceny zachowania się dźwigarów w czasie dalszej eksploatacji.

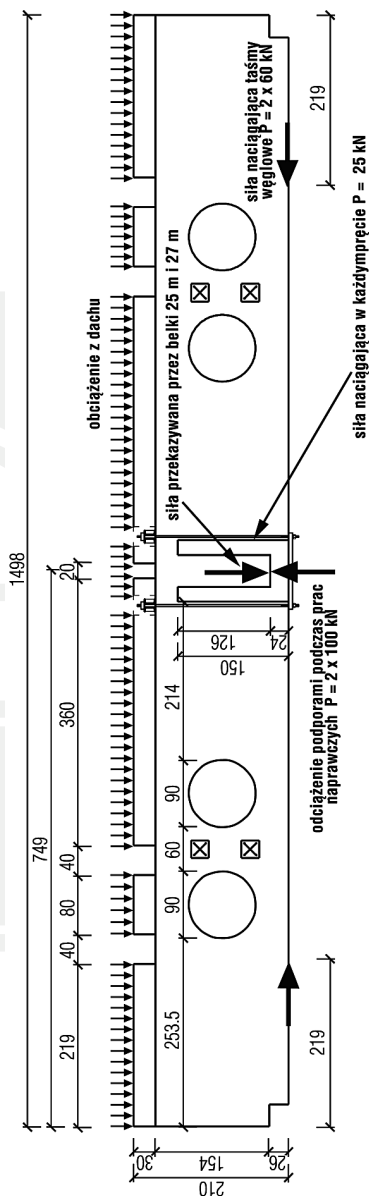
Wykorzystując możliwości obliczeniowe programu DIANA 9.3 postanowiono przeprowadzić analizę rozwoju zarysowania dźwigarów żelbetowych pod wpływem obciążeń stałych i zmiennych działających na konstrukcję. Całą analizę przeprowadzono w przestrzeni 3D. Obciążenie zewnętrzne zwiększano stopniowo w kolejnych krokach obliczeniowych. Wynika to z problemów uzyskania zbieżności rozwiązania podczas wzmacniania belki. Obliczenia wykonano wykorzystując dwie osie symetrii belki, tj. symetrię w połowie rozpiętości oraz symetrię po długości belki. Zatem zamodelowano 1/4 z całej geometrii belki. Na rysunku 6 przedstawiono schemat obciążeń belki.

W obliczeniach istotne było, aby uzyskać stan odkształceń odpowiadającemu po 10 latach eksploatacji, jaki był przedmiotem badań w trakcie oceny stanu technicznego. W tym celu uwzględniono w obliczeniach współczynnik pełzania równy 1,92. Powoduje to bardziej zbliżone do rzeczywistego globalne odkształcenia belki związane z jej ugięciem, jednak wpływa na mniejszy stopień jej zarysowania. Zbrojenie zamodelowano jako materiał linowo sprężysty o module Younga 200 GPa. Beton zamodelowano jako materiał liniowo-sprężysty z zarysowaniem wg modelu rys rozmytych. Ze względu na wyposażenia technologiczne na dachu hali, udział śniegu był mały. Przyjęto, że 90% całkowitego obciążenia przenosi się przez koryto, a pozostała część przekazywana jest przez pas górny. Wyniki otrzymane z pierwszego etapu obliczeń, dotyczącego całkowitego obciążenia konstrukcji, przedstawiono w pracy [1]. W obecnej analizie uwzględniono odciążenie konstrukcji przez zdjęcie obciążenia zmiennego i wprowadzenie tymczasowych podpór na okres realizacji wzmocnienia konstrukcji nośnej przekrycia. Następnie przeanalizowano wpływ naciągu taśm z włókna węglowego, wzmocnienie wsporników o przekroju korytkowym i usunięcie podpór tymczasowych.



Rys. 5. Rozmieszczenie elementów wzmacniających na belce żelbetowej o długości 15 m

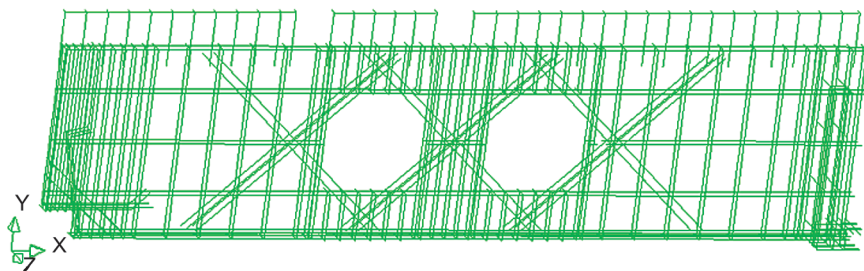
Fig. 5. Arrangement of strengthening elements at reinforced concrete beam 15 m long



Rys. 6. Schemat sił działających na belkę

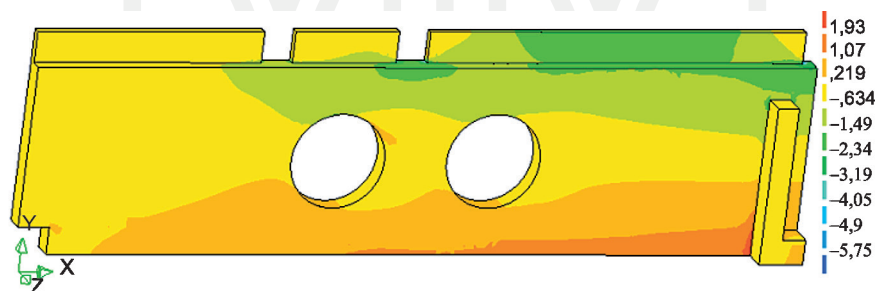
Fig. 6. Scheme of loading forces acting to beam

Obliczenia wykonano dla stopniowo przykładanego obciążenia zewnętrznego, tj. obciążenia koryta oraz obciążenia z dachu przyłożonego na górnej krawędzi belki. Na rysunkach od 7a, b, c do 18a, b, c przedstawiono dla wybranych 12 kroków obliczeniowych stan zarysowania, naprężeń poziomych w belce oraz wyężenie zbrojenia. Rysunki 7a, b, c dotyczą stanu przed zarysowaniem. Pierwsza rysa w belce powstaje w narożu ze wspornikiem przy obciążeniu zewnętrznym 8% (rys. 8a, b, c) później stopniowo się rozwijają kolejne rysy (rys. 9a). Naprężenia rozciągające w betonie na tym etapie są na poziomie 2,28 MPa po zarysowaniu. Skutkuje to spadkiem naprężeń w betonie (rys. 9b) oraz wzrostem na-



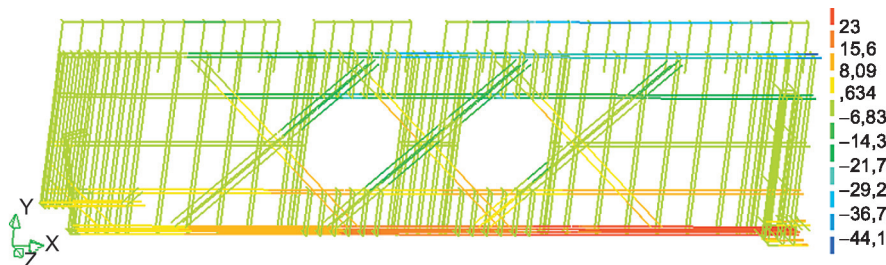
Rys. 7a. Stan przed zarysowaniem – brak odkształceń rysujących (7% obciążenia)

Fig. 7a. Cracking strains (7% of loading)



Rys. 7b. Stan przed zarysowaniem – naprężenia w betonie na kierunku X (7% obciążenia)

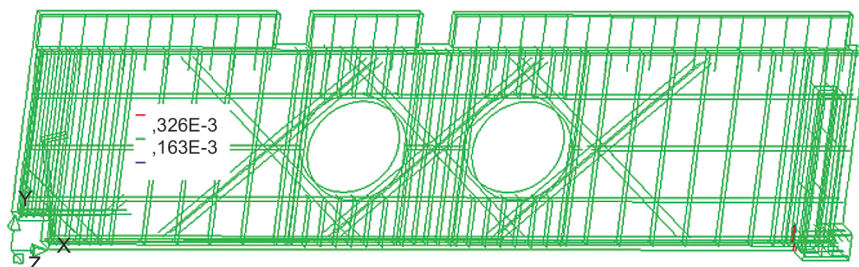
Fig. 7b. Concrete stress in direction X (7% of loading)



Rys. 7c. Stan przed zarysowaniem – naprężenia w stali (7% obciążenia)

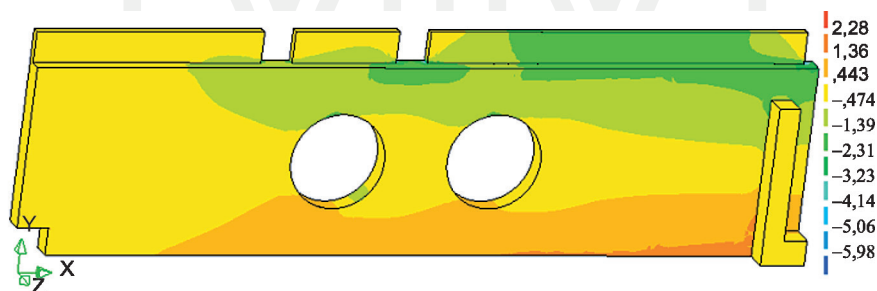
Fig. 7c. Steel stress (7% of loading)

prężen w stali rzędu 100 MPa (rys. 9b). Następnie zarysowanie rozwija się wzdłuż pasa dolnego oraz powstają nowe rysy pionowe (rys. 10a, b, c–15a, b, c). Z chwilą wystąpienia rys prostopadłych na odcinku między wspornikiem a pierwszym otworem, naprężenia rozciągające w betonie rozwijają się w paśmie pod otworami (rys. 12b). Dla tego poziomu obciążenia (33%) naprężenia rozciągające w betonie wynoszą 2,68 MPa, a w stali zbrojeniowej 185 MPa w pobliżu wspornika (pierwsza rysa). Przy poziomie obciążenia 39% widoczna jest pod otworami duża koncentracja naprężeń w betonie na poziomie 2,86 MPa (rys. 13b). Przy poziomie obciążenia 49% i 52% można zauważyć koncentrację naprężeń



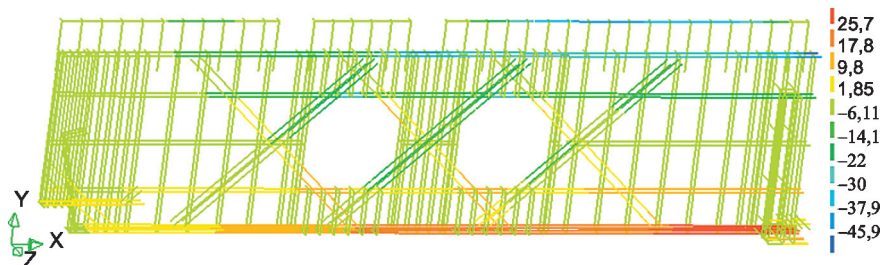
Rys. 8a. Odkształcenia rysujące (8% obciążenia)

Fig. 8a. Cracking strains (8% of loading)



Rys. 8b. Naprężenia w betonie na kierunku X (8% obciążenia)

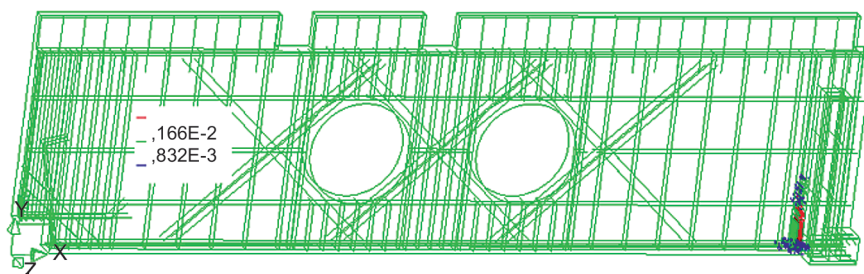
Fig. 8b. Concrete stress in direction X (8% of loading)



Rys. 8c. Naprężenia w stali (8% obciążenia)

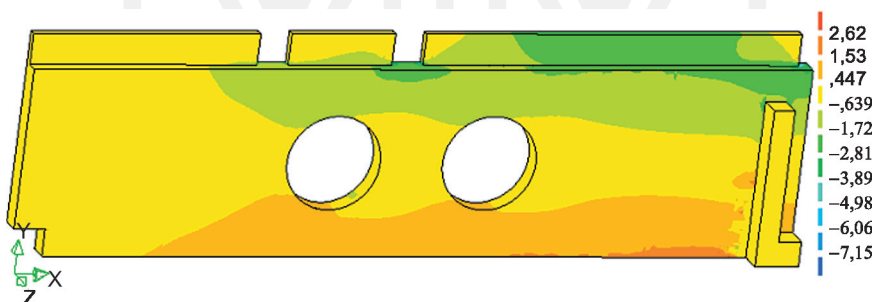
Fig. 8c. Steel stress (8% of loading)

rozciągających w betonie nad otworami (rys. 14b i 15b). Efektem tych działań jest wystąpienie rys ukośnych po przeciwległej stronie otworu (rys. 16 a, b). Przy obciążeniu 89% (rys. 17a, b, c) powstaje rysa pozioma w nadbetonowanej części belki. Na rys. 18a, b, c przedstawiono ostateczny stan przy obciążeniu zewnętrznym równym 100%. Począwszy od poziomu obciążenia 49% można zauważyć wzrastający poziom wyężenia w dolnym pasie stali zbrojeniowej. Przy całkowitym obciążeniu zewnętrznym (100%) naprężenie w prętach rozciąganych może osiągnąć 235 MPa.



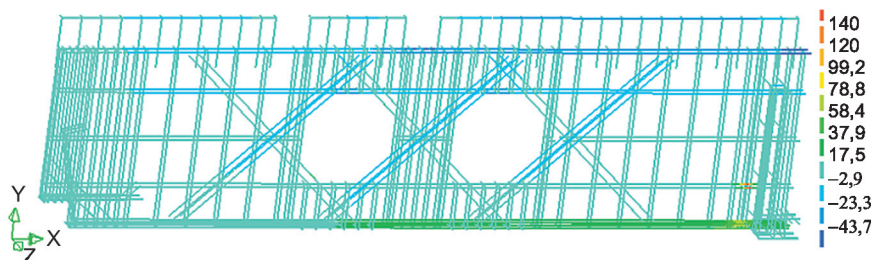
Rys. 9a. Odkształcenia rysujące (12% obciążenia)

Fig. 9a. Cracking strains (12% of loading)



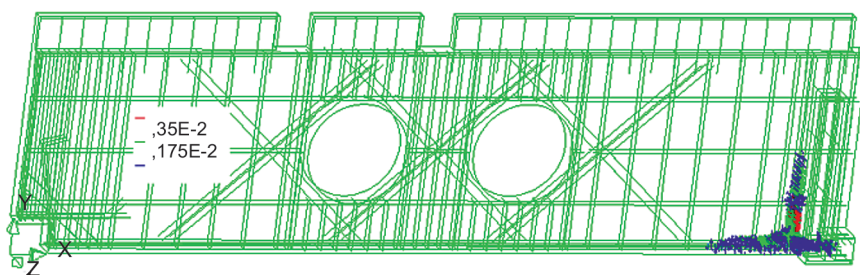
Rys. 9b. Naprężenia w betonie na kierunku X (12% obciążenia)

Fig. 9b. Concrete stress in direction X (12% of loading)



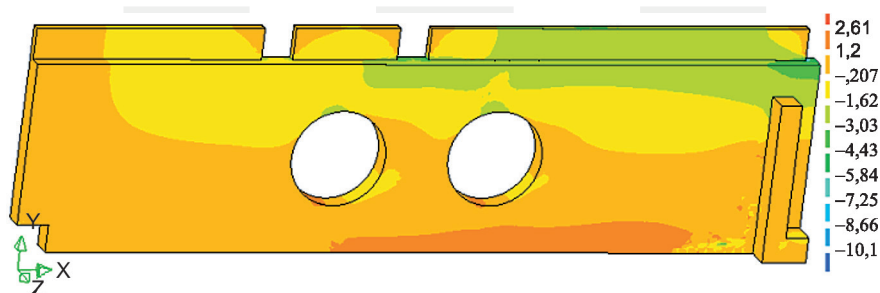
Rys. 9c. Naprężenia w stali (12% obciążenia)

Fig. 9c. Steel stress (12% of loading)



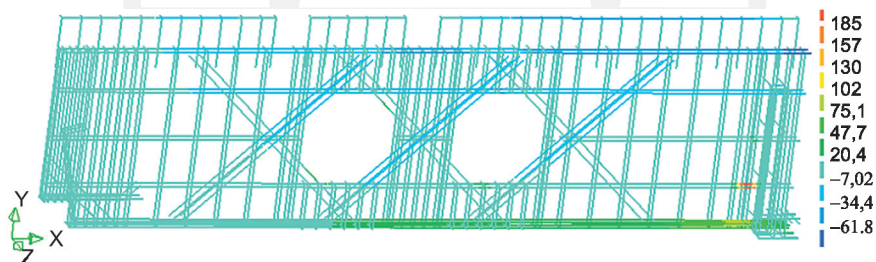
Rys. 10a. Odkształcenia rysujące (23% obciążenia)

Fig. 10a. Cracking strains (23% of loading)



Rys. 10b. Naprężenia w betonie na kierunku X (23% obciążenia)

Fig. 10b. Concrete stress in direction X (23% of loading)



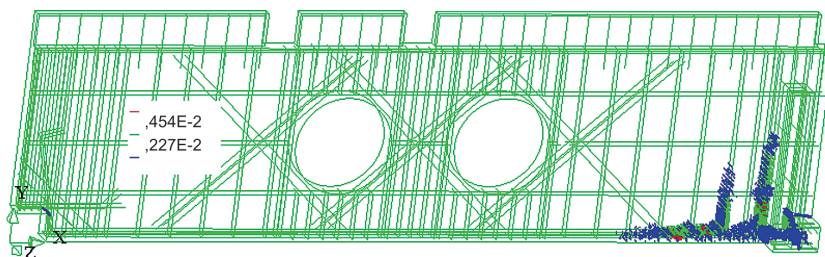
Rys. 10c. Naprężenia w stali (23% obciążenia)

Fig. 10c. Steel stress (23% of loading)

Maksymalne ugięcie obliczeniowe belki przy obciążeniu całkowitym wynosi 22,8 mm. Postać ugięcia dźwigara dla maksymalnego obciążenia przedstawiono na rys. 23. Układ rys prezentowanych w etapie całkowitego obciążenia (rys. 18a) jest bardzo zbliżony do stanu zarysowania belki K-L/2 (rys. 2).

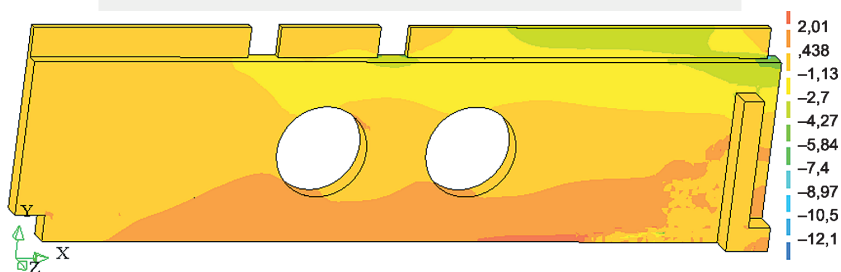
W wyniku odciążenia konstrukcji czyli eliminacja obciążenia zmiennego i wprowadzenie podpór tymczasowych, nastąpiła znaczna redukcja naprężenia w stali zbrojeniowej i naprężeń rozciągających w betonie. Jak można zauważyć z rys. 19a, b, c maksymalne naprężenia

rozciągające w betonie wynosiły 1,76 MPa a w stali zbrojeniowej naprężenia w analizowanym przekroju w pobliżu koryta wynosiły 161 MPa. Dla tej sytuacji obliczeniowej wartość ugięcia belki wynosiła 15,9 mm.



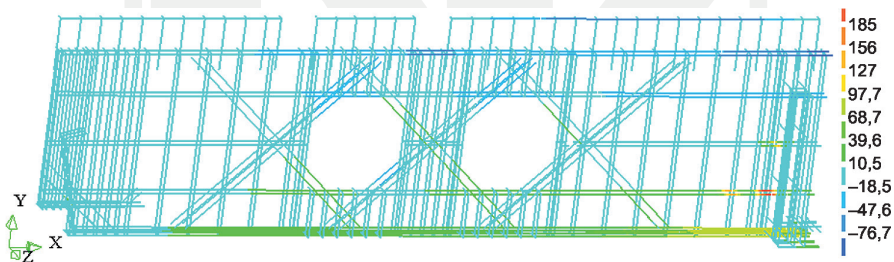
Rys. 11a. Odształcenia rysujące (29% obciążenia)

Fig. 11a. Cracking strains (29% of loading)



Rys. 11b. Naprężenia w betonie na kierunku X (29% obciążenia)

Fig. 11b. Concrete stress in direction X (29% of loading)



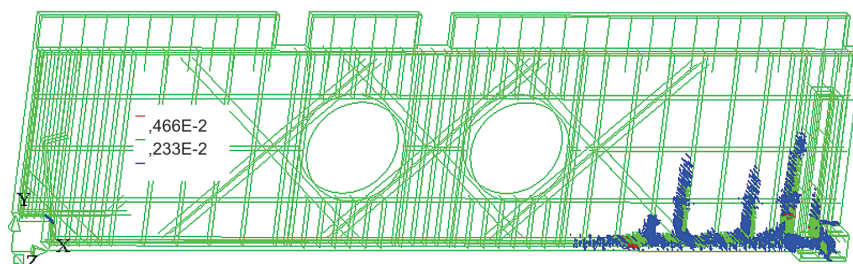
Rys. 11c. Naprężenia w stali (29% obciążenia)

Fig. 11c. Steel stress (29% of loading)

Dalszą czynnością był naciąg i stabilizacja siły sprężającej w obu taśmach usytuowanych na spodzie belki żelbetowej. Dla tego stanu obciążenia ugięcie belki wynosi 14,5 mm, co oznacza redukcję tego parametru o 9%. Naprężenie w stali zbrojeniowej w przekroju zarysowanym wynosi 142 MPa (rys. 20c). Lokalnie na spodzie belki poza zakotwieniem taśm z włókna węglowego, naprężenie rozciągające w betonie wynosi

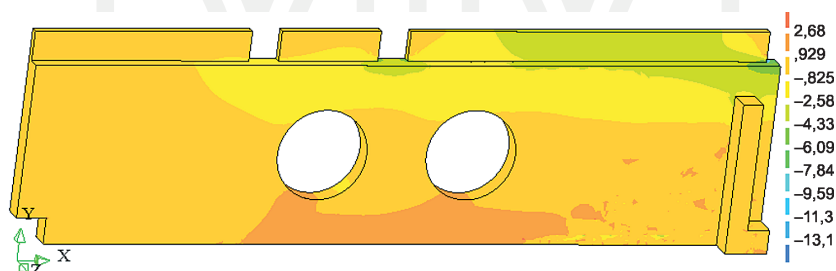
około 2,9 MPa (rys. 20b) i dochodzi do pojawienia się w tym rejonie rysy (rys. 20a). W strefie belki nad otworami kołowymi występują naprężenia ściskające w betonie rzędu 3,78 MPa. W dolnym paśmie belki na długości przyklejonej taśmy zanotowano redukcję naprężeń rozciągających w betonie do wartości rzędu 2,5–3,0 MPa. W strefie występowania maksymalnych naprężeń rozciągających w betonie tj. strefa podporowa, zastosowano dodatkowe maty z włókna węglowego.

Wzmocnienie wspornika stanowiącego oparcie dla dźwigarów strunobetonowych, polegało na wprowadzeniu 8 pionowych prętów $\phi 25$ mm ze stali wysokiej wytrzymałości.



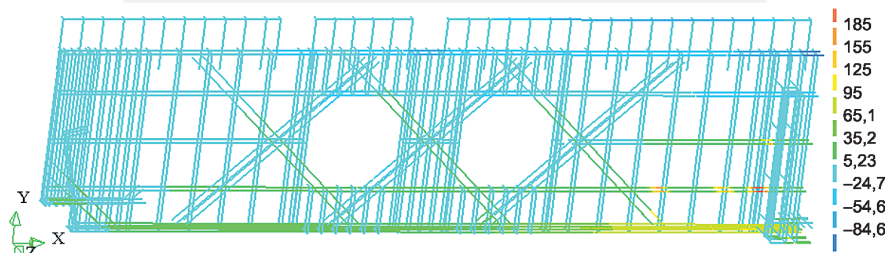
Rys. 12a. Odształcenia rysujące (33% obciążenia)

Fig. 12a. Cracking strains (33% of loading)



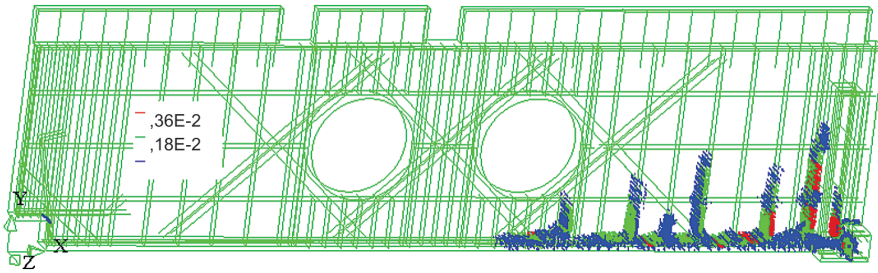
Rys. 12b. Naprężenia w betonie na kierunku X (33% obciążenia)

Fig. 12b. Concrete stress in direction X (33% of loading)



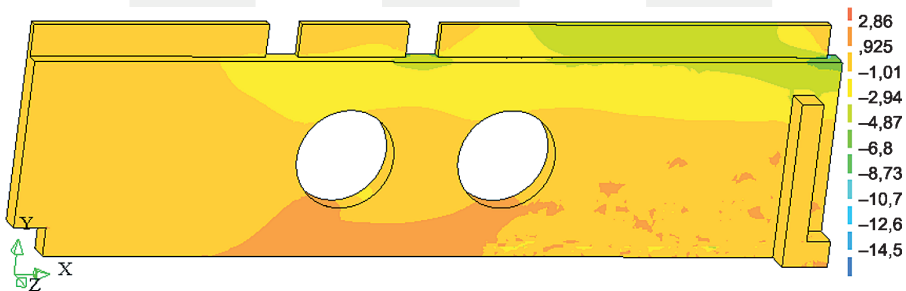
Rys. 12c. Naprężenia w stali (33% obciążenia)

Fig. 12c. Steel stress (33% of loading)



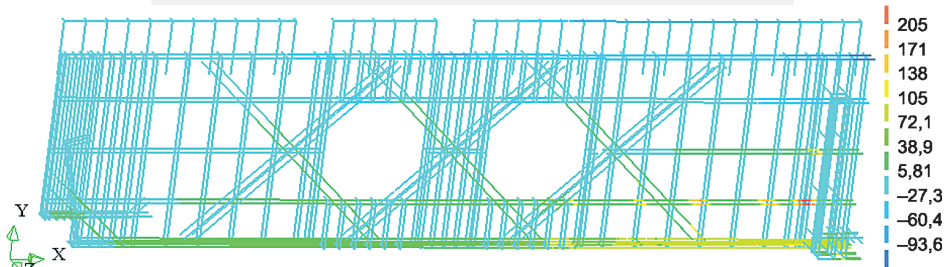
Rys. 13a. Odształcenia rysujące (39% obciążenia)

Fig. 13a. Cracking strains (39% of loading)



Rys. 13b. Naprężenia w betonie na kierunku X (39% obciążenia)

Fig. 13b. Concrete stress in direction X (39% of loading)

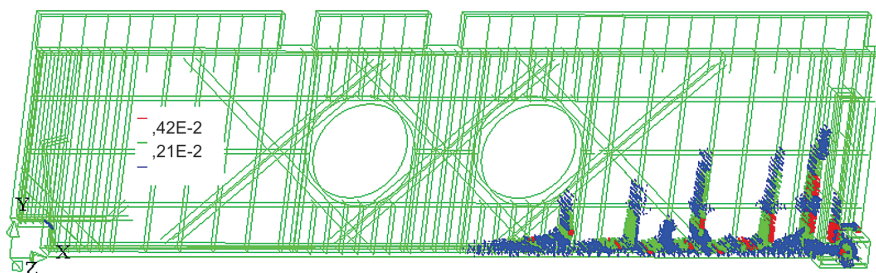


Rys. 13c. Naprężenia w stali (39% obciążenia)

Fig. 13c. Steel stress (39% of loading)

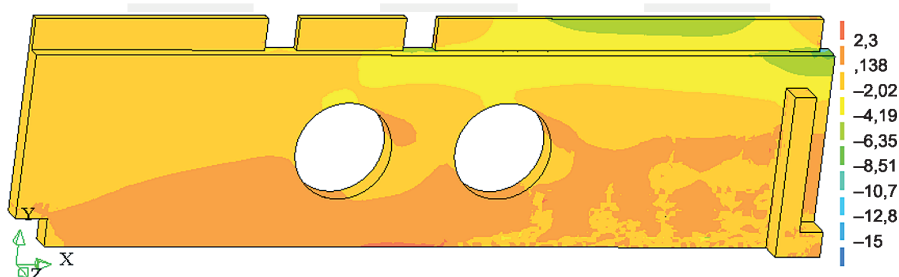
Rozkłady odształceń, naprężeń w betonie i stali przedstawiono na rys. 21a, b, c. Ugięcie belki w tym etapie obciążenia wynosi 14,2 mm.

Ostatnim rozważanym etapem jest usunięcie podpór tymczasowych i dopuszczenie belki do dalszej eksploatacji. Obliczona wartość ugięcia belki wynosi 21,1 mm i jest mniejsza od stanu przed wzmocnieniem o 1,7 mm. Maksymalne wyężenie stali zbrojeniowej przedstawione na rys. 22c wynosi 212 MPa wobec wartości 235 MPa przed wzmocnieniem.



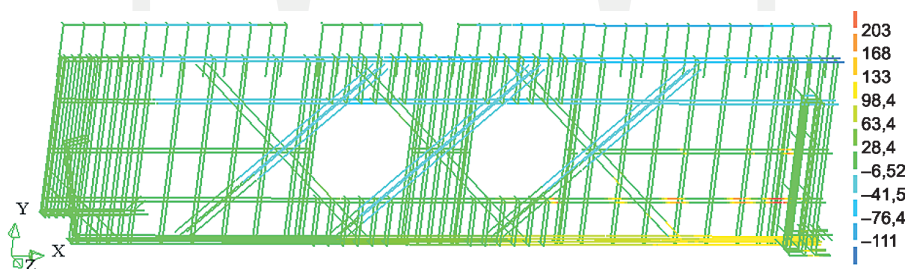
Rys. 14a. Odształcenia rysujące (49% obciążenia)

Fig. 14a. Cracking strains (49% of loading)



Rys. 14b. Naprężenia w betonie na kierunku X (49% obciążenia)

Fig. 14b. Concrete stress in direction X (49% of loading)

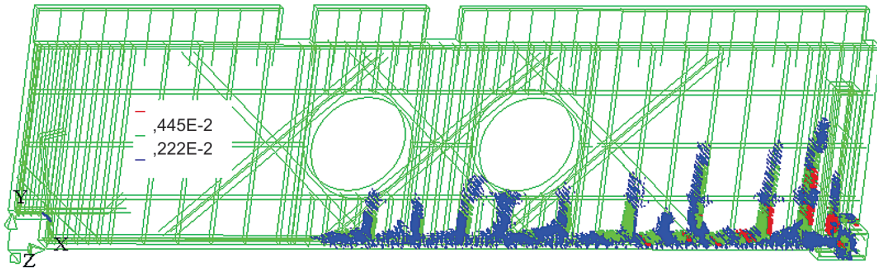


Rys. 14c. Naprężenia w stali (49% obciążenia)

Fig. 14c. Steel stress (49% of loading)

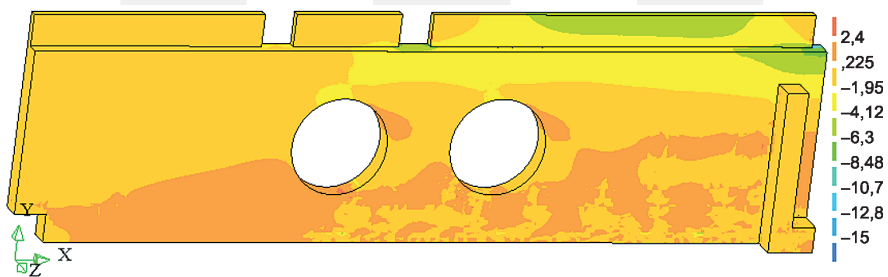
Największe naprężenia rozciągające w betonie zlokalizowane zostały w strefie przypodporowej poza miejscem usytuowania zakotwień taśm z włókna węglowego.

W oparciu o dokonane obliczenia postanowiono prześledzić rozwój szerokości 4 najbardziej znaczących rys, w poszczególnych etapach obciążania belki. Rysa 1a i 1b w pobliżu wspornika korytkowego, rysa 2 w połowie między wspornikiem korytkowym a pierwszym otworem, rysa 3 i 4 odpowiednio na dolnej krawędzi otworów 1 i 2 (rys. 18a). Obliczone wartości zestawiono w tabeli 1, podając rodzaj obciążenia. W obliczeniach MES nie



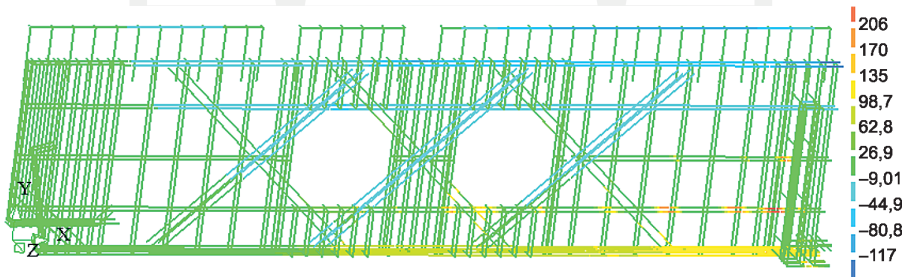
Rys. 15a. Odształcenia rysujące (52% obciążenia)

Fig. 15a. Cracking strains (52% of loading)



Rys. 15b. Naprężenia w betonie na kierunku X (52% obciążenia)

Fig. 15b. Concrete stress in direction X (52% of loading)



Rys. 15c. Naprężenia w stali (25% obciążenia)

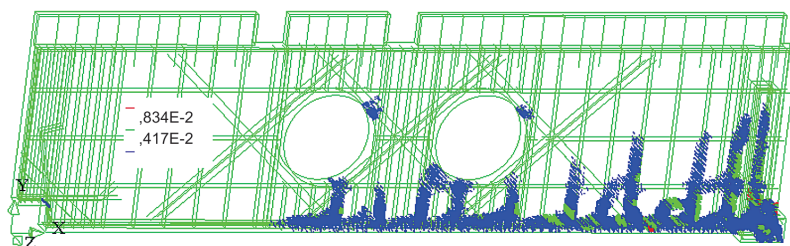
Fig. 15c. Steel stress (25 % of loading)

uwzględniono faktu wypełnienia rys żywicami epoksydowymi stąd też w ostatnim etapie wykazane zostały ponownie znaczne szerokości co oznacza otwarcie się rys. Na rys. 24 przedstawiono wyężenie stali w obrębie koryta jak również w prętach łączących belkę z nadbetonem.

Tabela 1

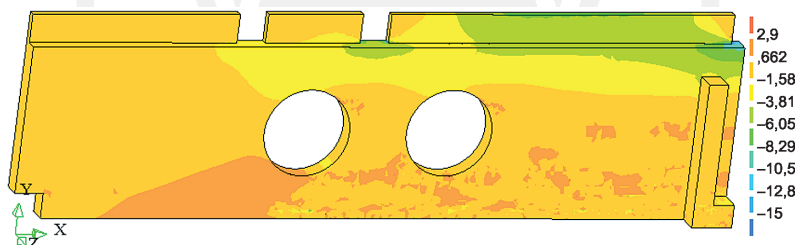
Rozwój szerokości rys w poszczególnych etapach obciążenia belki

Etap obciążenia belki	Obliczone szerokości rys [mm]				
	Rysa 1a	Rysa 1b	Rysa 2	Rysa 3	Rysa 4
Pełne obciążenie	0,156	0,554	0,313	0,319	0,206
Odciążenie belki	0,106	0,381	0,220	0,225	0,139
Naciąg taśm CFRP	0,096	0,339	0,187	0,175	0,132
Wzmocnienie koryta	0,092	0,332	0,186	0,173	0,131
Usunięcie podpór tymczasowych	0,142	0,505	0,278	0,266	0,192



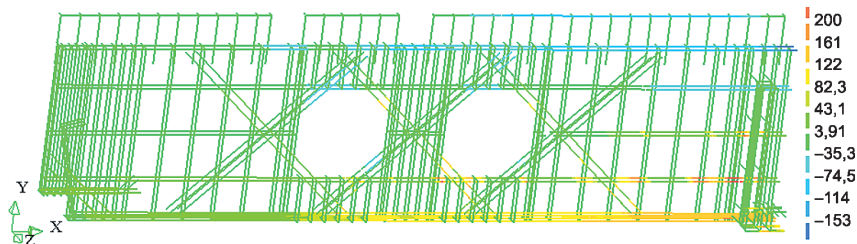
Rys. 16a. Odkształcenia rysujące (69% obciążenia)

Fig. 16a. Cracking strains (69% of loading)



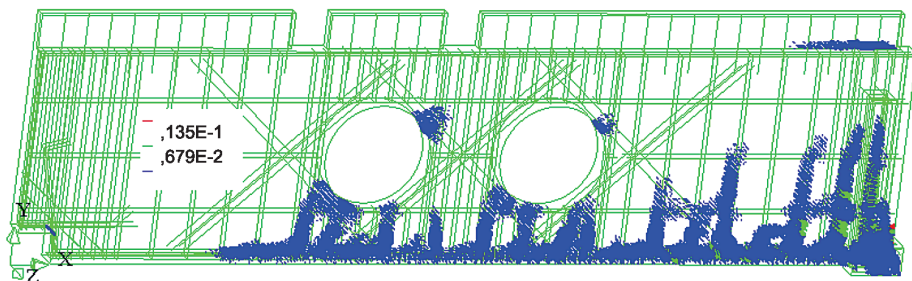
Rys. 16b. Naprężenia w betonie na kierunku X (69% obciążenia)

Fig. 16b. Concrete stress in direction X (69% of loading)



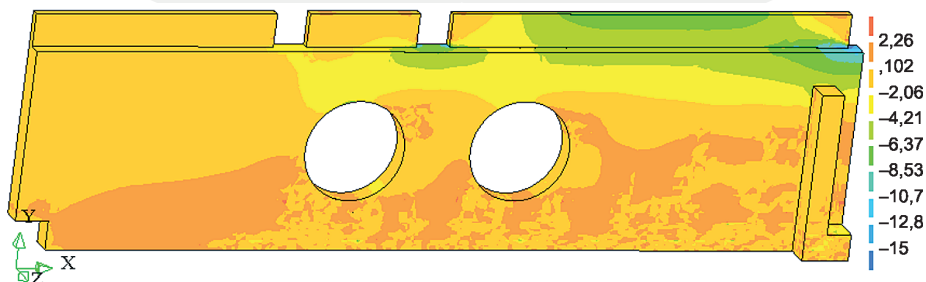
Rys. 16c. Naprężenia w stali (69% obciążenia)

Fig. 16c. Steel stress (69% of loading)



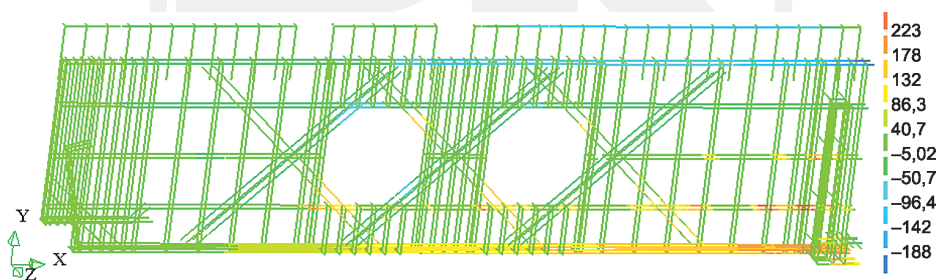
Rys. 17a. Odształcenia rysujące (89% obciążenia)

Fig. 17a. Cracking strains (89% of loading)



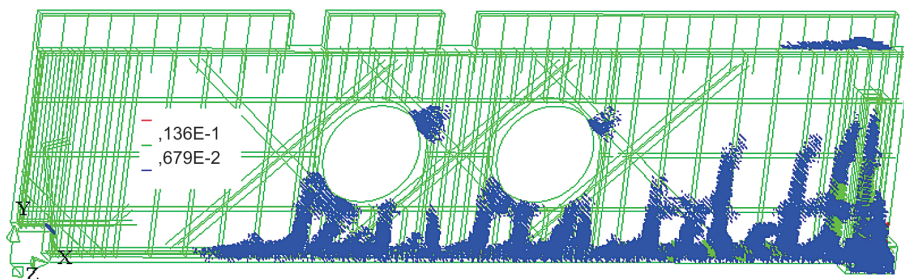
Rys. 17b. Naprężenia w betonie na kierunku X (89% obciążenia)

Fig. 17b. Concrete stress in direction X (89% of loading)



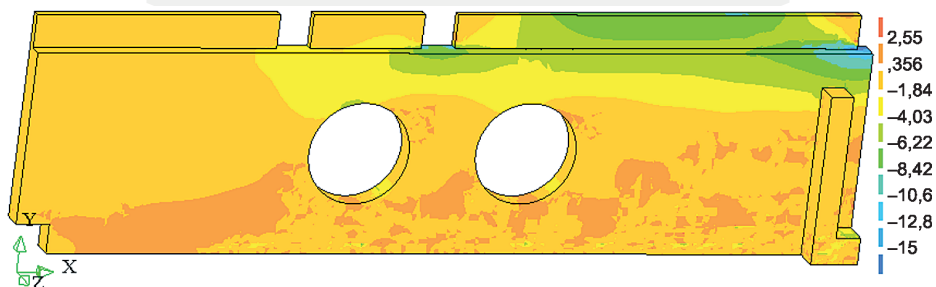
Rys. 17c. Naprężenia w stali (89% obciążenia)

Fig. 17c. Steel stress (89% of loading)



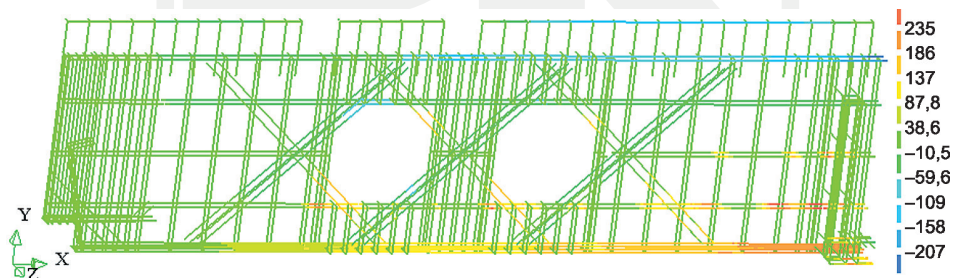
Rys. 18a. Odkształcenia rysujące (100% obciążenia)

Fig. 18a. Cracking strains (100% of loading)



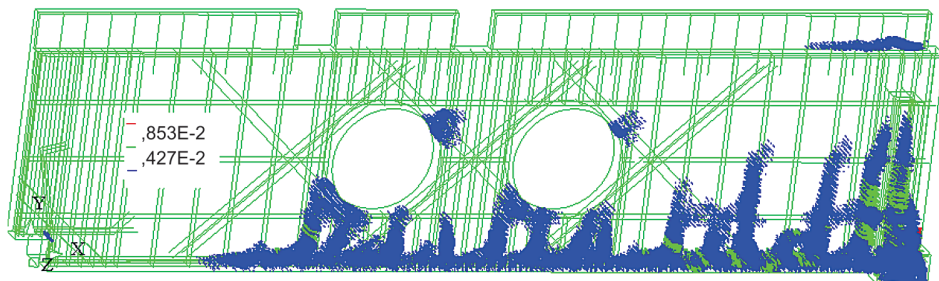
Rys. 18b. Naprężenia w betonie na kierunku X (100% obciążenia)

Fig. 18b. Concrete stress in direction X (100% of loading)



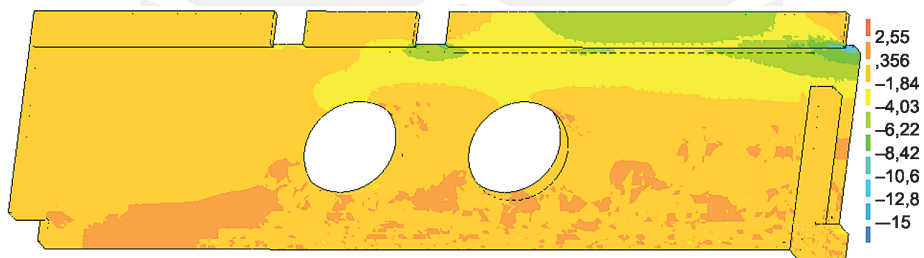
Rys. 18c. Naprężenia w stali (100% obciążenia)

Fig. 18c. Steel stress (100% of loading)



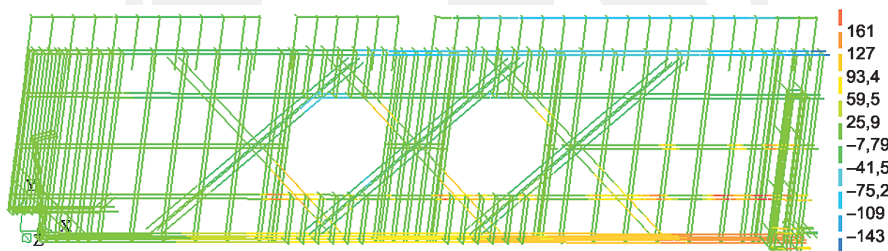
Rys. 19a. Odształcenia rysujące (odciążenie konstrukcji)

Fig. 19a. Cracking strains (unloading of construction)



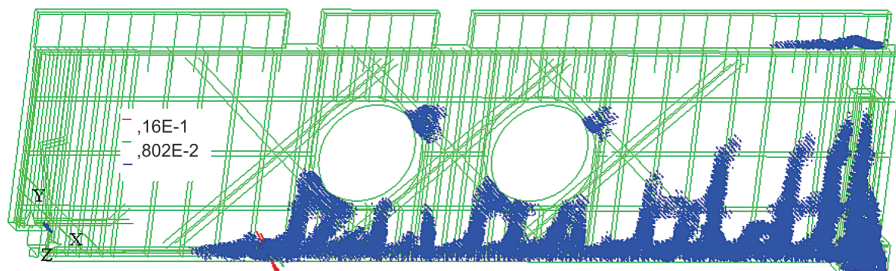
Rys. 19b. Naprężenia w betonie na kierunku X (odciążenie konstrukcji)

Fig. 19b. Concrete stress in direction X (unloading of construction)



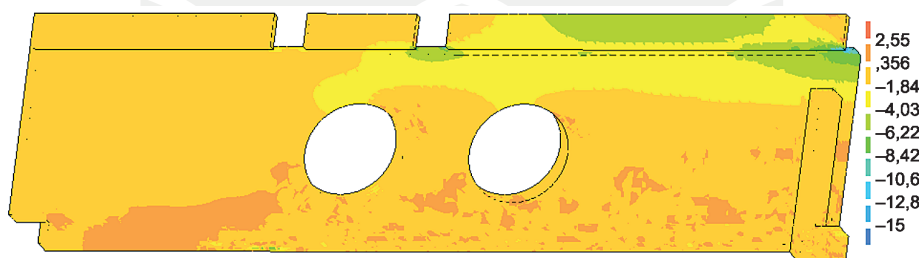
Rys. 19c. Naprężenia w stali (odciążenie konstrukcji)

Fig. 19c. Steel stress (unloading of construction)



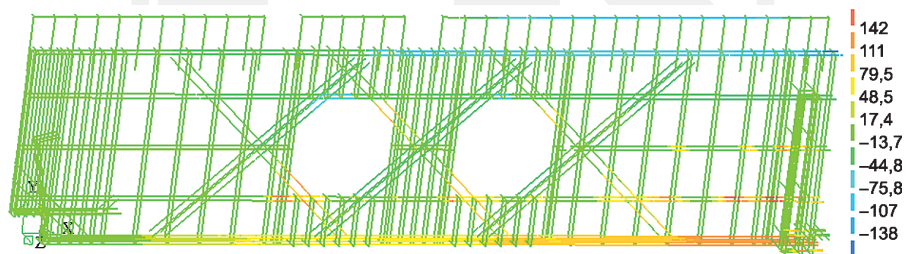
Rys. 20a. Odształcenia rysujące (sprężenie taśmą)

Fig. 20a. Cracking strains (prestressing with CFRP strip)



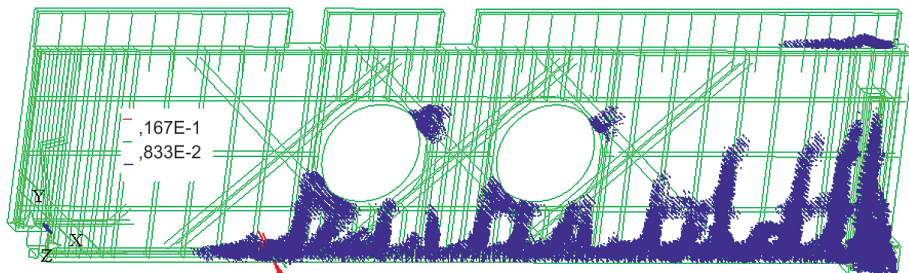
Rys. 20b. Naprężenia w betonie na kierunku X (sprężenie taśmą)

Fig. 20b. Concrete stress in direction X (prestressing with CFRP strip)



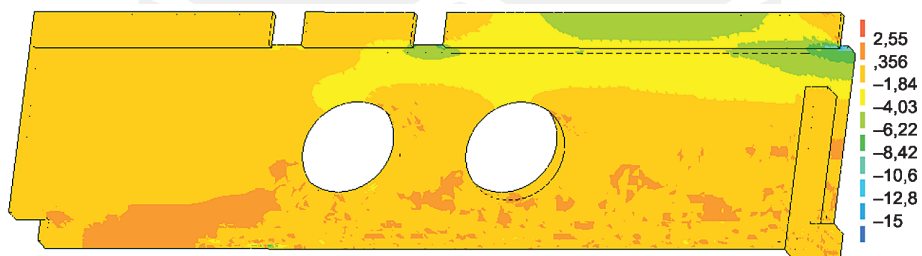
Rys. 20c. Naprężenia w stali (sprężenie taśmą)

Fig. 20c. Steel stress (prestressing with CFRP strip)



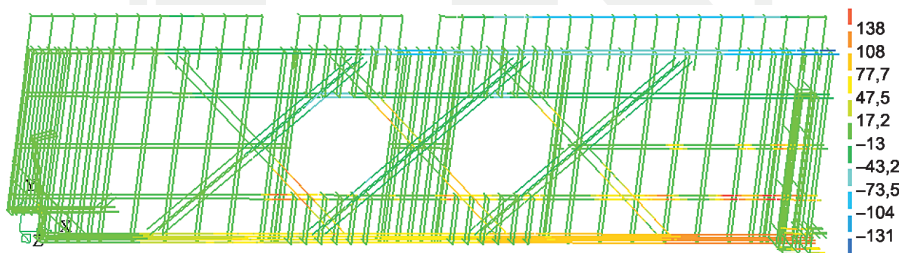
Rys. 21a. Odształcenia rysujące (wzmocnienie koryta)

Fig. 21a. Cracking strains (strengthening of corbel)



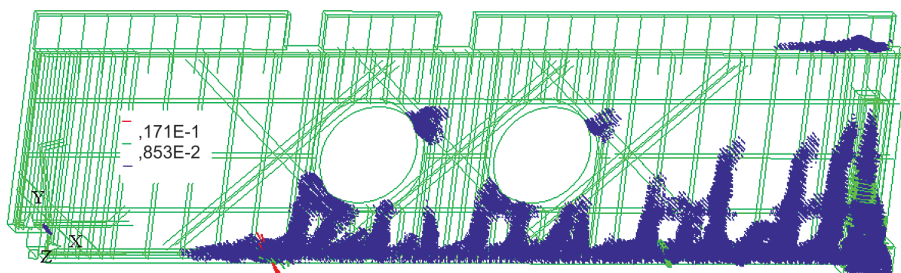
Rys. 21b. Naprężenia w betonie na kierunku X (wzmocnienie koryta)

Fig. 21b. Concrete stress in direction X (strengthening of corbel)



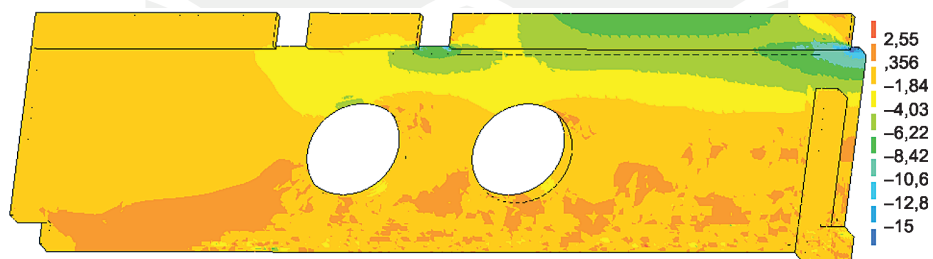
Rys. 21c. Naprężenia w stali (wzmocnienie koryta)

Fig. 21c. Steel stress (strengthening of corbel)



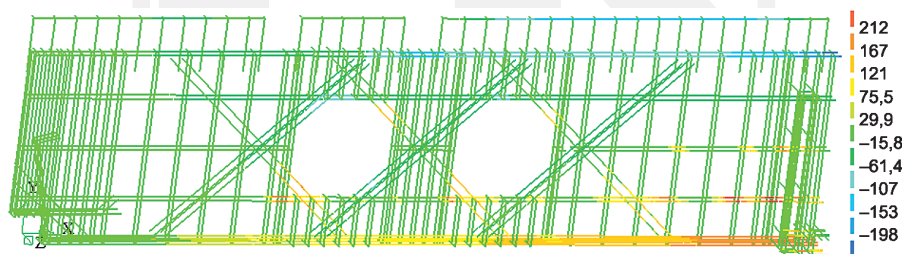
Rys. 22a. Odsztalzenia rysujące (obciążenie konstrukcji)

Fig. 22a. Cracking strains (loading of construction)



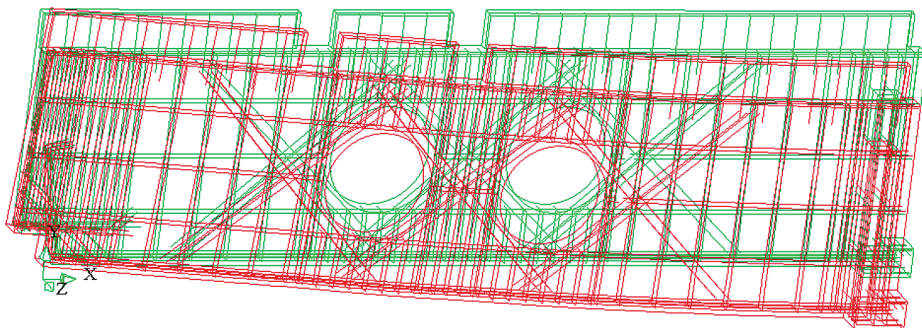
Rys. 22b. Naprężenia w betonie na kierunku X (obciążenie konstrukcji)

Fig. 22b. Concrete stress in direction X (loading of construction)



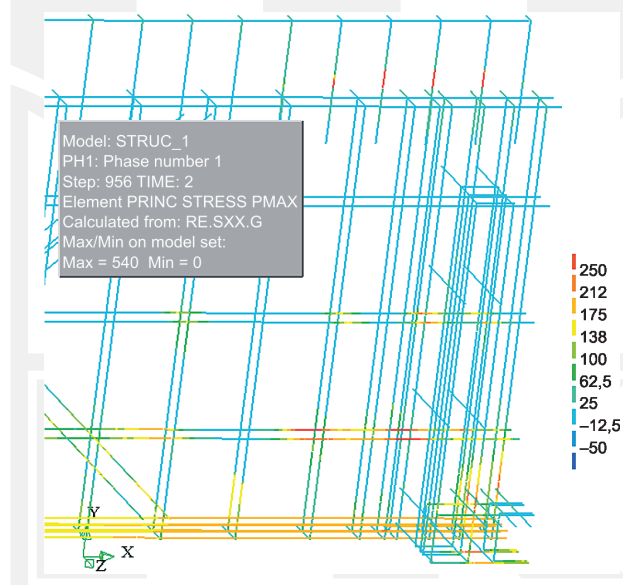
Rys. 22c. Naprężenia w stali (obciążenie konstrukcji)

Fig. 22c. Steel stress (loading of construction)



Rys. 23. Ogólny widok deformacji belki pod wpływem maksymalnego obciążenia

Fig. 23. General view of beam deformation due to maximal loading



Rys. 24. Wytyżenie stali w obrębie koryta jak również w prętach łączących belkę z nadbetonem

Fig. 24. Steel effort in the vicinity of corbel as well as in reinforcement localized in top part of beam

5. Wnioski

Średnie ugięcie dźwigarów po dokonaniu wzmocnienia jest mniejsze niż przed wzmocnieniem. Z uwagi na fakt, że konstrukcja nośna była odciążana, a wsporniki korytkowe były dociągane do belki żelbetowej, nie można podać wartości liczbowej redukcji ugięcia w wyniku zastosowanego wzmocnienia. Pomiaru geodezyjne ugięć prowadzone były bowiem przed i po dokonaniu wzmocnienia dźwigarów. Należy podkreślić, że dokładność prowadzonych pomiarów ugięć metodami geodezyjnymi wynosi $\pm 0,3$ mm.

Przedstawiony rozwój naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej do chwili zarysowania elementu i po zarysowaniu, potwierdza pełną przydatność programu DIANA do skutecznego określenia miejsca w którym dochodzi do inicjacji zarysowania a następnie rozwoju procesu degradacji elementu żelbetowego.

Zastosowanie dwóch taśm z włókna węglowego o przekroju poprzecznym $50 \times 1,2$ mm i sumarycznej sile naciągu 120 kN, nie mogło doprowadzić do znaczącego wygięcia belki. Przeprowadzona analiza obliczeniowa pozwoliła jednak prześledzić mechanizm powstawania rys i ich lokalizację, zmianę naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej oraz skonfrontowanie otrzymanych wartości z pomierzonymi na obiekcie w skali naturalnej.

Literatura

- [1] Seruga A., Derkowski W., Faustmann D., Kaźmierzak Sz., Szydłowski R., Zych M., *Wzmocnienie żelbetowej konstrukcji przykrycia hali produkcyjnej*, Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2009, 183-186.
- [2] Seruga A., Zych M., Faustmann D., *Zastosowanie analizy nieliniowej w programie DIANA do oceny stanu odkształcenia wzmocnianego dźwigara żelbetowego o długości 25 m*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków 21-23.03.2012, Materiały konferencyjne, streszczenie, 223-224, CD, plik rK033.pdf.

