

ANDRZEJ SERUGA, MARIUSZ ZYCH, DARIUSZ FAUSTMANN\*

## OCENA SKUTECZNOŚCI WZMOCNIENIA DŹWIGARÓW ŻELBETOWYCH ZA POMOCĄ ZEWNĘTRZNYCH STALOWYCH CIĘGIEN BEZ PRZYCZEPNOŚCI

### STRENGTHENING METHOD OF EFFECTIVENESS EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE WITH EXTERNAL UNBONDED STEEL TENDONS

#### Streszczenie

Obecnie żelbetowe elementy zginane najczęściej wzmocniane są za pomocą stalowych cięgien sprężających lub taśm z włókien węglowych. O wyborze sposobu wzmocnienia decydują warunki eksploatacyjne obiektu, jak również istniejące rozwiązanie konstrukcyjne, dostępność do danego elementu i przewidywana efektywność wzmocnienia. O wartości wprowadzonych sił sprężających można wnioskować na podstawie pomierzonego ciśnienia w zespołach naciągowych, zmierzonych odkształceń betonu w wytypowanych przekrojach oraz pomierzonego ugięcia belki. W przypadku wzmocnienia elementów już zarysowanych należy przed przystąpieniem do naciągu cięgien sprężających wypełnić powstałe rysy według odpowiednio dobranej technologii, stosownie do zinventaryzowanych szerokości rys. Przy znacznej liczbie rys o bardzo zróżnicowanych szerokościach część z nich o najmniejszym rozwarciu pozostaje niewypełniona. Można zatem przypuszczać, że ich obecność w znaczący sposób może wpłynąć na ocenę skuteczności wzmocnienia elementu.

*Słowa kluczowe: konstrukcje sprężone, konstrukcje żelbetowe, cięgna bez przyczepności, belki żelbetowe, wzmocnienie konstrukcji przez sprężenie*

#### Abstract

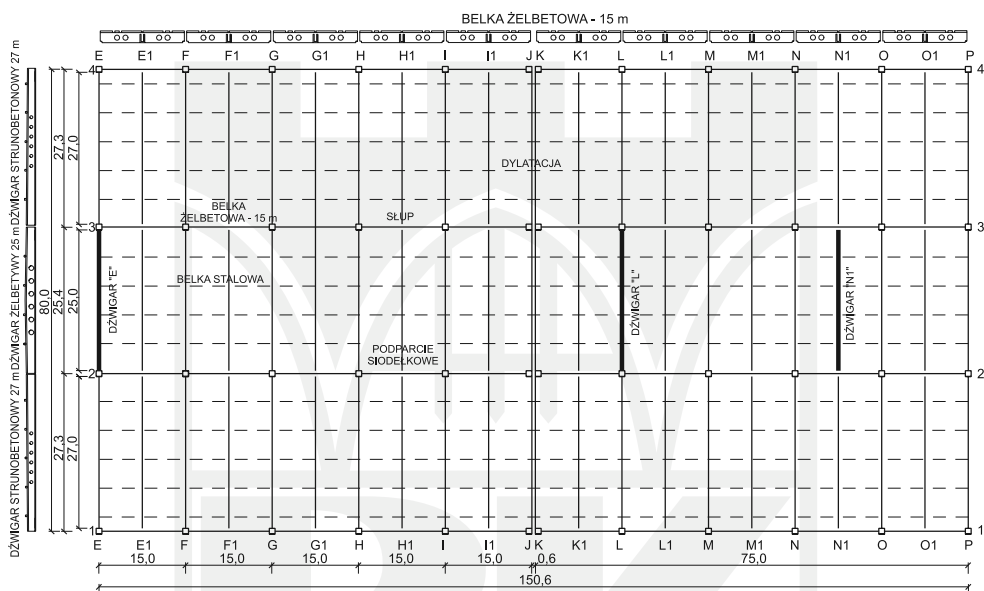
Nowadays reinforced concrete bending elements are strengthened most often using post-tensioning technology with unbonded steel tendons or CFRP materials. Type of material used to strengthen of the building structure is selected based on the real conditions of structure exploitation as well as structural solution, accessibility to element and anticipated strengthening effectiveness. Values of post-tensioning forces are known based on measured jack pressure, concrete strains in selected cross sections and girder deflection. In case of strengthening the cracked elements, the cracks should be injected with epoxy resin before start to strengthen. The method of injection should be suitable to values of crack widths. In case of many cracks, some of them (small cracks) are unfilled. It can be supposed their presence have influence for strengthening effectiveness evaluation of reinforced concrete elements.

*Keywords: prestressing structures, reinforced concrete structures, unbonded tendons, reinforced concrete girder, structure strengthening by prestressing*

\* Dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK, dr inż. Mariusz Zych, mgr inż. Dariusz Faustmann, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska

## 1. Opis konstrukcji

Analizowane dźwigary stanowią część konstrukcji hali produkcyjnej wzniesionej w 1997 roku. Rozwiązanie konstrukcyjne miało zapewnić uzyskanie możliwie dużej przestrzeni wewnętrznej, umożliwiającej dowolne usytuowanie linii technologicznych. Wzniesiono halę trójnawową o całkowitej długości 150,6 m, z jedną dylatacją poprzeczną usytuowaną w połowie długości hali. Rozpiętość skrajnych naw w osiach podpór wynosi 27,3 m, rozpiętość nawy środkowej 25,4 m (rys. 1). Nawy 1-2 i 2-3 w kierunku podłużnym zostały podzielone na 4 oddzielne części produkcyjne, nawa 3-4 tworzy niepodzielną część magazynową.



Rys. 1. Układ konstrukcyjny hali produkcyjnej, przekrój poziomy

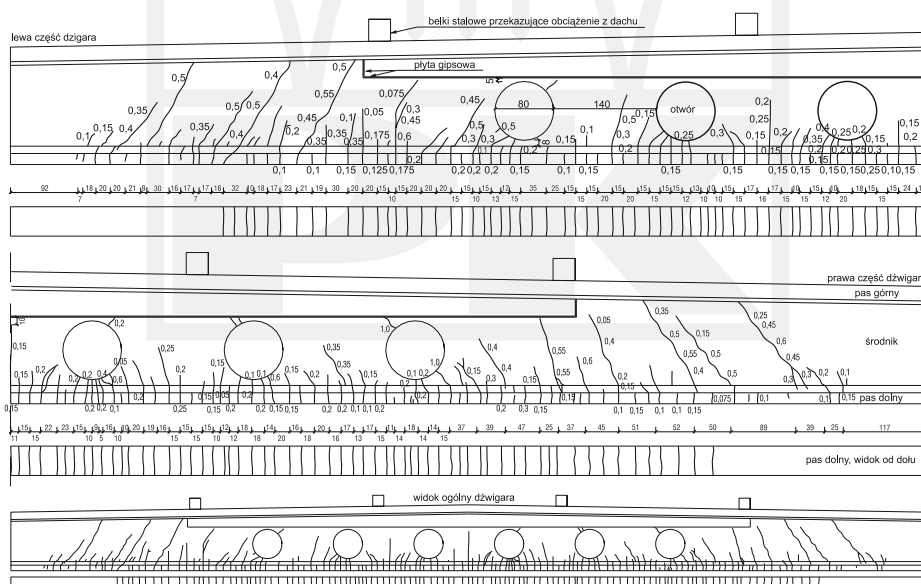
Fig. 1. Structure of industrial hall, horizontal cross section

Zastosowano konstrukcję słupowo-ryglową, w której głównymi elementami nośnymi w kierunku poprzecznym są rozstawione co 7,5 m prefabrykowane dźwigary strunobetonowe jednospadowe o długości 27,0 m w nawach skrajnych i dwuspadowe żelbetowe o długości 25,0 m w nawie środkowej. W kierunku podłużnym zastosowano prefabrykowane dźwigary żelbetowe o przekroju poprzecznym  $0,4 \times 1,8$  m i rozpiętości 15,0 m. Dźwigary żelbetowe o rozpiętości 15 m oparto bezpośrednio na słupach, natomiast dźwigary strunobetonowe o długości 27 m i żelbetowe o długości 25 m przemiennie na słupach i w środku rozpiętości belek żelbetowych usytuowanych w osiach 2 i 3 co 7,5 m (rys. 1). Oparcie tych dwóch rodzajów belek na dźwigarach żelbetowych o długości 15 m w środku ich rozpiętości stanowią, obustronne żelbetowe wsporniki korytkowe – siodełka w kształcie litery „U”. Rozwiązanie konstrukcyjne wsporników korytkowych oraz sposób ich wzmocnienia prezentowany był w pracy [2].

Obciążenia konstrukcji dachu są przekazywane na dźwigary strunobetonowe za pomocą pięciu belek stalowych rozmieszczonych wzdłuż długości dźwigarów. Strunobetonowe dźwigary jednospadowe, usytuowane w nawie południowej, zawarte między osiami 1 i 2 obciążone są ciężarem własnym, konstrukcją pokrycia i śniegiem. Obciążenia te przekazywane są na dźwigary przez 5 płatwi z kształtowników stalowych. Strunobetonowe dźwigary jednospadowe, usytuowane w nawie północnej, zawarte między osiami 3 i 4 obciążone są dodatkowo ciężarem pochodzącym od 10 central klimatyzacyjnych. Żelbetowe dźwigary dwuspadowe w nawie środkowej obciążone są ciężarem własnym, konstrukcją pokrycia i śniegiem oraz ciężarem tunelu klimatyzacyjnego wraz z zainstalowanymi w nim urządzeniami. Obciążenia te przekazywane są przez 4 płatwie z kształtowników stalowych rozmieszczonych co 5 m wzdłuż długości dźwigara. Rysunek przedstawiający przekrój poprzeczny przez omawianą halę produkcyjną zaprezentowano w pracy [1].

## 2. Ocena stanu technicznego dźwigarów o rozpiętości 25 m

W trakcie inwentaryzacji elementów konstrukcyjnych stwierdzono między innymi nadmierne zarysowanie wszystkich dźwigarów dwuspadowych o długości 25 m w nawie środkowej. Przykładowy rozkład rys dla dźwigara dwuspadowego (zinventoryzowany na dźwigarze „L”) przedstawia rys. 2. Inne elementy konstrukcyjne, takie jak: dźwigary o długości 15 m oraz zlokalizowane w środku ich rozpiętości wsporniki korytkowe, też wymagały wzmocnienia.



Rys. 2. Zinventoryzowany rozkład rys dla dźwigara dwuspadowego

Fig. 2. Inventoried pattern cracks – two slope single-span girder

Dwuteowy przekrój poprzeczny badanego elementu jest zmienny wzdłuż długości, od 1,6 m w strefie podporowej do 1,8 m w połowie rozpiętości. Na długości średnika znajduje się 6 otworów o średnicy 0,8 m, w odstępach 2,2 m, umieszczonych celem zmniejszenia ciężaru własnego (rys. 2 i 4).

W trakcie przeglądu konstrukcji, inwentaryzacji zarysowań, odkrywek zbrojenia i pomiarów geodezyjnych stwierdzono:

- rysy prostopadłe do osi belki w środku jej rozpiętości, jak też ukośne w strefach przypodporowych,
- średni rozstaw rys oceniono na 145 mm,
- rozwarcie rys prostopadłych do osi belki dochodziło do 0,4 mm,
- rozwarcie rys ukośnych dochodziło do 0,6 mm (rys. 2),
- zbrojenie główne stanowi 6 prętów  $\phi 28$  mm oraz 2 pręty  $\phi 14$  mm,
- stal zbrojenia głównego  $f_{yk} = 410$  MPa (34GS),
- pręty  $\phi 28$  mm rozłożono w dwóch warstwach: cztery przy dolnej krawędzi belki, dwa w miejscu zmiany grubości półki dolnej,
- pręty  $\phi 14$  mm umieszczono przy styku półki dolnej z średnikiem,
- strzemiona wykonano ze stali żebrowanej o średnicy  $\phi 6$  mm w odstępach 0,1 m,
- beton zakwalifikowano do klasy B55 (obecnie C45/55),
- ugięcia dźwigarów dwuspadowych żelbetowych (rozpiętość 25 m) zawierają się w przedziale od  $-13,5$  mm do  $+6,3$  mm, a jednospadowych strunobetonowych (rozpiętość 27 m) w nawie południowej od  $-61,5$  do  $-30,1$  mm. Świadczy to o tym, że dźwigary dwuspadowe musiały być wykonane ze strzałką ujemną, tak jak to ma miejsce w przypadku dźwigarów strunobetonowych w nawach skrajnych,
- na podstawie wstępnych szacunków niedobory nośności wynosiły: 20% uwzględniając obciążenie stałe, 31% uwzględniając obciążenie zmienne (tu obciążenie zmienne to obciążenie śniegiem),
- niedobór nośności ze względu na ścinanie wynosił 60% przy maksymalnym obciążeniu.

### 3. Wzmocnienie dźwigarów

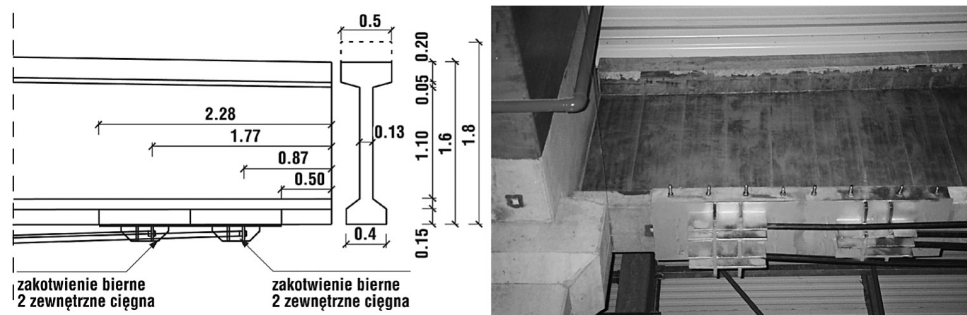
Na podstawie przeprowadzonych analiz oraz zbadanego stanu technicznego stwierdzono, iż konstrukcja nośna hali znajduje się w stanie awaryjnym i dla zapewnienia dalszego, bezpiecznego jej użytkowania konieczne jest jak najszybsze wzmocnienie wszystkich belek poprzecznych i podłużnych nawy środkowej przed okresem zimowym. Należy tu wspomnieć, że pomiar rozwarcia rys prowadzony był w okresie wiosennym. Prezentowane na rys. 2 rozwarcia rys (prostopadłych do 0,4 mm i ukośnych do 0,6 mm) nie uwzględniają obciążenia konstrukcji śniegiem, którego wartość w zimie poprzedzającej badania stanu konstrukcji była w miejscu lokalizacji obiektu wyjątkowo duża. Przeprowadzono odśnieżanie dachu analizowanej konstrukcji tuż po tragicznej w skutkach katastrofie budowlanej innego obiektu znajdującego się w odległości 16 km. Ze względu na niedobór nośności dźwigarów żelbetowych o długości 25 m konieczne było wzmocnienie każdej belki. Zdecydowano się na zastosowanie zewnętrznych cięgien sprężających bez przyczepności. Zaprojektowano wzmocnienie za pomocą czterech cięgien bez przyczepności typu  $7\phi 5$  mm, o przekroju

jednostkowym 150 mm<sup>2</sup>. Ciężna wykonano ze stali ocynkowanej o  $f_{pk} = 1770$  MPa i module sprężystości 190 GPa. Średnia długość splotów między zakotwieniami biernymi wynosiła 22,1 m. Ciężna ocynkowane zabezpieczone zostały podwójną osłonką z PCV. Zastosowanie splotów ocynkowanych wyeliminowało konieczność wypełnienia kanałów kablowych zaczynem cementowym, co znacznie ułatwiło proces wzmocnienia, a tym samym wyeliminowało dodatkowe obciążenie konstrukcji. Wszystkie inne elementy stalowe montowane na analizowanej konstrukcji były ocynkowane ze względu na dużą wilgotność.

Rozważano dwie koncepcje przebiegu trasy cięgien sprężających. Pierwszą, polegającą na zamocowaniu zakotwień na środniku dźwigara w strefie podporowej oraz drugą, w której ciężna umieszczone zostały poniżej pasa dolnego. Ze względu na cienki środnik i konieczność prowadzenia cięgien z boku środnika, co wymagałoby znacznego rozbudowania strefy zakotwień umożliwiającej poprowadzenie cięgien poniżej pasa dolnego, wybrano drugą wersję. Ze względu na brak miejsca i możliwości przyłożenia pras naciągowych na końcach dźwigarów, zaprojektowano umieszczenie zakotwienia czynnego w środku rozpiętości dźwigara. W celu ułatwienia montażu na dużej wysokości, zakotwienie bierne zostało zaprojektowane z dwóch niezależnych elementów stalowych, każdy o masie około 80 kg. Łączna długość obu elementów stalowych zakotwienia biernego wynosiła 1,80 m. Kraweź pierwszego elementu usytuowano w odległości 0,50 m od końca belki. W każdym elemencie zakotwienia biernego kotwiono dwa ciężna, które były prowadzone parami. Kotwienie pierwszej pary cięgien następowało w odległości 0,87 m od końca belki, drugiej pary w odległości 1,77 m od końca belki. Przekrój poprzeczny zakotwienia ma kształt litery „U” obejmujący powierzchnię dolną i dwie powierzchnie boczne dolnego pasa dźwigara żelbetowego. Na dolnej powierzchni blachy poziomej zaprojektowano stalowe żeberka o układzie równoległym i prostopadłym do osi belki (rys. 3). Tak ukształtowane żeberka stalowe tworzą gniazda, w których osadzano zakotwienia szczękowe pojedynczych splotów sprężających. Z uwagi na odchylenie trasy cięgien zarówno w płaszczyźnie pionowej jak i poziomej, pod każdym zakotwieniem szczękowym zastosowano podkładkę stalową o odpowiednim kącie nachylenia. Przekazanie siły sprężającej z zakotwienia na beton dolnego pasa dźwigara uzyskano dzięki zastosowaniu kotew wklejanych Fisher Highbond FHB II M20 × 210/50 oraz kleju konstrukcyjnego Sikadur-30. Zastosowano kotwy zarówno o osi pionowej jak i poziomej. Na ich rozmieszczenie w dużej mierze wpłynęła obecność silnego zbrojenia dolnego pasa dźwigara. Kotwy pionowe wklejano w trzech rzędach wzdłuż osi belki, w rozstawie poprzecznym do osi belki – co 120 mm, w rozstawie podłużnym, co 300 mm. Oś kotew poziomych usytuowano na wysokości 70 mm od dolnej krawędzi belki. Zastosowano po 3 kotwy w rozstawie 300 mm, po obu stronach każdego elementu stalowego zakotwienia. Osie kotew pionowych i poziomych były przesunięte względem siebie o 150 mm. Dodatkowo dolna powierzchnia belki oraz obie powierzchnie boczne w miejscach kontaktu z elementem stalowym zostały skute w celu zwiększenia przyczepności i zespolone z zakotwieniem za pomocą warstwy kleju konstrukcyjnego Sikadur-30.

Umieszczenie zakotwienia czynnego w środku rozpiętości dźwigara powodowało, że każde z czterech cięgien sprężających zostało podzielone na 2 odcinki. Zakotwienie czynne zaprojektowano jako nie przymocowany trwale do dźwigara blok z elementów stalowych. Podczas montażu cięgien i ich naciągu, zakotwienie czynne było zawieszono tymczasowo do dźwigara. Po zakończonym naciągu zawieszenie zostawało zdemontowane. Zakotwienie

czynne było trwale zawieszane na cięgnach sprężających, pozostając jednocześnie łącznikiem cięgien prowadzonych do zakotwień biernych umieszczonych w strefach podporowych dźwigara.



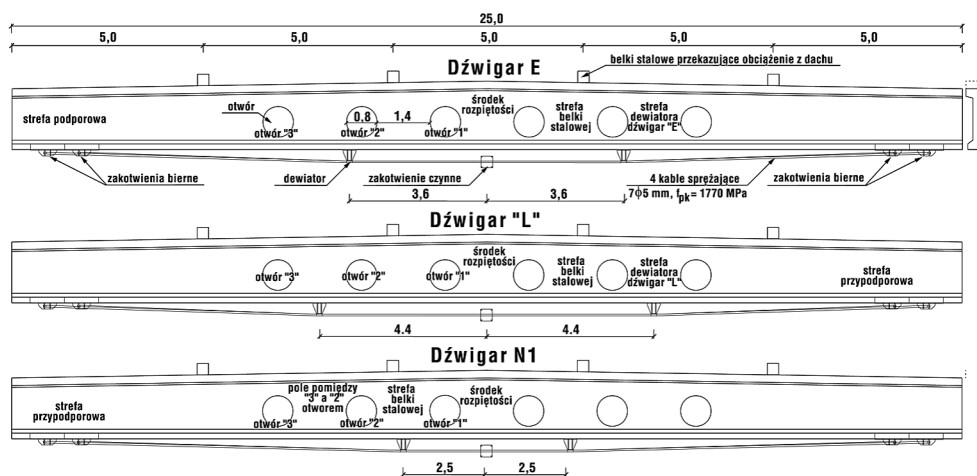
Rys. 3. Zakotwienie biernie

Fig. 3. Passive anchorage

Mimośród cięgien sprężających uzyskano za pomocą dwóch dewiatorów stalowych. Dewiatory pozwoliły na odgięcie trasy cięgien o 270 mm od linii prostej łączącej zakotwienia biernie. Korzystając z przychylności wykonawcy remontu podczas prowadzonych prac, w kolejnych etapach zmieniono układ dewiatorów na belkach. Na dźwigarze „E”, który był w pierwszej kolejności podany wzmocnieniu dewiatory umieszczono w odległości 3,6 m licząc od środka rozpiętości dźwigara. Na dźwigarze „L” (3 etap wzmocnienia) w odległości 4,4 m licząc od środka rozpiętości a na dźwigarze „N1” (4 etap) odpowiednio w odległości 2,5 m. Stąd w przypadku dźwigara „E” kąt odgięcia cięgien sprężających wynosił dla cięgien dłuższych  $1,93^\circ$ , odgiętych w odległości 8,03 m od zakotwienia biernego. Analogicznie dla cięgien krótszych  $2,17^\circ$ , odgiętych w odległości 7,13 m. Dla dźwigara „L” wartości te wynoszą odpowiednio:  $2,14^\circ$ ; 7,23 m i  $2,44^\circ$ ; 6,33 m. Dla dźwigara „N1”:  $1,69^\circ$ ; 9,13 m i  $1,88^\circ$  8,23 m. Widok badanych dźwigarów „E”, „L” i „N1” z różnym miejscem montażu dewiatorów podano na rys. 4. Szczegółowy opis i ilustracje przedstawiające dewiator i zakotwienie czynne zamieszczono w pracy [3].

Remont konstrukcji hali podzielono na 4 etapy, wynikające z zainstalowanych urządzeń produkcyjnych i konieczności ich wyłączenia na czas remontu. Czas realizacji naprawy jednej części hali wynosił około 2 tygodnie. Siła naciągu każdego cięgna w badanym dźwigarze „E” (pierwszy i drugi etap wzmocnienia) wynosiła 205 kN. W badanych dźwigarach „L” i „N1” siła naciągu wynosiła 200 kN (trzeci i czwarty etap). Podzielenie cięgien na dwa odcinki i zakotwienie ich w środku rozpiętości dźwigara oraz realizowanie naciągu za pomocą dwóch pras naciągowych skutkowało koniecznością licznych przełożeń pras naciągowych, w celu uzyskania takich samych wartości siły naciągowej w każdym cięgnie. Zastosowano zakotwienia szczękowe, co dodatkowo utrudniało uzyskanie docelowej siły sprężającej, ze względu na krótkie odcinki cięgien pomiędzy zakotwieniem czynnym a biernym i praktyczny brak tarcia na długości cięgna (siła tarcia na dewiatorze ze względu na nieznaczne odgięcie trasy cięgna jest pomijalnie mała). Straty siły naciągowej wywołane poślizgiem

ciągnięci w zakotwieniach były znaczne. Problem ten będzie w dalszej części artykułu dodatkowo rozwinięty.



Rys. 4. Ogólny widok badanych dźwigarów, z różnym usytuowaniem dewiatorów

Fig. 4. General view of investigated girders, with different place of deviators stabilization

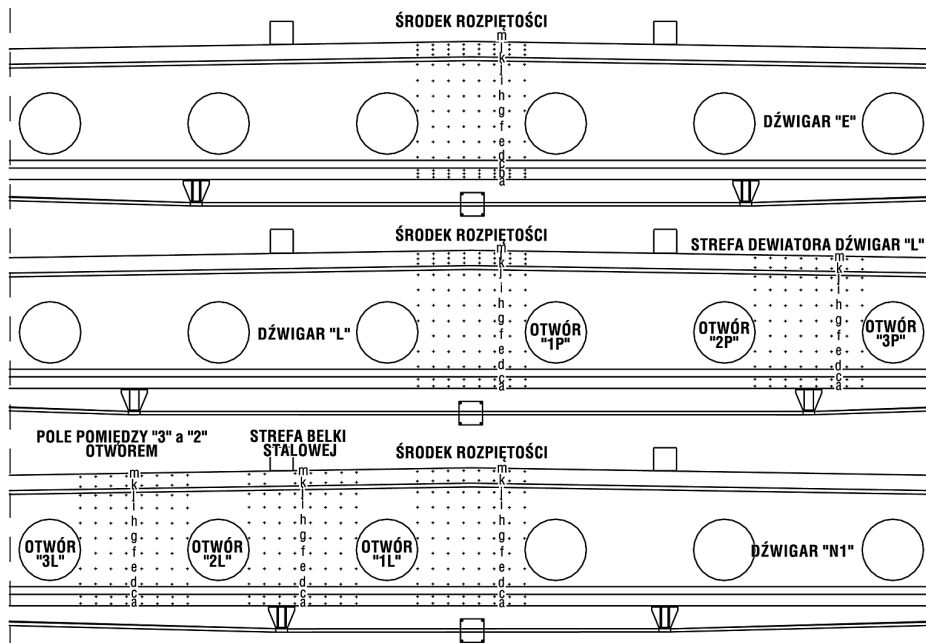
Ze względu na ścinanie zastosowano maty z włókna węglowego, przyklejone do środka w strefie podporowej oraz w polu pomiędzy pierwszym a drugim otworem licząc od końca dźwigara, z każdej strony.

W przypadku belek dylatacyjnych, zastosowano sprężenie w postaci dwóch splotów typu 7φ5 mm. Z uwagi na brak dostępu do jednej z powierzchni bocznych dolnego pasa dźwigara, zwiększono długość zakotwienia z 900 do 1200 mm i skorygowano układ kotew wklejanych.

#### 4. Badania doświadczalne i otrzymane wyniki

Przewidziano przeprowadzenie badań doświadczalnych podczas wzmacniania dźwigarów. Program badań obejmował pomiary odkształceń betonu w kierunku poziomym na dolnym pasie dźwigarów, w kierunku pionowym i poziomym na środku oraz pasie górnym. Mierzono też wpływ sprężenia dźwigarów na ich ugięcie.

Wybrane dźwigary były badane w szerszym zakresie. Należały do nich elementy oznaczone i wyróżnione na rys. 1 jako „E”, „L” i „N1”. Na wszystkich dźwigarach poprzecznych o rozpiętości 25 m prowadzone były pomiary geodezyjne. Na wybranych dźwigarach, w strefie podporowej mierzono odkształcenia betonu podczas sprężania. Łącznie na dźwigarach „E”, „L” i „N1” naklejono 877 reperów i wykonano 1322 odczyty wartości odkształceń uznanych za wiarygodne. Odczyty zmiany odkształceń dokonywano za pomocą czujników nasadowych typu DEMEC o bazie 200 mm i 150 mm (pomiar odkształceń w kierunku pionowym pasa górnego). Rozmieszczenie naklejonych punktów pomiarowych na dźwigarach „E”, „L” i „N1” przedstawia rys. 5.



Rys. 5. Rozkład wybranych punktów pomiarowych na dźwigarach „E”, „L” i „N1”

Fig. 5. Distribution of selected measuring points – girders “E”, “L” i “N1”

Rysunek 6 przedstawia rozkłady zmierzonych odkształceń dla dźwigarów „L” i „N1” w wybranych polach pomiarowych. Wyniki pomiarów dla dźwigara „E” były prezentowane w pracy [3]. Ponadto przeprowadzono wrywkowe badanie na dźwigarze „E1”. Naklejono punkty pomiarowe w strefie podporowej oraz środka rozpiętości dźwigara na pasie dolnym. Na tym dźwigarze nie prowadzono pomiarów w szerokim zakresie, skupiając się na przyroście odkształceń przy różnym poziomie siły naciągowej podczas sprężenia. W pracy [2] przedstawiono zmierzone odkształcenia przy poziomie siły naciągowej odpowiadającym 20, 50 i 100% wartości docelowej dla dźwigara „E1”. Pomiar odkształceń betonu przy 20% poziomie siły naciągowej nie odpowiadał dalszemu proporcjonalnemu przyrostowi odkształceń w zależności od procentowej wartości siły sprężającej. Natomiast przyrost odkształceń pomiędzy 50% a 100% wartości siły sprężającej jest proporcjonalny. Można ten wynik pomiarów wytłumaczyć tym, że przy początkowym wzroście siły naciągowej dochodzi do zamykania się nie zainiektowanych rys oraz do zamykania się trudnych do inwentaryzacji mikrorys. Przy dalszym wzroście siły naciągowej po zamknięciu się rys, zwiększanie siły naciągowej przekłada się wprost na siłę wewnętrzną w belce.

Analizując wyniki pomiarów odkształceń na dźwigarach „E”, „L”, i „N1” należy zwrócić uwagę na fakt, że badania rozpoczęto od dźwigara „E”, w kolejnych poszerzano zakres pomiarów, stąd przy badaniu dźwigara „L” dodano drugie pole pomiarowe, a dla dźwigara „N1” pojawiają się 3 pola pomiarowe pomiędzy otworami. Ponadto mierzono odkształcenia w strefie podporowej. Zmiana liczby pomiarów wykonywanych na kolejnych badanych



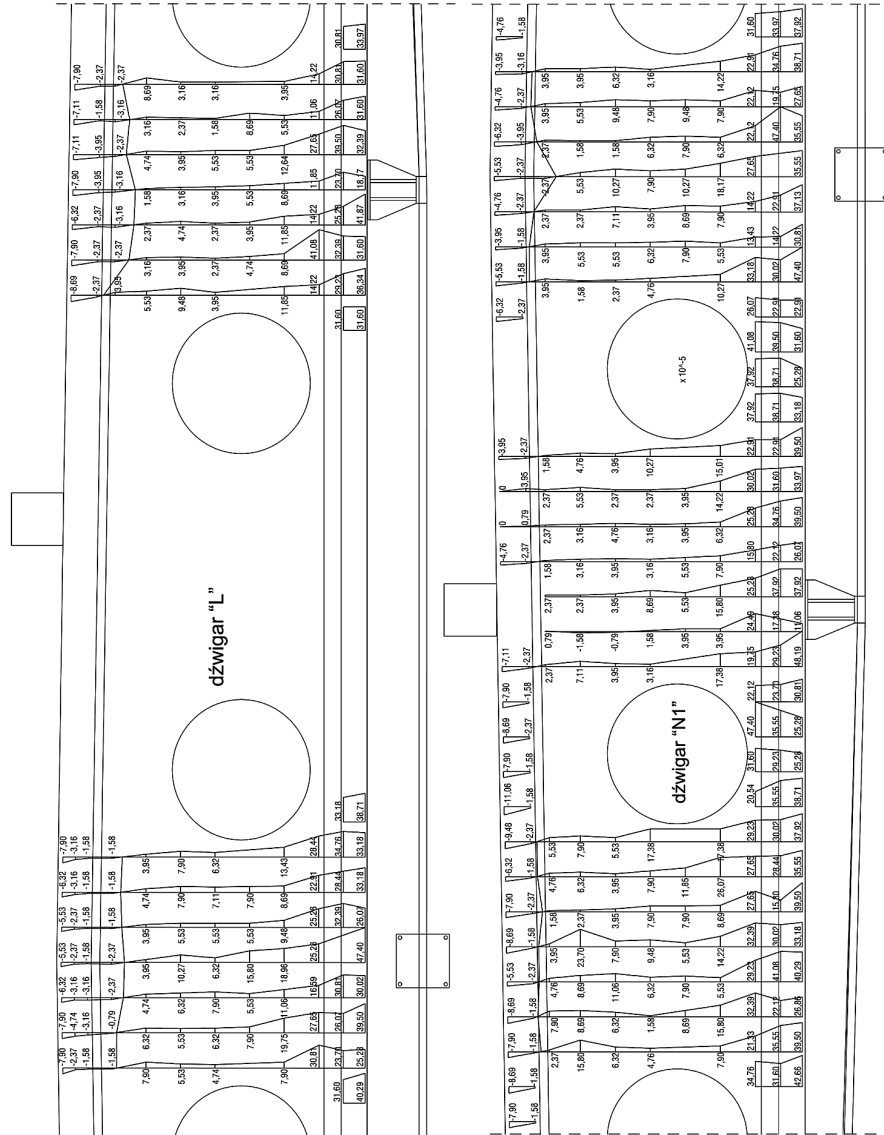
dźwigarach wynikała też, że zmiany rozmieszczenia dewiatorów na belkach. Na każdym badanym dźwigarze dewiatory zlokalizowane są w innym miejscu wzdłuż długości belki. Na dźwigarze „E” umieszczone zostały zgodnie z projektem, w kolejnych etapach prac remontowych modyfikowano wstępne założenia projektowe. Dzięki przychylności wykonawcy wzmocnienia dźwigarów taka sytuacja była możliwa.

Na rys. 6 przedstawiającym obraz zmierzonych odkształceń w kierunku poziomym można zauważyć, że: w pasie dolnym i średniku dźwigarów występują odkształcenia ściskające, oś obojętna umieszczona jest na granicy średnika i pasa górnego. We wszystkich przypadkach dźwigarów zmierzone odkształcenia na powierzchni pasa dolnego są nieregularne, występują znaczne różnice pomiędzy sąsiadującymi bazami pomiarowymi, zarówno w poziomie, jak i wzdłuż wysokości pasa dolnego. Wy tłumaczyć te różnice może fakt zinwentaryzowania na dźwigarach znacznej liczby rys. Wszystkie rysy o rozwarciu większym niż 0,1 mm były przed sprzężeniem iniektowane. Punkty pomiarowe były regularnie rozłożone co 200 mm, a bazy pomiarowe przebiegały przez zainiektowane rysy. Mogły pozostać mniejsze zarysowania nie zainiektowane, ponadto nie wiemy też nic o penetracji żywicy wewnątrz rysy.

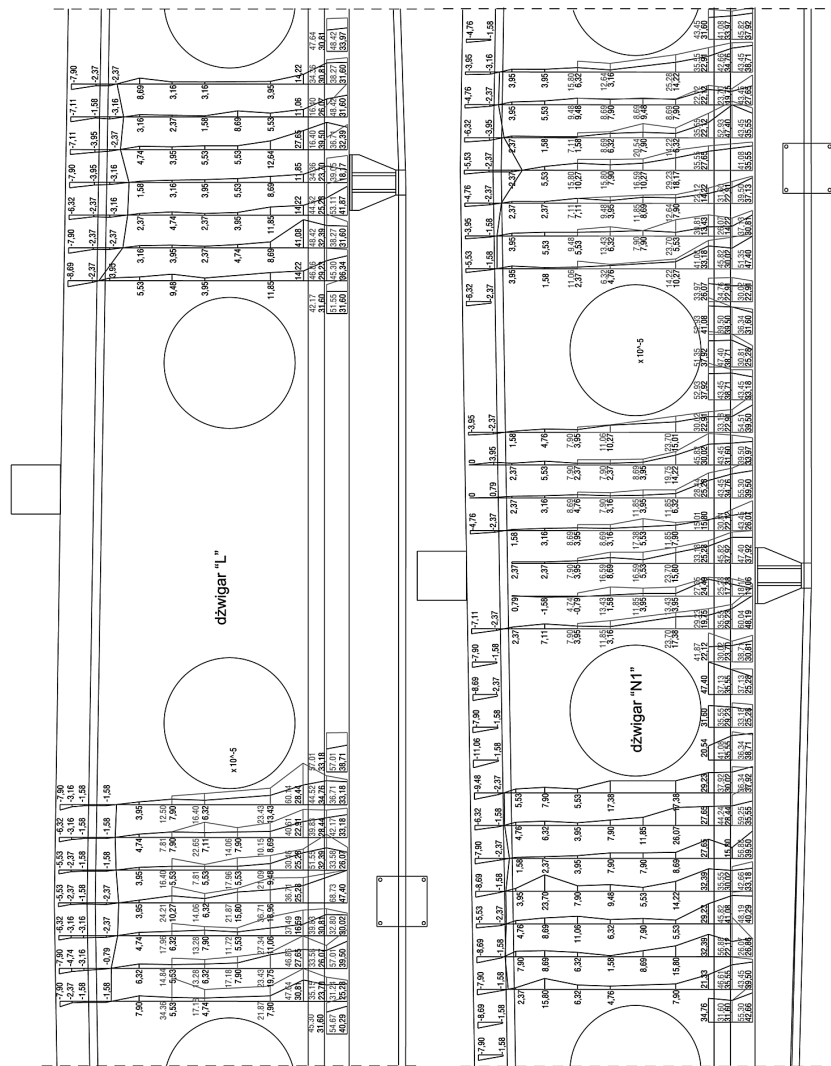
Ponadto w przypadku belki „L” widać, że: pod otworami następuje przyrost odkształceń od dolnej krawędzi belki w kierunku dolnej krawędzi otworu (jest to sytuacja odwrotna niż w obszarach poza otworami) i obniżenie osi obojętnej w średniku w obszarze pomiędzy otworami. W strefie przypodporowej w pasie górnym występują naprężenia rozciągające, ich wartości maleją wraz ze zbliżaniem się do końca belki. Można zauważyć spadek naprężeń z lewej i prawej strony otworów. Jest to związane z pojawieniem się w osi poziomej średnika naprężeń rozciągających w kierunku poziomym. Nie zauważono na tym etapie analizy wyników pomiarów, wpływu umieszczenia dewiatorów na rozkład odkształceń. Wynika to z faktu występowania dużych różnic zmierzonych odkształceń związanych z istniejącymi iniektowanymi rysami w pasie dolnym dźwigarów.

W przypadku dźwigara „N1” po czterech dniach od sprzężenia ponownie dokonano kontrolnego odczytu na dostępnych bazach. Niektóre punkty pomiarowe uległy zniszczeniu na skutek wykonywania prac remontowych. W strefie pomiędzy pierwszym i drugim otworem naklejono maty z włókien węglowych, a pas górny został zasłonięty sufitem podwieszanym. Wyniki pierwszego i drugiego odczytu odkształceń z wybranych stref belki przedstawia rys. 7. Porównując wyniki badań z pierwszego i drugiego odczytu można zauważyć znaczny przyrost naprężeń po czterech dniach. Jest to wynik zjawisk reologicznych zachodzących w betonie. Należy przypomnieć, że wygięcia dźwigarów też wzrosły w czasie. Wpływ zmiany temperatury można pominąć, gdyż podczas badań utrzymywała się na stała temperatura wewnątrz obiektu. Znaczny wzrost odkształceń po 4 dniach można wytłumaczyć wprowadzeniem stałej siły ściskającej dźwigar oraz istnieniem znacznej liczby rys, z których większość (o szerokości powyżej 0,1 mm) była iniektowana. Jednakże mogły pozostać rysy nie w pełni wypełnione żywicą oraz mniejsze nie zauważone mikrorysy. Przyjmując zgodnie z zinwentaryzowanymi rysami, że na badanej części długości belki (6400 mm) wykonano 32 pomiary przy długości bazy pomiarowej wynoszącej 200 mm, określono różnicę pomierzonych odkształceń tuż po sprzężeniu i po 4 dniach w odniesieniu do długości bazy pomiarowej.

Biorąc pod uwagę średnią różnicę zmierzonych odkształceń z 1 i 2 pomiaru na pasie dolnym, przy stałej czujnika nasadowego wynoszącej  $0,79 \cdot 10^{-5}$ , wystarczy obecność rysy o rozwarciu 0,0168 mm dla 1 poziomu pomiarowego na pasie dolnym oraz 0,0180 mm dla



Rys. 6. Wyniki zmierzonych odkształceń w wyniku sprężenia dźwigarów w wybranych polach dla dźwigarów „L” i „N1”  
 Fig. 6. Measuring strains as result of prestressing in selected region of girders “L” and “N1”



Rys. 7. Rozkłady zmierzonych odkształceń dla dźwigara „N1” po 4 dniach (szary) oraz dla dźwigara „L” po 5 latach (szary) w porównaniu z zmierzonymi odkształceniami po sprzężeniu (czarny)  
 Fig. 7. The results of measuring strains for girder “N1” after 4 days (grey) and for girder “L” after 5 Years (grey) in comparison to results of strains after prestressing (black)

drugiego poziomu pomiarowego na pasie dolnym dźwigara, która w wyniku stałej siły ścisającej wprowadzonej w wyniku sprężenia ulegnie zaciśnięciu po 4 dniach, żeby wytlumaczyć zaobserwowane wyniki. Podczas tych rozważań wykluczono możliwość pęcznienia betonu w tak krótkim czasie, przy niewielkim poziomie naprężeń wywołanych sprężeniem. Obecność niezainiektowanej lub nie w pełni wypełnionej żywicy rysy albo rys o sumarycznym rozwarciu 0,0168 mm lub 0,0180 na długości 200 mm bazy pomiarowej jest możliwa, biorąc pod uwagę ogólną liczbę zinwentaryzowanych na belkach rys.

Po 5 latach od wzmocnienia dźwigarów przeprowadzono pomiar kontrolny na istniejących i dostępnych punktach pomiarowych dźwigara „L”. Dokonano wtedy też oględzin stanu zachowania się wzmacnianych dźwigarów i nie zauważono nowych zarysowań. Sprawdzone też stan zakotwień, biorąc pod uwagę możliwość pojawienia się korozji. Nie stwierdzono żadnych nieprawidłowości. Rys. 7 przedstawia porównanie wyników pomiaru odkształceń z pierwszego odczytu tuż po sprężeniu dźwigara i po 5 latach. Widać znaczną zmianę odkształceń na środku dźwigara oraz mniejsze lub nieznaczne zmiany w pasie dolnym. W tym przypadku nie wykonano pomiarów po kilku dniach od chwili sprężenia, stąd porównanie jest odniesione do stanu tuż po sprężeniu. Uśredniając wyniki pomiarów w strefie podporowej i w środku rozpiętości belki oraz biorąc pod uwagę dwa poziomy pomiarów na pasie dolnym, otrzymujemy podobnie jak wyżej rozwarcie hipotetycznej niezainiektowanej rysy, która w wyniku długotrwałego działania siły sprężającej uległa zaciśnięciu i wywołała zmianę zmierzonych odkształceń na długości 200 mm. Wartości te wynoszą: strefa środka rozpiętości belki, odpowiednio poziom 1 i 2 pasa dolnego 0,024 mm i 0,021 mm, strefa podporowa, odpowiednio poziom 1 i 2 pasa dolnego 0,020 mm i 0,028 mm. Dużą zmianę wskazań na środku można wytłumaczyć tym, że zasięg rys rozwijających się od pasa dolnego w górę belki kończył się w środkowej i górnej części środka, stąd w tym miejscu rozwarcia rys były poniżej 0,1 mm i nie zostały zainiektowane.

Procentowe porównanie różnic w odczytach zmiany odkształceń na powierzchni dźwigara „N1” po 4 dniach i dźwigara „L” po 5 latach podano w tabelach 1 i 2. Wizualizację graficzną tabel 1 i 2 przedstawiono na rys. 8.

Tabela 1

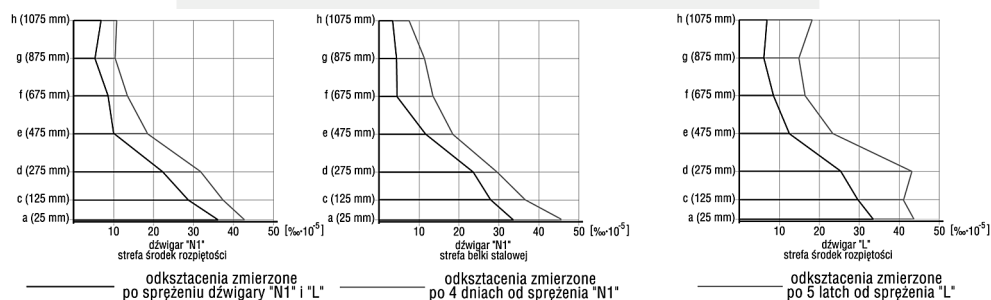
**Różnice procentowe średnich zmierzonych odkształceń na wybranych powierzchniach dźwigara „N1” po sprężeniu oraz po 4 dniach od sprężenia**

		Dźwigar „N1”								
Część dźwigara	poziom	Średnie zmierzone odkształcenia								
		środek rozpiętości			strefa belki stalowej			pole pomiędzy otworami „2L” i „3L”		
		po sprężeniu	po 4 dniach od sprężenia	zmiana średniej [%]	po sprężeniu	po 4 dniach od sprężenia	Zmiana średniej [%]	po sprężeniu	po 4 dniach od sprężenia	Zmiana średniej [%]
Środek	h	6,09	10,83	77,8	3,16	7,67	142,6	–	–	–
	g	5,76	10,72	86,2	4,63	11,06	139,0	–	–	–
	f	8,85	13,11	48,2	4,58	13,27	189,7	–	–	–
	e	10,04	18,28	82,0	11,51	18,28	58,8	–	–	–
	d	22,23	31,83	43,1	23,36	29,91	28,0	–	–	–
Pas dolny	c	28,18	37,13	31,8	27,99	36,79	31,5	31,21	44,50	42,6
	a	36,11	42,77	18,4	33,74	45,48	34,8	36,11	44,69	23,8

Tabela 2

**Różnice procentowe średnich zmierzonych odkształceń na wybranych powierzchniach dźwigara „L” po sprężeniu oraz po 5 latach od sprężenia**

		Dźwigar „L”					
Część dźwigara	poziom	Średnie zmierzone odkształcenia					
		środek rozpiętości			strefa dewiatora dźwigara „L”		
		po sprężeniu	po 5 latach od sprężenia	zmiana średniej [%]	po sprężeniu	po 5 latach od sprężenia	zmiana średniej [%]
Środek	h	7,00	18,30	161,5	–	–	–
	g	6,32	14,94	136,5	–	–	–
	f	8,53	16,56	94,1	–	–	–
	e	12,75	23,43	83,7	–	–	–
	d	25,28	42,84	69,5	–	–	–
Pas dolny	c	29,36	40,74	38,8	29,57	34,47	16,6
	a	33,52	43,18	28,8	31,94	42,73	33,8



Rys. 8. Wizualizacja średnich odkształceń betonu z tabel 1 i 2

Fig. 8. Visualization of average concrete strains from tables and 2

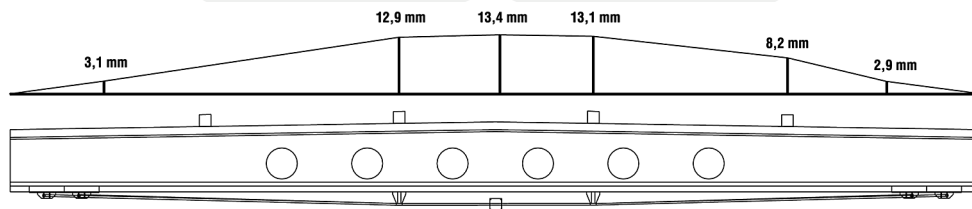
Podczas naciągu cięgien realizowano geodezyjny pomiar wygięcia dźwigara. Odczyt wykonywany był za pomocą niwelatora optycznego przy użyciu łaty przykładanej do naklejonych wcześniej reperów na spodzie pasa dolnego belki. Pomiar ten pokazywał wyłącznie wpływ sprężenia dźwigara na jego strzałkę ugięcia.

Zarejestrowane wygięcie dźwigara „E” w punkcie pomiarowym zlokalizowanym w środku rozpiętości tuż przy zakotwieniu czynnym, po naciągu każdego cięgna z siłą 205 kN (100% siły) wyniosło 14,1 mm. Po 1 miesiącu zmierzono ponownie wygięcie dźwigara i wzrosło o 0,3 mm, dając wartość 14,4 mm. Dla dźwigara „E1” wygięcie od sprężenia wyniosło 15,0 mm. Po miesiącu wynosiło 16,1 mm. Wygięcie dźwigara „L” w punkcie przy zakotwieniu czynnym wyniosło 10,5 mm. Wygięcie dźwigara „N1” zmierzone w kilku miejscach na długości belki, zostało przedstawione na rys. 9. Po okresie 1 miesiąca odpowiednie wartości wzrosły: 3,1 mm zmiana na 4,2 mm; 12,9 mm na 16,2 mm; 13,4 mm na 17,6 mm; 13,1 mm na 16,3 mm i 2,9 mm wzrost na 4,1 mm.

Podczas prac związanych ze wzmocnieniem dźwigarów prowadzono pomiary siły naciągowej w cięgnach sprężających. Pomiar miał na celu ustalenie ostatecznej siły naciągowej

ciągnięć, start doraźnych związanych z kotwieniem cięgien w zakotwieniach szczękowych oraz prześledzenie zmian siły w cięgnach podczas naciągu. Pomiar siły naciągowej przeprowadzony został na dwóch dźwigarach: „L” oraz „N1”. Na dźwigarze „L” zastosowano 4 siłomierze na każdym cięgnię umieszczone z jednej strony ruchomego bloku oporowego (zakotwienia czynnego). Na dźwigarze „N1” umieszczono dwa siłomierze na jednym cięgnię z dwóch stron bloku oporowego.

Proces naciągu podzielono na 11 przełożeń pras hydraulicznych na różne cięgna. Z obliczonych strat siły naciągowej podczas procesu sprężania wynika, że ostateczna strata siły sprężającej po ostatnim z 11 przełożeń pras hydraulicznych kształtuje się na poziomie 2,6% w przypadku dźwigara „L” i 1,9% dla „N1”. Wartości te potwierdzają prawidłowe zaciśnięcie cięgien w zakotwieniach szczękowych. Ostateczna wartość siły naciągowej ustabilizowała się na poziomie wynoszącym 180 kN, przy projektowanej sile naciągowej wynoszącej 185 kN w ostatniej fazie naciągu oraz maksymalnym chwilowym wzroście siły naciągowej podczas sprężania wynoszącym 200 kN.



Rys. 9. Wygięcie dźwigara „N1” w wyniku sprężenia

Fig. 9. Camber of girder “N1” as result of prestressing

## 5. Analiza numeryczna przeprowadzona w programie „Robot”

Analizie numerycznej poddano wszystkie 3 dźwigary o różnym układzie dewiatorów, tj. „E”, „L” i „N1”. Prezentowane wyniki obliczeń porównawczych zestawione są wyłącznie w punktach tożsamych z punktami pomiarowymi. Założono moduł sprężystości betonu odpowiadający klasie betonu C45/55,  $E_{cm} = 36$  GPa. Obliczenia numeryczne dokonano metodą elementów skończonych w programie „Robot”. Zastosowano elementy czworokątne, ośmiowęzłowe, o boku ok. 50 mm. Porównanie wartości obliczonych w programie Robot oraz obliczonych na podstawie zmierzonych odkształceń zestawiono w tabeli 3, dla pola pomiarowego „środek rozpiętości” dźwigarów „E”, „L” i „N1”. W tabeli 4. zestawiono analogicznie dla dźwigarów „L” i „N1” w polu pomiędzy „2” i „3” otworem. W tabeli 5 dla dźwigara „N1” w polu pomiarowym w strefie belki stalowej. Oznaczenia rzędów i pól pomiarowych zgodnie są z rys. 5, różne nazwy pól pomiarowych na różnych dźwigarach wynikają z odmiennego usytuowania dewiatorów.

Porównując wyniki pomiarów i obliczeń dla dźwigarów, można zauważyć bardzo dobrą zgodność pomiędzy wynikami z badań i obliczeń w pasie górnym. Natomiast wartości

w pasie dolnym różnią się znacznie od siebie. Różnicę tę tłumaczy obecność w pasie dolnym nie wypełnionych drobnych rys, które podczas sprężania są zaciskane dając zwiększone odkształcenia. Program „Robot” nie ujmuje obecności rys. W tych obliczeniach materiał traktowany jest jako jednorodny. Natomiast w górnych pasach dźwigarów nie stwierdzono zarysowań, stąd różnice pomiędzy obliczeniami i pomiarami są znikome.

Tabela 3

**Porównanie średnich naprężeń uzyskanych na podstawie zmierzonych odkształceń i obliczonych w programie „Robot” dla pola pomiarowego „środek rozpiętości”**

Pole pomiarowe „środek rozpiętości” (wg rys. 4)										
Część dźwigara	poziom	Naprężenia (znak (-) oznacza ściskanie) na podstawie:								
		dźwigar „E”			dźwigar „L”			dźwigar „N1”		
		pomiarów odkształceń	obliczeń w programie „Robot”	zmiana średniej [%]	pomiarów odkształceń	obliczeń w programie „Robot”	zmiana średniej [%]	pomiarów odkształceń	obliczeń w programie „Robot”	zmiana średniej [%]
Pas górny	m	-3,09	-2,85	7,7	-2,44	-2,87	17,7	-1,79	-2,76	54,1
	l	-2,20	-2,46	12,2	-1,10	-2,49	127,2	-	-	-
	k	-0,04	-2,08	-	-0,73	-2,10	186,9	-0,89	-2,14	139,2
Środek	j	0,08	-1,29	-	-0,53	-1,30	145,4	0,93	-1,48	-
	i	1,18	-0,40	-	1,83	-0,36	-	1,34	-0,49	-
	h	1,63	0,22	86,6	2,52	0,27	89,4	2,19	0,25	88,7
	g	2,15	0,43	79,9	2,28	0,48	78,9	2,07	0,46	77,8
	f	2,90	1,15	60,3	3,07	1,42	53,9	3,18	1,16	63,6
	e	4,51	3,13	30,6	4,59	3,11	32,2	3,62	2,65	26,6
	d	7,48	5,44	27,3	9,10	5,14	43,5	8,00	5,11	36,2
Pas dolny	b	11,09	6,58	40,7	10,57	6,60	37,5	7,00	6,54	6,5
	c	11,50	7,11	38,2	-	-	-	-	-	-
	a	11,56	7,64	34,0	12,07	7,66	36,5	9,42	7,58	19,5

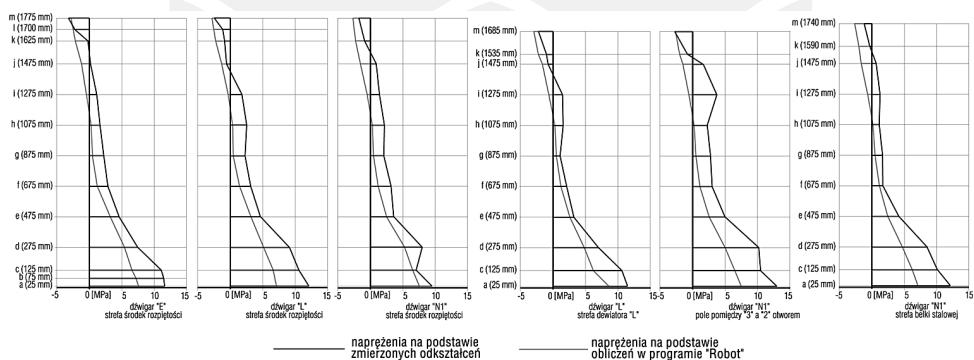
Tabela 4

**Porównanie naprężeń uzyskanych na podstawie zmierzonych odkształceń i obliczonych w programie „Robot” dla pola pomiarowego „pomiędzy „2” i „3” otworem**

Pole pomiarowe „pomiędzy „2” i „3” otworem” (wg rys. 4)							
Część dźwigara	poziom	Naprężenia (znak (-) oznacza ściskanie) na podstawie:					
		dźwigar „L” – strefa dewiatora			dźwigar „N1” – pole pomiędzy „3” a „2” otworem		
		pomiarów odkształceń	obliczeń w programie „Robot”	zmiana średniej [%]	pomiarów odkształceń	obliczeń w programie „Robot”	zmiana średniej [%]
Pas górny	m	-2,72	-2,92	7,1	-2,80	-2,73	2,6
	k	-0,97	-2,10	115,9	-0,69	-1,91	176,8
Środek	j	-0,65	-1,59	145,3	1,58	-1,45	-
	i	1,50	-0,51	-	3,78	-0,60	-
	h	1,58	0,24	84,9	2,32	0,15	93,6
	g	1,18	0,47	60,1	2,84	0,42	85,4
	f	2,05	1,31	36,2	3,01	1,10	63,4
	e	3,25	2,53	22,3	4,92	2,56	48,0
Pas dolny	d	6,91	4,88	29,4	10,28	5,02	51,2
	c	10,64	6,27	41,1	10,44	6,42	38,5
	a	11,50	8,65	24,8	13,00	7,48	42,4

**Porównanie naprężeń uzyskanych na podstawie zmierzonych odkształceń i obliczonych w programie „Robot” dla pola pomiarowego „strefa belki stalowej”**

Pole pomiarowe „strefa belki stalowej” (wg rys. 4)				
Część dźwigara	poziom	Naprężenia (znak (-) oznacza ściskanie) na podstawie:		
		dźwigar „N1”		
		pomiarów odkształceń	obliczeń w programie „Robot”	zmiana średniej [%]
Pas górny	m	-1,08	-2,58	138,3
	k	-0,17	-2,04	1098,8
Środek	j	0,69	-1,58	-
	i	1,26	-0,54	-
	h	1,14	0,19	82,9
	g	1,67	0,47	71,7
	f	1,65	1,17	28,8
	e	4,14	2,48	40,2
	d	8,41	4,87	42,1
Pas dolny	c	10,04	6,26	37,6
	a	12,15	7,09	41,6



Rys. 10. Wizualizacja średnich naprężeń betonu z tabel 3, 4 i 5

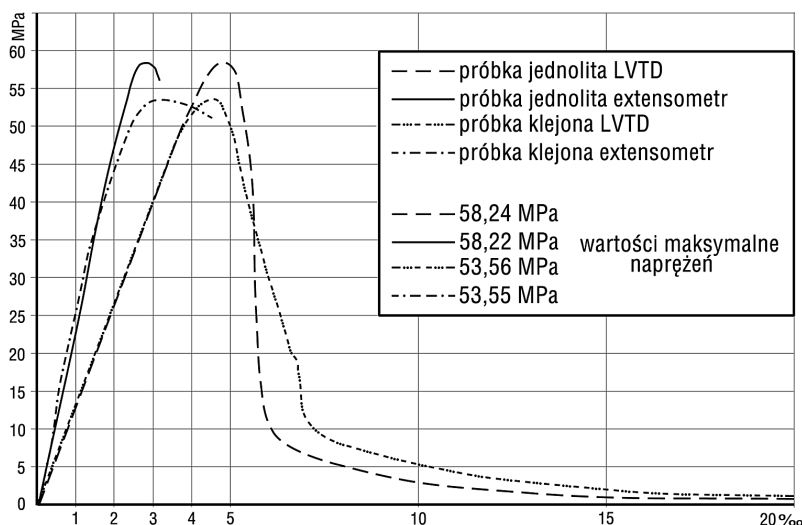
Fig. 10. Visualization of average concrete stresses from tables 3, 4 and 5

Analizując przyczyny powstania różnic w wynikach w pasie dolnym, brano pod uwagę możliwość wystąpienia większych odkształceń spowodowanych obecnością żywicy epoksydowej wypełniającej rysy. Przeprowadzono uzupełniające badanie doświadczalne w laboratorium na próbkach cylindrycznych  $\phi 150 \times 300$  mm: przeciętej i skleionej żywicą epoksydową (grubość spoiny 0,4 mm) oraz na walcu pełnym w jednoosiowym stanie naprężenia. Wyniki wykazały, że odkształcenia zmierzone na obu tych walcach są porównywalne. Nie zauważono wpływu obecności żywicy. Rysunek 11 przedstawia wykresy  $\sigma$ - $\epsilon$  dla obydwu przypadków. Walce były wykonane z betonu na kruszywie łamanym.

Wynika z tych rozważań, że w przypadku konstrukcji zarysowanej, poddanej wielokrotnemu obciążeniu zmiennemu istnieją w niej zarysowania trudne do zauważenia i niemożliwe do iniektowania. Rysy te są zaciskane w chwili sprężenia elementu oraz pod wpływem długotrwałego obciążenia od sprężenia. Nasuwa się wniosek, że w przypadku wzmacnianych



konstrukcji żelbetowych uprzednio zarysowanych, nie można na podstawie pomierzonych odkształceń betonu wnioskować o wartości wprowadzonych naprężeń.



Rys. 11. Wykres  $\sigma$ - $\epsilon$  dla próbki walcowej przeciętej i następnie sklejejonej żywicą epoksydową oraz jednolitej

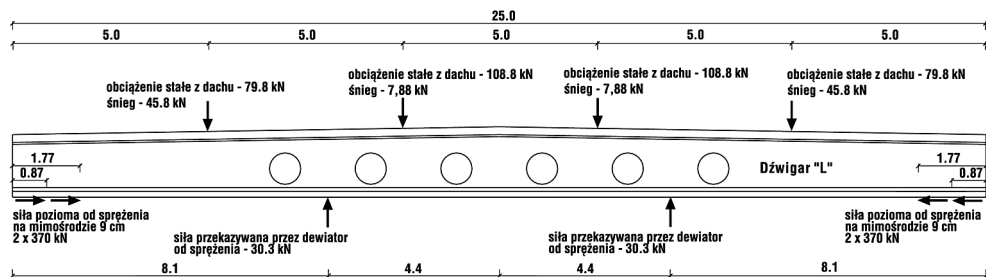
Fig. 11.  $\sigma$  versus  $\epsilon$  for test specimen cut and glued with epoxy resin and solid

## 6. Obliczenia MES w programie „DIANA”

W celu przeanalizowania pracy dźwigara żelbetowego pod wpływem obciążenia zewnętrznego, które doprowadziło do ponadnormowego zarysowania, postanowiono przeprowadzić obliczenia w programie DIANA, pomimo wcześniej prowadzonych obliczeń w programie ROBOT. Program DIANA stwarza możliwość uzyskania historii rozwoju i morfologii rys w elemencie żelbetowym oraz pozwala analizować naprężenia w prętach zbrojeniowych. W obliczeniach przyjęto normowe parametry betonu C45/55 i wykorzystano symetrię belki analizując  $\frac{1}{2}$  długości elementu. Obliczenia wykonano dla stanu 2D. Układ obliczeniowych sił przyjętych do obliczeń działających na belkę pokazano na rys 12. Rozpatrywano następujące kroki obliczeniowe: ciężar własny (rys. 13), obciążenie zewnątrz wraz z obciążeniem śniegiem (rys. 15–17), obciążenie belki ciężarem własnym bez śniegu (rys. 18), sprężenie elementu bez obciążenia śniegiem (rys. 19). Każdy z rysunków od numeru 13 do 19 przedstawia 3 mapy: naprężenia w betonie, odkształcenie rysujące – pokazujące miejsca powstawania rys oraz naprężenia w stali zbrojeniowej.

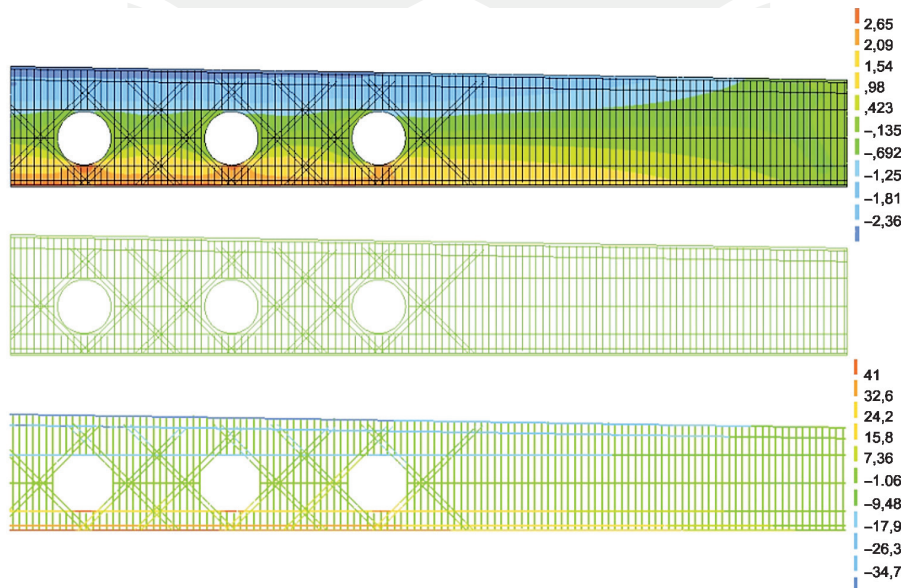
W obliczeniach istotne było, aby uzyskać stan odkształceń odpowiadający 10-letniemu okresowi eksploatacji, jaki był przedmiotem badań w trakcie oceny stanu technicznego dźwigarów. W tym celu uwzględniono w obliczeniach współczynnik pełzania równy 1,92. Powoduje to bardziej zbliżone do rzeczywistego globalne 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.



Rys. 12. Układ obliczeniowy sił przyjętych do obliczeń

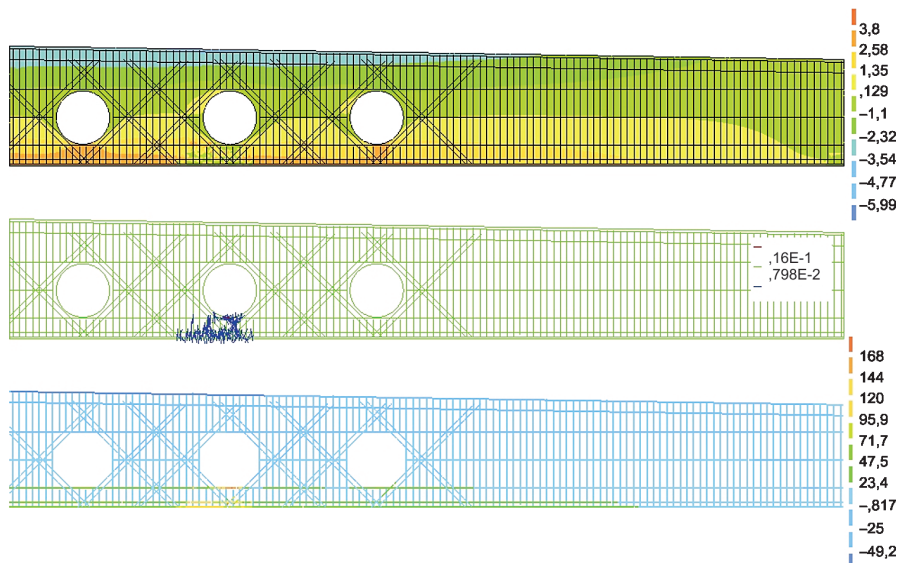
Fig. 12. Lay-out of designed loads taken to calculation



Rys. 13. Wyniki obliczeń – ciężar własny

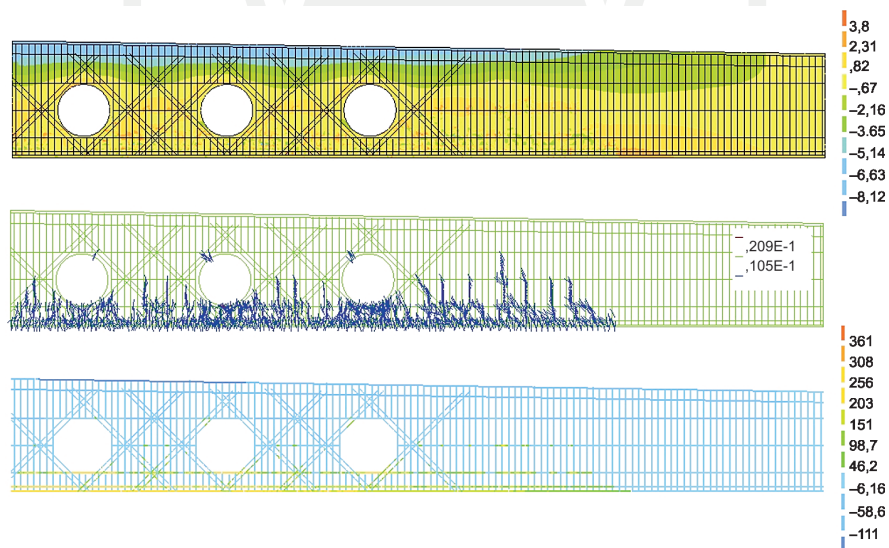
Fig. 13. Calculation results – beam dead load

Odształcenia betonu pokazano w kierunku poziomym, zarysowanie przedstawiono jako historię rozwoju rys w postaci odkształceń rysujących, naprężenia w stali zbrojeniowej pokazano na kierunku pręta. Z przedstawionego na kolejnych rysunkach (do 100% obciążenia) rozwoju morfologii rys wynika, że pierwsze rysy pojawiły się pod środkowym otworem przy stosunkowo niewielkim poziomie obciążenia 8% (rys. 14). Naprężenia rozciągające w betonie



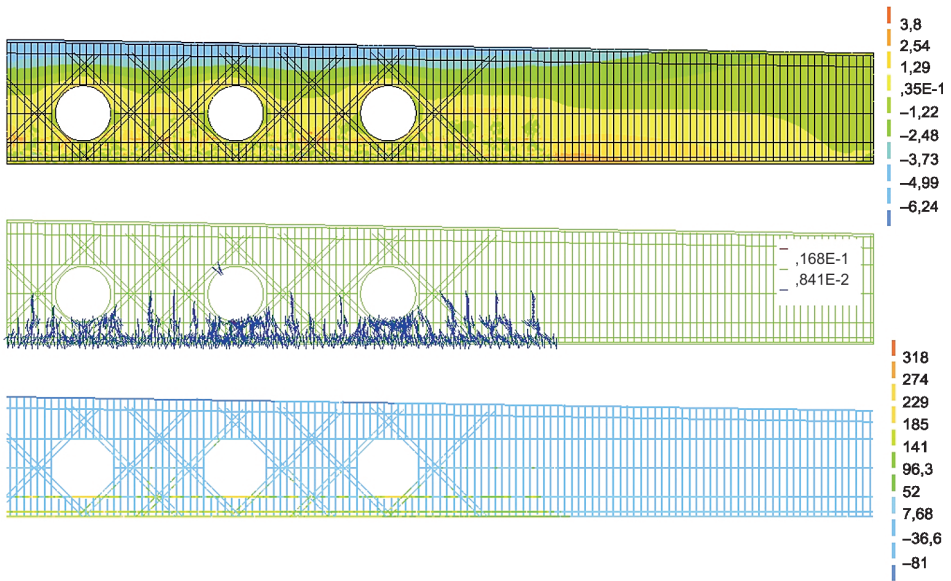
Rys. 14. Wyniki obliczeń – ciężar własny + 8% (obciążenie stałe zewnętrzne + śnieg)

Fig. 14. Calculation results – beam dead load + 8% loading from external dead load and snow



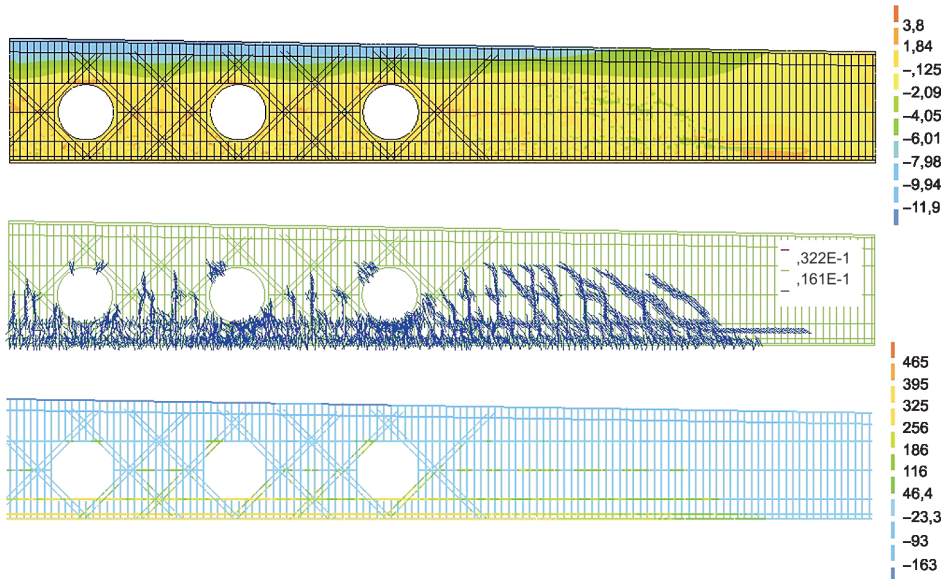
Rys. 15. Wyniki obliczeń – ciężar własny + 31% (obciążenie stałe zewnętrzne + śnieg) – pojawienie się zarysowań nad otworami

Fig. 15. Calculation results – beam dead load + 31% loading from external dead load and snow. First cracking over holes



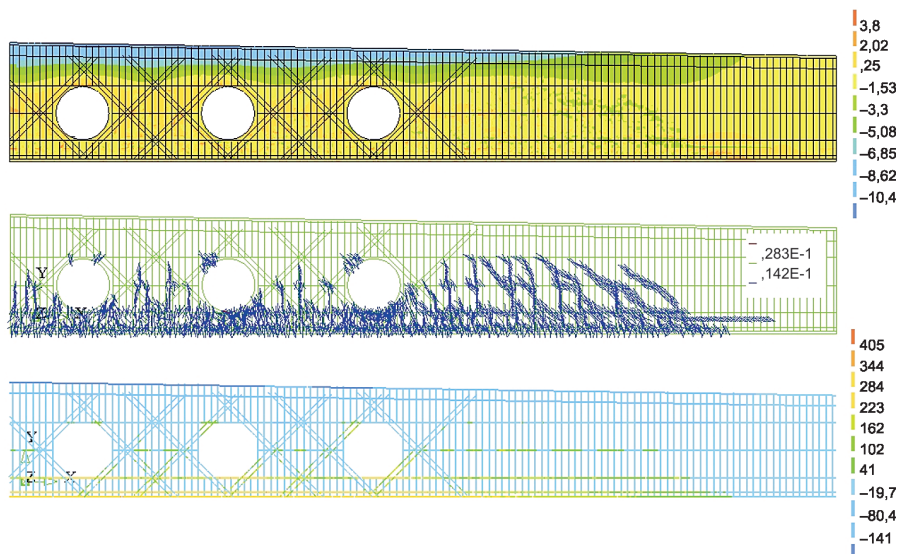
Rys. 16. Wyniki obliczeń – ciężar własny + 50% (obciążenie stałe zewnętrzne + śnieg)

Fig. 16. Calculation results – beam dead load + 50% loading from external dead load and snow



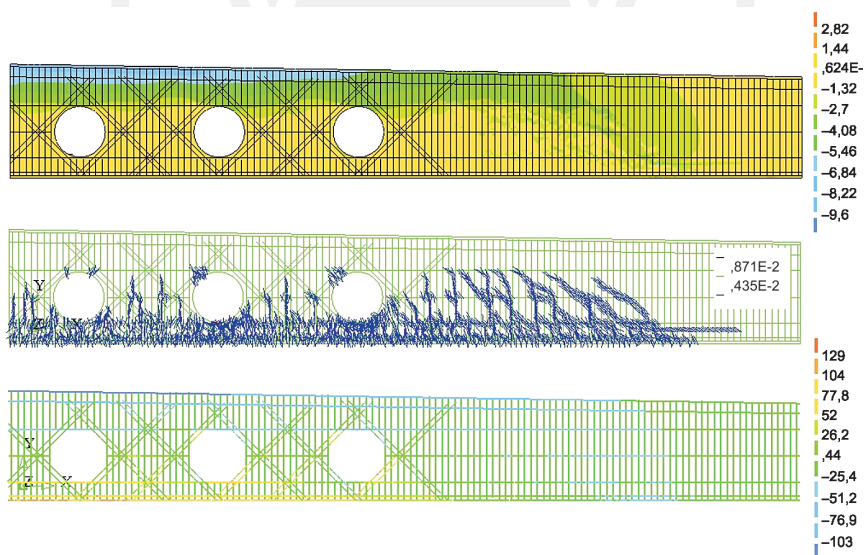
Rys. 17. Wyniki obliczeń – ciężar własny, 100% (obciążenie stałe zewnętrzne + śnieg)

Fig. 17. Calculation results – beam dead load + 100% loading from external dead load and snow



Rys. 18. Wyniki obliczeń – ciężar własny + 100% obciążenie stałe zewnętrzne bez śniegu

Fig. 18. Calculation results – beam dead load + 100% external dead load without snow



Rys. 19. Wyniki obliczeń – ciężar własny + 100% obciążenie stałe zewnętrzne bez śniegu + sprężenie

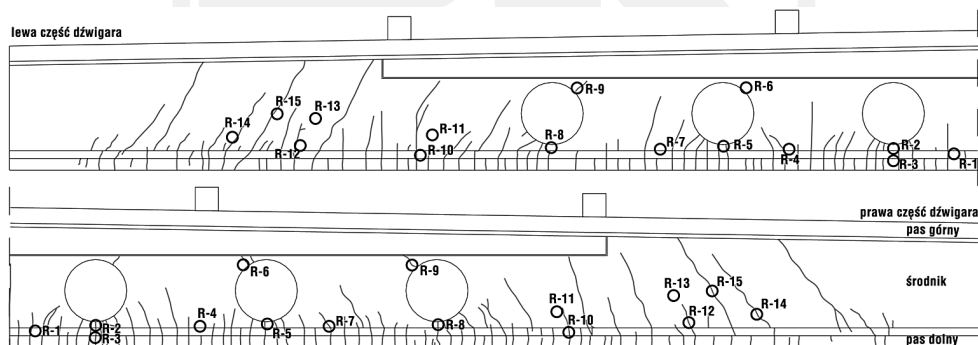
Fig. 19. Calculation results – beam dead load + 100% external dead load without snow + posttensioning

przed zarysowaniem kształtowały się na poziomie 2,58 MPa, naprężenia w stali zbrojeniowej w miejscu wystąpienia pierwszych rys dochodziły do 160 MPa. W kolejnych etapach obciążenia obserwuje się szybki rozwój naprężeń rozciągających w betonie, w pasie dolnym dźwigara pod otworami. Przy poziomie obciążenia 31% widoczne są rysy na górnej krawędzi otworu (rys. 15). Przy obciążeniu zewnętrznym wynoszącym 80% uwidaczniają się rysy ukośne w strefie przypodporowej. Układ rys dla całkowitego obciążenia zewnętrznego (rys. 15) jest w dużym stopniu zgodny, z obrazem rys (rys. 2) będących wynikiem inwentaryzacji.

Tabela 6

**Porównanie zmierzonych szerokości rys z lewej i prawej strony dźwigara z rozwarciem rys obliczonych w programie DIANA**

Numer punktu	Rozwarcie zmierzone [mm] przy obciążeniu ciężarem własnym i obciążeniu zewnętrznym		Rozwarcie obliczone [mm]		
	lewa strona dźwigara	prawa strona dźwigara	Obliczeniowy etap obciążenia dźwigara		
			ciężar własny, obciążenie zewnętrzne, śnieg	ciężar własny, obciążenie zewnętrzne	ciężar własny, obciążenie zewnętrzne, sprężenie
R-1	0,20	0,20	0,31	0,27	0,08
R-2	0,25	0,40	0,58	0,51	0,15
R-3	0,25	0,20	0,40	0,35	0,10
R-4	0,15	0,20	0,35	0,31	0,08
R-5	0,25	0,60	0,97	0,85	0,26
R-6	–	–	0,28	0,26	0,08
R-7	0,30	0,20	0,38	0,32	0,08
R-8	0,20	0,20	0,32	0,27	0,04
R-9	–	1,00	0,31	0,28	0,07
R-10	0,60	0,15	0,53	0,45	0,09
R-11	–	0,15	0,39	0,32	0,02
R-12	0,20	0,10	0,46	0,39	0,15
R-13	–	–	0,36	0,30	0,11
R-14	0,50	0,50	0,56	0,47	0,15
R-15	0,40	0,55	0,53	0,44	0,20



Rys. 20. Wybrane punkty, w których obliczono rozwarcie rys

Fig. 20. Selected points for calculation of crack widths

W celu porównania rozwarcia rys zmierzonych i wynikających z obliczeń, wybrano 15 punktów zlokalizowanych w miejscach, w których przebieg rys obliczonych pokrywał się z rysami zinwentaryzowanymi. Rysunek 20 prezentuje lokalizację wybranych punktów. W tabeli 6 zestawiono porównanie zmierzonych szerokości rys z lewej i prawej strony dźwigara z szerokościami rys obliczonych w programie DIANA (tu takie same wartości wynikają z zastosowania symetrii belki przy obliczeniach). Porównując te wartości, widać bardzo dobrą zgodność szerokości zmierzonych i obliczonych, co potwierdza przydatność obliczeń komputerowych do analizy zachowania się konstrukcji.

Z rysunków przedstawiających rozwój rys i naprężeń w stali zbrojeniowej oraz z obliczonych szerokości rys wyłania się obraz dźwigara, w którym następuje przy niskim poziomie obciążenia rozwój pierwszych rys. Widać na rysunkach map naprężeń osiągnięcie znacznych naprężeń w stali zbrojeniowej (nie oznacza to jeszcze zniszczenia konstrukcji, gdyż ponadnormowe wartości naprężenia pojawiają się w pojedynczych węzłach). Natomiast z tabeli 6 wynika jednoznacznie, że żelbetowa belka o długości 25 m nie powinna zostać zaprojektowana. Przy takiej rozpiętości tylko dźwigar sprężony gwarantuje prawidłową pracę konstrukcji, w której stany graniczne nie są przekroczone.

Przy obciążeniu zewnętrznym na poziomie 50% obliczone ugięcie wynosi 70 mm, a dla 100% obciążenia 116 mm. Po sprężeniu ugięcie obliczone jest zredukowane do 40 mm. Należy podkreślić, że w analizie obliczeniowej nie zamodelowano wypełnienia rys iniekcją, stąd też tak znaczna redukcja obliczonego ugięcia jest wynikiem zaciśnięcia rys w wyniku sprężenia. W porównaniu do zmierzonej geodezyjnie rzeczywistej redukcji ugięcia wynoszącej 13,6 mm (przy rysach zainiektowanych) różnica w stosunku do obliczeń jest bardzo duża. Należy w kolejnych obliczeniach zmodyfikować model obliczeniowy, uwzględniając wypełnienie rys żywicą.

## 7. Wnioski

W świetle prezentowanych wyników pomiarów odkształceń i ugięć oraz obliczeń można stwierdzić, że zaprezentowana metoda wzmocnienia dźwigarów spełniła swoje funkcje. Zapewniono możliwość dalszego użytkowania obiektu. Sprężenie zewnętrzne dźwigarów zapobiegło dalszemu rozwojowi zarysowań oraz ugięć dźwigarów. Zastosowanie elementów ocynkowanych zapobiegło rozwojowi korozji (ocena po 5 latach od wzmocnienia).

Przeprowadzone badania doświadczalne wykazały, że w celu dokonania pełnej analizy skuteczności zastosowanego wzmocnienia za pomocą cięgien sprężających nie wystarczy poprzestać na wprowadzeniu projektowanej siły naciągowej. Obecność rys w konstrukcji może w różnym stopniu (wzmacnianie po uprzednim wykonaniu iniekcji rys, lub bez iniekcji rys) wpływać na zmianę siły sprężającej w czasie, a tym samym obniżyć przewidywany stopień wzmocnienia konstrukcji. Z drugiej strony należy mieć świadomość, że rysy o małej szerokości są trudne do wypełnienia (ewentualna konieczność stosowania dwóch rodzajów żywicy), jak również ich poprawne wypełnienie nie zawsze jest możliwe do wyegzekwowania od wykonawcy.

Z analizy zmiany odkształceń w czasie i obliczeń wynika konieczność wypełnienia rys przed przystąpieniem do sprężenia elementu wzmacnianego. W przeciwnym wypadku nie

możemy kontrolować siły sprężającej, a w czasie następuje znaczny spadek siły sprężającej powstały na wskutek zaciskania się rys pod wpływem stałej siły ściskającej. W tym przypadku rysy były iniektowane, a jednoznacznie stwierdzono znaczny przyrost odkształceń po 4 dniach oraz po 5 latach, któremu nie towarzyszy zmiana ugięcia dźwigarów. Oznacza to, że dźwigar ulega deformacji, ale ściskająca siła sprężająca utrzymuje się w belce (strata siły sprężającej na wskutek domknięcia się mikrorys jest pomijalnie mała). Należy zauważyć, że w praktyce zdarzają się przypadki wzmocnienia konstrukcji zarysowanych przez sprężenie bez wcześniejszego wypełnienia rys, co może w istotny sposób podważać zasadność takich wzmocnień.

Należy mieć również świadomość, że struktura materiału nie pozwala na całkowite zamknięcie rys najmniejszych nie będących przedmiotem iniekcji. Ponadto rysy po ustaniu obciążenia rysującego, nawet przy sprężającej sile ściskającej nie zamkną się całkowicie. Nie następuje dokładne dopasowanie się ziaren kruszywa w betonie. Z badań wynika, że proces ten może być rozłożony w czasie.

Wartości odkształceń (przeliczone na naprężenia) pomierzone podczas sprężenia betonu na obszarach zarysowanych ujmują rozmiar przemieszczenia wynikającego z niezainiektowania pozostałych rys, mniejszych niż 0,1 mm. Wnioskowanie, zatem o wartości występujących naprężeń w pasie dolnym na podstawie pomiarów jest bardzo utrudnione. Aby wnioskować o skuteczności wzmocnienia należy prowadzić pomiar siły sprężającej w ciągnie, nie opierając się wyłącznie na odczytach wydłużenia cięgna i wskazaniach prasy naciągowej. Należy metodami geodezyjnymi kontrolować wygięcia sprężanych elementów.

## Literatura

- [1] 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.
- [2] 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.
- [3] Faustmann D., *Analiza wzmocnienia dźwigarów żelbetowych cięgnami bez przyczepności w świetle badań doświadczalnych*, VIII Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa – Szczyrk 2007, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląska, zeszyt 112, nr 1763, Gliwice 2007, 67-74.
- [4] Faustmann D., *Experimental investigations concerning strenghtening of reinforced concrete girders by means of prestressed unbonded tendons*, 10<sup>th</sup> Professional Conference of Postgraduate Students, 23.01.2008, Brno, streszczenie, 121, tekst CD, sesja 2.1.