

**POLITECHNIKA ŁÓDZKA**

**Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska**



**ROZPRAWA DOKTORSKA**

mgr inż. Michał Staśkiewicz

**Skuteczność zastosowania kompozytów polimerowych  
z włóknami węglowymi do wzmacniania belkowych  
konstrukcji z betonu sprężonego**

**Promotor**

Prof. dr hab. inż. Renata Kotynia

Łódź 2021



*Dziękuję wszystkim, którzy przyczynili się do powstania tej pracy.*

*W szczególności podziękowania kieruję w stronę mojej promotor, prof. dr hab. inż., Renaty Kotyń, za nieocenioną pomoc i motywację przy realizacji rozprawy.*

*Pracę dedykuję mojej Żonie Basi, bez której wsparcia powstanie tej pracy nie byłoby możliwe.*

*I would also like to thank dr Christoph Czaderski for his invaluable support, guidance and input in Tulcoempa project and my scientific work.*

Badania własne przedstawione w niniejszej pracy wykonano w ramach projektu „*Innowacyjne systemy monitoringu w strategii zrównoważonego rozwoju infrastruktury budowlanej*” TULCOEMPA, finansowanego przez Program Operacyjny Polsko-Szwajcarski Program Badawczy, nr projektu PSPB-124-2010.

## Streszczenie

### **Skuteczność zastosowania kompozytów polimerowych z włóknami węglowymi do wzmocniania belkowych konstrukcji z betonu sprężonego**

Rozprawa doktorska poświęcona jest tematyce wzmocnień konstrukcji z betonu sprężonego przy użyciu wstępnie naprężonych taśm kompozytowych z włókien węglowych (carbon fibre reinforced polymer – CFRP). Motywacją do realizacji rozprawy był udział w Polsko-Szwajcarskim projekcie *“Innovative Structural Health Monitoring in Civil Engineering Infrastructure Sustainability”*, TULCOEMPA, w ramach którego prowadzono prace nad rozwojem innowacyjnej metody wzmocnień konstrukcji.

Głównym celem pracy było wykonanie pionierskiej aplikacji wzmocnienia konstrukcji mostu przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP z zastosowaniem tzw. „metody gradientowej” na konstrukcji mostu będącego w czynnej eksploatacji. Realizację celu osiągnięto poprzez analizę stanu wiedzy w tematyce wzmocnień konstrukcji żelbetowych i sprężonych przy użyciu naprężonych taśm CFRP, przeprowadzenie programu badań własnych oraz analizę jego rezultatów.

Program badań własnych obejmował dwa dźwigary kablobetonowe o rozpiętości 18,0 m i wysokości przekroju 1,26 m. Dźwigary wykonane w szwajcarskim laboratorium EMPA były dokładną kopią konstrukcji mostu przeznaczonego do wzmocnienia, opartej na dźwigarach typu WBS. Spośród dwóch elementów badawczych jeden wykorzystano jako element referencyjny, natomiast drugi wzmocniono na zginanie przy użyciu naprężonych taśm CFRP aplikowanych metodą gradientową, oraz na ścinanie opłotami z mat CFRP. Dźwigary poddano badaniu nośności na zginanie oraz na ścinanie. W ramach programu badawczego opracowano również metodologię przygotowania dźwigara kablobetonowego do wzmocnienia, a w szczególności metodę reprofilacji dolnej powierzchni dźwigara. W tym celu przeprowadzono serię badań przyczepności zapraw reprofilacyjnych oraz taśm CFRP do betonu.

Rezultaty badań laboratoryjnych wskazały na bardzo wysoką efektywność wzmocnienia dźwigarów kablobetonowych przy użyciu naprężonych taśm CFRP zakotwionych metodą gradientową. Dźwigar wzmocniony wykazał wzrost momentu rysującego o 12%, wzrost momentu niszczącego o 21% oraz ograniczenie maksymalnych ugięć o 19% w stosunku do dźwigara niewzmocnionego. Dźwigary wykazały również znacznie wyższą niż zakładano nośność na ścinanie. Analiza obliczeniowa wyników badań pozwoliła określić straty siły sprężającej w dźwigarach, porównać wynik badań wynikami obliczeń normowych i symulacjami badań przy użyciu modeli MES, oraz określić czynniki wpływające na różnicę między wynikami doświadczalnymi i obliczeniowymi.

W oparciu o wynik badań doświadczalnych przeprowadzono pionierską aplikację wzmocnienia na konstrukcji mostu w Szczercowskiej Wsi będącego w ciągłej eksploatacji. Pięć dźwigarów mostowych przygotowano do wzmocnienia zgodnie z opracowaną metodologią i z powodzeniem wykonano wzmocnienie aplikując 10 naprężonych taśm CFRP przy użyciu metody gradientowej.

## Summary

### **Efficiency analysis for strengthening of post-tensioned girders with use of prestressed CFRP laminates**

The subject of this dissertation is strengthening of post-tensioned concrete structures using prestressed carbon fibre reinforced polymer (CFRP) laminates. The motivation to undertake the work was the participation in the Polish-Swiss Research Program "*Innovative Structural Health Monitoring in Civil Engineering Infrastructure Sustainability*", TULCOEMPA, focused on the development of an innovative method of strengthening of concrete structures.

The main purpose of the work was to carry out a pioneer strengthening of a bridge structure with prestressed CFRP composites using the "gradient method", on the bridge which remains in operation. The goal was achieved by analysing the state-of-the-art in the field of strengthening of reinforced concrete and post-tensioned concrete structures with prestressed CFRP laminates, conducting an experimental research program and analysing its results.

The experimental research program included two post-tensioned girders with a span of 18.0 m and a cross-section height of 1.26 m. The girders built in the EMPA laboratory were an exact reconstruction of structure of the bridge designated for the strengthening. Of the two specimen one was used as a reference member, while the other was strengthened for flexure with prestressed CFRP laminates applied with gradient method, and for shear vertical CFRP sheet wraps. The girders were tested for flexural load capacity and shear load capacity. As part of the research program, a methodology has been developed to prepare the post-tensioned girder for strengthening, in particular to reprofile the bottom surface of the girder. For this purpose, a series of tests on the adhesion of reprofiling mortars and CFRP laminates to concrete was carried out.

The results of laboratory tests have shown a very high efficiency of strengthening of post-tensioned girders with use of prestressed CFRP laminates anchored with gradient method. The strengthened girder showed a 12% increase in the cracking moment, a 21% increase in the load capacity, and a 19% reduction in the maximum deflection, compared to the non-reinforced girder. The girders also showed higher than assumed shear capacity. The analysis of the test results allowed to determine the loss of prestressing force in the girder cables, compare the test result with the results of standard calculations and test simulations using FEM models, and determine the factors affecting the difference between experimental and computational results.

Based on the results of experimental research, a pioneer strengthening was carried out on the bridge in Szczercowska Wieś. Five post-tensioned bridge girders were prepared for reinforcement according to the developed methodology, and strengthened with 10 prestressed CFRP laminates using the gradient method.

## Spis treści

<b>1. Wstęp.....</b>	<b>11</b>
1.1. Wprowadzenie.....	11
1.2. Motywacja badań .....	12
1.3. Cel i teza pracy.....	13
1.4. Zakres pracy .....	15
1.5. Charakterystyka materiałów kompozytowych .....	16
1.6. Wzmacnianie elementów konstrukcyjnych z betonu na zginanie .....	20
1.6.1. Rys historyczny .....	20
1.6.2. Podstawy projektowania konstrukcji wzmacnionych na zginanie .....	21
1.6.3. Techniki wzmocnień czynnych na zginanie .....	23
1.6.4. Inne zastosowania kompozytów do wzmocnień konstrukcji.....	31
<b>2. Stan wiedzy w dziedzinie badań doświadczalnych.....</b>	<b>39</b>
2.1. Opis wybranych programów badawczych wzmacnionych elementów żelbetowych.....	39
2.1.1. Badania Quantrill, Hollaway, 1998. ....	39
2.1.2. Badania Wight i inni, 2001. ....	40
2.1.3. Badania Stöcklin, Meier, 2003. ....	41
2.1.4. Badania Kotynia i inni, 2005. ....	42
2.1.5. Badania Kim i inni, 2008a. ....	43
2.1.6. Badania Kałuża, Ajdukiewicz, 2008.....	44
2.1.7. Badania Murkherjee, Rai, 2009. ....	45
2.1.8. Badania Pellegrino, Modena, 2009.....	46
2.1.9. Badania You i inni, 2012. ....	47
2.1.10. Badania Lasek, 2016.....	48
2.1.11. Wnioski z przeglądu badań wzmacnionych elementów żelbetowych.....	50
2.2. Opis wybranych programów badawczych wzmacnionych elementów sprężonych.....	51
2.2.1. Badania Czaderski, Motavalli, 2007.....	51
2.2.2. Badania Aram i inni, 2008.....	52
2.2.3. Badania Kim i inni, 2008b.....	53
2.2.4. Badania Fernandes i inni, 2013. ....	54
2.2.5. Wnioski z przeglądu badań wzmacnionych elementów sprężonych.....	55
2.3. Wybrane aplikacje wzmocnień czynnych na obiektach mostowych.....	56
2.4. Analiza efektywności wzmocnień na zginanie.....	59
2.4.1. Opis bazy wyników badań doświadczalnych .....	59
2.4.2. Analiza wyników badań doświadczalnych wzmacnionych elementów żelbetowych	60
2.4.3. Analiza wyników badań doświadczalnych wzmacnionych elementów sprężonych ..	71
2.5. Podsumowanie stanu wiedzy.....	73

<b>3. Opis programu badawczego .....</b>	<b>75</b>
3.1. Cel przeprowadzenia badań - Projekt TULCOEMPA.....	75
3.2. Opis konstrukcji mostu w Szczercowskiej Wsi.....	75
3.2.1. Ekspertyza stanu mostu.....	78
3.2.2. Opis dźwigarów mostowych.....	85
3.3. Projekt przebudowy i wzmocnienia mostu.....	87
<b>4. Realizacja programu badawczego .....</b>	<b>91</b>
4.1. Budowa dźwigarów w laboratorium EMPA.....	91
4.1.1. Przygotowanie i transport materiałów .....	91
4.1.2. Zbrojenie dźwigarów .....	93
4.1.3. Betonowanie dźwigarów.....	98
4.1.4. Sprężenie.....	101
4.1.5. Zbrojenie i betonowanie płyt .....	103
4.2. Przygotowanie dźwigara do wzmocnienia .....	105
4.2.1. Opis technologii .....	105
4.2.2. Hydromonitoring.....	106
4.2.3. Montaż obejm kotwiących.....	106
4.2.4. Montaż bloków wypełniających .....	109
4.2.5. Reprofilacja.....	110
4.2.6. Wykonanie otworów w płycie .....	112
4.3. Wzmocnienie dźwigara .....	113
4.3.1. Przygotowanie stanowiska do wzmocnienia.....	113
4.3.2. Wzmocnienie na zginanie .....	114
4.3.3. Wzmocnienie na ścinanie.....	117
4.4. Podsumowanie aspektów praktycznych .....	119
<b>5. Przebieg i wyniki badań doświadczalnych.....</b>	<b>121</b>
5.1. Badania materiałowe .....	121
5.1.1. Zbrojenie stalowe i sprężające .....	121
5.1.2. Beton .....	121
5.1.3. Taśmy i maty CFRP .....	122
5.1.4. Kleje epoksydowe i zaprawa reprofilacyjna .....	123
5.2. Badania przyczepnościowe.....	124
5.2.1. Cel badań .....	124
5.2.2. Etap I – badania wykonana w Politechnice Łódzkiej .....	124
5.2.3. Etap II – badania wykonana w EMPA.....	130
5.2.4. Podsumowanie i wybór metody reprofilacji dźwigarów .....	135
5.3. Badania doświadczalne dźwigarów .....	137



5.3.1. Badania dźwigara niewzmocnionego .....	137
5.3.1.1. Badanie nośności na zginanie .....	137
5.3.2. Badania dźwigara wzmocnionego .....	147
5.3.2.1. Badanie nośności na zginanie .....	147
5.3.2.2. Badanie nośności na ścinanie .....	157
<b>6. Analiza porównawcza efektów wzmocnienia na zginanie .....</b>	<b>159</b>
6.1. Zarysowanie .....	159
6.2. Uplastycznienie zbrojenia .....	160
6.3. Obciążenie niszczące.....	160
6.4. Ugięcia .....	160
6.5. Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej .....	161
6.6. Odkształcenia taśm CFRP .....	164
6.7. Podsumowanie wyników badań doświadczalnych.....	165
<b>7. Analizy .....</b>	<b>167</b>
7.1. Obliczenia strat siły sprężającej .....	167
7.2. Obliczenia normowe nośności dźwigara na zginanie.....	173
7.2.1. Obliczenia nośności na zginanie według (PN, 1991) .....	173
7.2.2. Obliczenia nośności na zginanie według (EN, 2011c) .....	183
7.2.3. Analiza przekroju.....	192
7.3. Analiza naprężeń ścinających na styku taśm kompozytowych z betonem.....	198
7.3.1. Naprężenia w środku rozpiętości dźwigara .....	198
7.3.2. Naprężenia w strefie zakotwienia taśm CFRP.....	205
7.4. Model MES – badanie nośności na zginanie.....	211
7.4.1. Podstawowe założenia analizy.....	211
7.4.2. Opis modelu obliczeniowego .....	213
7.4.3. Analiza obliczeniowa.....	214
7.4.4. Wyniki analizy obliczeniowej .....	215
7.4.5. Podsumowanie wyników analizy MES .....	222
7.5. Obliczenia normowe nośności dźwigara na ścinanie .....	224
7.5.1. Obliczenia nośności na ścinanie według (PN, 1991).....	224
7.5.2. Obliczenia nośności na ścinanie według (EN, 2011c).....	229
7.5.3. Obliczenie udziału zbrojenia kompozytowego według (fib, 2019) .....	233
7.6. Analiza nośności na ścinanie wg modelu A. Mari (Mari i inni, 2016).....	237
7.6.1. Założenia modelu obliczeniowego.....	238
7.6.2. Obliczenie nośności dźwigara laboratoryjnego.....	244
7.7. Model MES – badanie nośności na ścinanie .....	247
7.7.1. Podstawowe założenia analizy.....	247

7.7.2. Opis modelu obliczeniowego.....	247
7.7.3. Analiza obliczeniowa.....	247
7.7.4. Wyniki analizy obliczeniowej.....	248
7.8. Podsumowanie analiz.....	251
7.8.1. Analizy nośności na zginanie.....	251
7.8.2. Analizy nośności na ścinanie.....	252
<b>8. Wzmocnienie mostu we Wsi Szczercówkiej.....</b>	<b>253</b>
8.1. Wprowadzenie.....	253
8.2. Projekt wzmocnienia.....	256
8.2.1. Obliczenia nośności na zginanie według (PN, 1991).....	256
8.2.2. Obliczenia nośności na zginanie według (EN, 2011c).....	263
8.2.3. Obliczenia nośności na ścinanie według (PN, 1991).....	269
8.2.4. Obliczenia nośności na ścinanie według (EN, 2011c).....	274
8.2.5. Siły przekrojowe w dźwigarach mostowych.....	279
8.2.6. Zestawienie sił przekrojowych i nośności konstrukcji.....	291
8.3. Wzmocnienie mostu.....	293
8.3.1. Przygotowanie dźwigarów do wzmocnienia.....	293
8.3.2. Wzmocnienie na zginanie.....	297
8.3.3. Wzmocnienie na ścinanie.....	300
8.3.4. Pomiary podczas wzmocniania.....	301
8.4. Próby obciążeniowe.....	305
8.4.1. Cel prób obciążeniowych.....	305
8.4.2. Próba obciążeniowa mostu przed wzmocnieniem.....	305
8.4.3. Próba obciążeniowa mostu wzmocnionego.....	313
<b>9. Podsumowanie i wnioski końcowe.....</b>	<b>325</b>
9.1. Realizacja celów pracy i wnioski.....	325
9.2. Kierunki dalszych badań.....	327

## **Piśmiennictwo**

## Spis ważniejszych symboli

### Wielkie litery łacińskie

- $A_f$  – pole przekroju zbrojenia kompozytowego  
 $A_s$  – pole przekroju zbrojenia sprężającego  
 $A_s$  – pole przekroju zbrojenia zwykłego  
 $A_{s1}$  – pole przekroju zbrojenia rozciąganego  
 $A_{s2}$  – pole przekroju zbrojenia ściskanego  
 $E_a$  – moduł podłużnej sprężystości zaprawy klejowej  
 $E_c$  – moduł podłużnej sprężystości betonu  
 $E_f$  – moduł podłużnej sprężystości kompozytu  
 $E_p$  – moduł podłużnej sprężystości stali sprężającej  
 $E_s$  – moduł podłużnej sprężystości stali zwykłej  
 $F$  – obciążenie zewnętrzne  
 $F_{cr}$  – doświadczalne obciążenie rysujące  
 $F_{fp0}$  – siła naciągu wstępnego w taśmie kompozytowej  
 $F_f$  – siła rozciągająca w zbrojeniu kompozytowym  
 $F_{p0}$  – siła naciągu wstępnego w stali sprężającej  
 $F_p$  – siła rozciągająca w stali sprężającej  
 $F_u$  – doświadczalne obciążenie niszczące  
 $F_y$  – doświadczalne obciążenie wywołujące uplastycznienie stali  
 $L$  – rozpiętość elementu w osiach podpór  
 $M$  – moment zginający  
 $N$  – siła podłużna  
 $M_{cr}$  – moment zginający odpowiadający zarysowaniu elementu wzmocnionego  
 $M_{cr}$  – moment zginający odpowiadający zarysowaniu elementu referencyjnego  
 $M_g$  – moment zginający od ciężaru własnego  
 $M_{ns}$  – moment niszczący obliczony wg (PN, 1991)  
 $M_{Rd}$  – nośność na zginanie obliczona wg (EN, 2011c)  
 $M_u$  – moment zginający odpowiadający zniszczeniu elementu wzmocnionego  
 $M_{u0}$  – moment zginający odpowiadający zniszczeniu elementu referencyjnego  
 $M_y$  – moment zginający odpowiadający uplastycznieniu stali  
 $V_{Rd}$  – nośność na ścinanie  
 $V_{Rd,f}$  – udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie

### Małe litery łacińskie

- $a_p$  – położenie środka ciężkości zbrojenia sprężającego względem rozciąganej krawędzi przekroju  
 $a_{s1}$  – położenie zbrojenia rozciąganego względem rozciąganej krawędzi przekroju  
 $a_{s2}$  – położenie ściskanego zbrojenia względem ściskanej krawędzi przekroju  
 $b$  – szerokość przekroju betonowego  
 $b_w$  – szerokość środnika przekroju betonowego dwuteowego  
 $b_{w,nom}$  – szerokość nominalna środnika przekroju betonowego dwuteowego  
 $d$  – wysokość użyteczna przekroju  
 $d_f$  – wysokość użyteczna przekroju do środka ciężkości zbrojenia kompozytowego  
 $d_p$  – wysokość użyteczna przekroju do środka ciężkości zbrojenia sprężającego  
 $d_s$  – wysokość użyteczna przekroju do środka ciężkości zbrojenia stalowego  
 $f_{c,a}$  – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie zaprawy klejowej

$f_{cm}$  – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie  
 $f_{cm,cube}$  – średnia wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie  
 $f_{ck}$  – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie  
 $f_{ctm}$  – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie  
 $f_{fu}$  – naprężenia graniczne kompozytu na rozciąganie  
 $f_{fl,a}$  – charakterystyczna wytrzymałość na zginanie zaprawy klejowej  
 $f_{t,a}$  – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie zaprawy klejowej  
 $f_{tk}$  – charakterystyczna wytrzymałość stali zbrojeniowej na rozciąganie  
 $f_{pk}$  – charakterystyczna wytrzymałość stali sprężającej na rozciąganie  
 $f_{yk}$  – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej  
 $h$  – wysokość przekroju  
 $v$  – ugięcia elementu  
 $v_0$  – ugięcia elementu referencyjnego odpowiadające ugięciom dopuszczalnym (1/250 L)  
 $v_{max}$  – maksymalne ugięcia badanego elementu  
 $v_{wzm}$  – ugięcia elementu wzmocnionego pod obciążeniem odpowiadającym ugięciom  $v_0$  dla el. ref.  
 $z$  – ramię sił wewnętrznych w przekroju żelbetowym

### Małe litery greckie

$\varepsilon_{c,c}$  – odkształcenia ściskające w betonie  
 $\varepsilon_{c,t}$  – odkształcenia rozciągające w betonie  
 $\varepsilon_{fu}$  – odkształcenia graniczne kompozytu  
 $\varepsilon_{fp}$  – odkształcenia wstępne naprężonego kompozytu  
 $\varepsilon_{f,test}$  – maksymalny przyrost odkształceń kompozytu podczas badań  
 $\varepsilon_{f,tot}$  – całkowite odkształcenia kompozytu,  $\varepsilon_{f,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{f,test}$   
 $\varepsilon_{u,a}$  – odkształcenia graniczne zaprawy klejowej  
 $\kappa$  – krzywizna  
 $\eta_{cr}$  – stopień wzmocnienia w odniesieniu do przyrostu momentu rysującego,  $\eta_{cr} = (M_{cr} - M_{cr0}) / M_{cr0}$   
 $\eta_u$  – stopień wzmocnienia w odniesieniu do przyrostu momentu niszczącego,  $\eta_u = (M_u - M_{u0}) / M_{u0}$   
 $\eta_v$  – stopień redukcji ugięć,  $\eta_v = (v_0 - v_{wzm}) / v_0$   
 $\rho_f$  – stopień zbrojenia kompozytowego  
 $\rho_{f,eq}$  – sprowadzony stopień zbrojenia kompozytowego  
 $\rho_p$  – stopień zbrojenia sprężającego  
 $\rho_s$  – stopień zbrojenia stalowego

# 1. Wstęp

## 1.1. Wprowadzenie

Wzmacnianie konstrukcji budowlanych jest dziedziną, która w najnowszej historii przemysłu budowlanego zajmuje równie ważne miejsce, co projektowanie i konstruowanie nowych budowli. Podążając za rozwojem potrzeb cywilizacyjnych budownictwo podlega nieustającym zmianom obejmującym zarówno zastosowanie nowych materiałów budowlanych, technologii wykonawczych, jak i zasad projektowania konstrukcji. Na skutek zwiększonych obciążeń wymaga się odpowiednio wyższej nośności, zwiększonej odporności na czynniki zewnętrzne, oraz dłuższego okresu użytkowania. Wiele istniejących konstrukcji budowlanych zaprojektowano w sposób nie przewidujący ich wzmoczonej eksploatacji, dostosowania do zmieniających się warunków obciążeń oraz sposobu użytkowania tych obiektów. Jednak ze względu na ich wartość kulturową, historyczną lub ważną funkcję w infrastrukturze budowlanej, dąży się do zachowania ich w niezmiennym stanie. W takich przypadkach niezbędne jest wykonanie wzmocnienia istniejącej konstrukcji, zwiększenie jej nośności oraz poprawa warunków użytkowania poprzez ograniczenie odkształceń nośnych elementów konstrukcyjnych. Wzmocnienie jest często jedynym rozwiązaniem w sytuacjach, gdy na skutek nieprawidłowego użytkowania, wypadków lub naturalnych katastrof, dojdzie do uszkodzenia elementów konstrukcji nośnej, które nie mogą zostać wymienione na nowe. Wraz z rozwojem technik wzmocnień, przyspieszeniem i ułatwieniem ich aplikacji, w dużym tempie rośnie również ilość doraźnych wzmocnień już na etapie wznoszenia nowych obiektów budowlanych, w sytuacjach kiedy niezbędne jest wprowadzenie nieplanowanych na etapie projektowania zmian w wykonanych już elementach konstrukcyjnych (np. otworów), wykonanie poprawek wynikających z błędów projektowych (niedostateczna ilość zbrojenia), czy też tymczasowe zwiększenie nośności elementów konstrukcji ze względu na nietypowe procesy budowlane (transport ciężkich materiałów budowlanych podczas wznoszenia konstrukcji).

Liczne sposoby wzmacniania budowli, w szczególności zginanych elementów konstrukcyjnych są znane i z powodzeniem stosowane od wielu lat w budownictwie. Do podstawowych technik należy zmiana schematu statycznego konstrukcji np. przez zastosowanie pośrednich podpór lub dodatkowych usztywnień, co pozwala odciążyć krytyczne miejsca konstrukcji i przekazać obciążenia na elementy z większym zapasem nośności (Urban, 2015). Konstrukcje żelbetowe wzmacnia się również poprzez zwiększenie przekroju betonowego w strefie ściskanej, z ewentualnym dodaniem zbrojenia w postaci prętów lub kształtowników stalowych. Wzmocnieniu poddaje się również strefy rozciągane, poprzez instalację dodatkowego, zewnętrznego zbrojenia wykonanego ze stali lub innych materiałów, w tym kompozytów. To właśnie uplastycznienie głównego zbrojenia w elementach zginanych jest najczęstszą przyczyną wyczerpania nośności istniejących, silnie obciążonych konstrukcji.

Przez ostatnie 20 lat materiały kompozytowe typu *fibre-reinforced polymer* (FRP) całkowicie zdominowały dziedzinę wzmocnień konstrukcji żelbetowych na zginanie. Materiały kompozytowe FRP stanowią połączenie dwóch materiałów w postaci matrycy polimerowej gwarantującej spójność tworzywa oraz wysokiej wytrzymałości włókien stanowiących komponent konstrukcyjny o anizotropowych właściwościach, przenoszących naprężenia rozciągające. W dziedzinie chemii materiały typu FRP pojawiły się już na początku XX wieku. Pierwszym tworzywem sztucznym opartym na polimerach był bakelit, opatentowany i wyprodukowany w 1907 roku przez belgijskiego naukowca Leo Baekelanda (Stevens, 1983). Wraz z upływem czasu i rozwojem technologii materiały kompozytowe typu FRP znalazły zastosowanie między innymi w przemyśle chemicznym, astronautycznym, lotniczym i samochodowym. W budownictwie kompozyty wprowadzono po raz pierwszy w latach 60-tych (Bakis i inni, 2002), kiedy to rozpoczęto pierwsze badania nad zastąpieniem stalowego zbrojenia w żelbetowych elementach konstrukcyjnych prętami

kompozytowymi FRP (Benmokrane i inni, 2002), (Bank i inni, 2003), (Benmokrane i inni, 2006). Wprowadzenie kompozytów do zastosowań budowlanych zainicjowało powstanie licznych produktów przeznaczonych do zbrojenia nowych oraz wzmacniania istniejących konstrukcji. Pionierskie badania dotyczące wzmocnień istniejących konstrukcji przy użyciu zewnętrznie aplikowanych materiałów kompozytowych prowadzono w Szwajcarii (Meier, 1987), (Meier, 1992), (Meier i inni, 1993), (Meier, 1995a), (Meier, 1995b), (Czaderski, 2012), (Michels i inni, 2013). Obecnie materiały FPR mają ugruntowaną pozycję w nowoczesnym budownictwie przemysłowym, zarówno we wzmacnianiu istniejących konstrukcji (Kotynia, 2011a), (Lasek, 2017), (Piątek, 2018) jak i wytwarzaniu nowych elementów konstrukcyjnych, w tym również tak wymagających obiektów inżynierskich jakimi są mosty (Siwowski, 2018).

## 1.2. Motywacja badań

Inspiracją niniejszej rozprawy doktorskiej był mój osobisty udział w Polsko-Szwajcarskim projekcie TULCOEMPA, pt. “Innovative Structural Health Monitoring in Civil Engineering Infrastructure Sustainability”, realizowanym w okresie 01.10.2011 – 30.06.2016 w ramach umowy PSPB 124/2010 Politechniki Łódzkiej i Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, EMPA w Zurichu. Projekt finansowany był przez Program Operacyjny the Polish-Swiss Research Programme 2009-2017.

Aspekty naukowe projektu obejmowały trzy pakiety zadań:

- Work Package 3: ICT – Długotrwałe monitorowanie mostu
- Work Package 4: (Civil Engineering – CE) – Doświadczalnia badania laboratoryjne
- Work Package 5: (Civil Engineering – CE) – Wdrożenie – Demonstrator

### Zadania budowlanej części projektu TULCOEMPA

Podstawą mojej dysertacji są dwa zadania wchodzące w skład budowlanej części projektu (WP 4 i WP5), które szczegółowo zostaną omówione w rozdziałach 3, 4, 5, 6 i 8. Za tę część projektu odpowiedzialne były dwa zespoły.

Ze strony polskiej (PŁ) w projekcie uczestniczyli pracownicy Katedry Budownictwa Betonowego WBAIŚ, PŁ: dr hab. inż. Renata Kotynia, prof. Uczelni, mgr inż. Michał Staśkiewicz, mgr inż. Krzysztof Lasek oraz dział techniczny Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego PŁ.

Stronę szwajcarską reprezentował zespół Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, EMPA: prof. Masoud Motavalli, dr. eng. Christoph Czaderski, MSc eng. Julien Michels wraz z personelem technicznym wydziału Structural Lab instytutu EMPA.

Ponadto, uczestnikami projektu byli:

- Zarząd Województwa Łódzkiego, reprezentowany przez Marszałka Województwa - Witolda Stępnia
- Zarząd Dróg Wojewódzkich w Łodzi – Inwestor wzmocnienia i przebudowy mostu w Szczercowskiej Wsi
- S&P Clever Reinforcement Company AG, Switzerland, Seewernstrasse 127
- S&P Polska Sp. z o.o., ul. Bydgoska 9, 82-200 Malbork
- Specjalistyczne Przedsiębiorstwo Budowlane TORKRET sp. z o. o. spółka komandytowa, ul. Grabowa 8, 62-025 Siekierki Wielkie

- Stahlton AG – odpowiedzialne za sprzężenie dźwigarów w laboratorium EMPA
- SKB S.A. – Sucharskiego 49, 97-500 Radomsko – odpowiedzialne za montaż precyzyjnych urządzeń prowadniczych do montażu systemu sprzężającego na dźwigarach mostowych.

### **Zadania informatyczne (ICT) części projektu TULCOEMPA**

Zadanie WP3 wykraczało poza budowlaną część projektu, dlatego jego zakres zostanie jedynie zasygnalizowany, ale nie będzie stanowił zasadniczej części pracy. Zadanie to obejmowało długotrwałe monitorowanie mostu oparte na sieciach bezprzewodowych czujników umożliwiającą szybką instalację zmniejszając w ten sposób koszty monitoringu obiektów budowlanych. Ta cecha ma jednak swoje ograniczenia związane ze stałym zasilaniem, które w wypadku obiektów położonych poza takim źródłem muszą być wspomagane zasilaniem z baterii słonecznych lub wiatrowych. Energooszczędny tryb pracy jest w takim wypadku kluczowym problemem do rozwiązania, mającym znaczenie w konkurencyjności sieci czujników bezprzewodowych. W takich systemach, zapis danych ma do spełnienia kolejny wymóg – musi się odbyć w bardzo krótkim czasie rejestracji przejeżdżającego pojazdu. Taki system monitoringu sterowanego zdarzeniem ma szczególną potrzebę znaczącego oszczędzania energii. Aby zbadać wykonalność i skuteczność takiego systemu monitorowania, opracowano energooszczędny system monitoringu konstrukcji mostów oparty na sieciach czujników. System ten składała się z węzłów, które są odpowiedzialne za wykrywanie zdarzenia (nadjeżdżającego pojazdu) i wyzwalamie komunikatów dla odpowiednich węzłów systemu monitoringu zamontowanego na moście, który dopiero po otrzymaniu komunikatu ostrzeżenia, rejestruje i przetwarza dane zdarzenie. System monitorowania został przetestowany w rzeczywistych warunkach pracy w kilku badaniach poligonowych na mostach w Szwajcarii i Polsce. Opracowany system jest niezawodny pod względem wykrywania zdarzeń (powyżej 99%), a ponadto wskazuje, że procedura monitoringu sterowanego zdarzeniami pozwala osiągnąć znaczną oszczędność energii. Początkowo planowano jednoczesne wykorzystanie energii słonecznej i wiatrowej do zasilania systemu, ale zrezygnowano z zasilania wiatrowego ze względu na drgania wywołane przez turbiny wiatrowe na słupach, które doprowadzały do dynamicznych wzbudzeń i zakłócały rejestrację obrazu. Z tego względu zrezygnowano z zasilania z turbin wiatrowych i pozostawiono zasilanie wyłącznie energią dostarczaną z paneli słonecznych.

Ze strony polskiej (PŁ) w projekcie uczestniczyli pracownicy Katedry Mikroelektroniki i Technik Informatycznych: prof. dr hab. inż. Andrzej Napieralski, dr inż. Piotr Pietrzak, mgr inż. Michał Wojtera, mgr inż. Bartosz Pękosławski wraz z technicznym działem Katedry.

Stronę szwajcarską reprezentował zespół Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, EMPA: dr eng. Glauco Feltrin, MSc eng. Nemanja Popovic oraz personel techniczny wydziału ICT instytutu EMPA.

### **1.3. Cel i teza pracy**

Mój czynny udział w międzynarodowym projekcie TULCOEMPA pozwolił znacząco poszerzyć nie tylko naukowe, ale i praktyczne aspekty wiedzy dotyczącej tematyki konstrukcji sprzężonych wzmocnionych przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP. Przy tak obszernym zakresie pracy obejmującym: zaprojektowanie dźwigarów mostowych na wzór rzeczywistych w obiekcie mostowym, wielkowymiarowe badania laboratoryjne, towarzyszące badania związane z wyborem właściwej zaprawy reprofilacyjnej oraz pilotażowe wdrożenie tej technologii na rzeczywistym obiekcie mostowym, trudno jest jednoznacznie określić jeden nadrzędny cel projektu, jednak z perspektyw czasu i nabranych doświadczeń wydaje się oczywiste, że:

*celem nadrzędnym pracy jest wykonanie pionierskiej aplikacji wzmocnienia konstrukcji mostu przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP z zastosowanie innowacyjnej metody wzmocnienia tzw. „metody gradientowej” na konstrukcji mostu będącego w czynnej eksploatacji.*

Cel główny pracy został osiągnięty poprzez realizację celów drugorzędnych, do których należą:

1. Szczegółowa **analiza stanu wiedzy** na temat stosowanych jak dotąd metod wzmocnień konstrukcji żelbetowych i sprężonych przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP oraz **jakościowa i ilościowa analiza parametrów** wpływających na efektywność wzmocnień.
2. Rekonstrukcja dźwigarów mostowych w warunkach laboratoryjnych w celu doświadczalnej weryfikacji skuteczności wzmocnienia na zginanie i ścianie.
3. Opracowanie **precyzyjnej metodologii przygotowania dźwigara do wzmocnienia**, poprzez dobór zarówno techniki właściwej techniki reprofilacji dolnej powierzchni dźwigara, jak i dobór odpowiedniej zaprawy reprofilacyjnej. W tym celu przeprowadzono **dotatkowe badania na kilku typach zapraw o różnej grubości i szerokości**, aby na ich podstawie wybrać rozwiązanie technologicznie i jakościowo najlepsze.
4. **Wykonanie wzmocnienia dźwigara laboratoryjnego.**
5. **Określenie efektywności wzmocnienia** na podstawie analizy porównawczej nośności dźwigara referencyjnego oraz dźwigara wzmocnionego.
6. **Analiza nośności wzmocnienia** w świetle obowiązujących **wytycznych normowych**.
7. **Wykonanie wzmocnienia dźwigarów mostowych** wspomnianą technologią.
8. **Analiza efektywności tego wzmocnienia** w próbie obciążeniowej przed oddaniem obiektu do użytkowania.

W wyniku badań doświadczalnych w zakresie wyznaczonych wyżej celów stało się możliwe określenie zasadniczej tezy rozprawy, którą można sformułować następująco:

**Wzmocnienie konstrukcji sprężonych przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP aplikowanych innowacyjną, bezkrotową metodą gradientową jest możliwe do wykonania oraz efektywne w zastosowaniu do istniejących obiektów mostowych.**

Teza pracy łączy trzy zasadnicze jej komponenty, które można podobnie jak wyżej wymienione cele sprowadzić do trzech tez podrzędnych, które obejmują:

#### **Teza I**

Wzmocnienie dźwigarów sprężonych przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP aplikowanych bezkrotową metodą gradientową **jest efektywne w zakresie badań doświadczalnych.**

#### **Teza II**

Porównawcza analiza obliczeniowa na podstawie wyników badań doświadczalnych i obowiązujących zaleceń normowych **potwierdza zachowawcze podejście zaleceń normowych** w porównaniu z wynikami badań.

#### **Teza III**

**Praktyczna aplikacja wzmocnienia istniejącej konstrukcji mostowej w warunkach robót budowlanych jest możliwa**, choć pociąga za sobą szereg dodatkowych prac i **musi być indywidualnie dostosowania do każdego typu obiektu**. To zagadnienie obejmuje trudności związane z: przygotowaniem powierzchni podłoża pod wzmocnienie, niwelacją ujemnej strzałki



ugięcia dolnej powierzchni wzmacnianej konstrukcji, indywidualnym podejściem do montażu bloków sprężających z uwagi na położenie wewnętrznych kabli sprężających.

#### **1.4. Zakres pracy**

Niniejsza rozprawa obejmuje 8 rozdziałów. Pierwszy rozdział stanowi wprowadzenie do tematyki wzmocnień konstrukcji przy użyciu kompozytów FRP oraz definiuje cel i zakres pracy wraz z motywacją autora do jej podjęcia. Przybliża charakterystykę materiałów kompozytowych stosowanych w budownictwie i opisuje ich szeroki zakres zastosowań we wzmacnianiu konstrukcji żelbetowych. Drugi rozdział zawiera opis oraz analizę stanu wiedzy w tematyce wzmocnień konstrukcji żelbetowych i sprężonych przy użyciu wstąpienie naprężonych kompozytów CFRP. Rozdział ten składa się z opisu wybranych programów badawczych dotyczących wzmocnionych elementów żelbetowych oraz sprężonych oraz analizy zebranych wyników badań doświadczalnych pod kątem czynników wpływających na efektywność tych wzmocnień, a także opis aplikacji wzmocnień na istniejących konstrukcjach mostowych. Wnioski z przedstawionej analizy pozwalają określić najistotniejsze parametry zmienne mające wpływ na efektywność wzmocnień oraz nakreślić kierunek dla badań własnych.

Kolejne rozdziały dotyczą realizacji badań własnych autora pracy. Rozdział 3 zawiera opis programu badawczego i jego realizację w Polsko-Szwajcarskim Projekcie TULCOEMPA. W rozdziale przedstawiono obiekt mostowy który jest przedmiotem Projektu, a także zakres prac przewidzianych do wykonania na moście, w tym projekt wzmocnienia przy użyciu kompozytów CFRP. Rozdział 4 przedstawia szczegóły realizacji programu badań własnych. Zawiera szczegółowy opis rekonstrukcji dźwigarów mostowych na potrzeby wielkoskalowych badań laboratoryjnych, ich przygotowanie do wzmocnienia oraz samo wzmocnienie przy użyciu zewnętrznego zbrojenia CFRP, a także wszystkie trudności i wyzwania z tym związane. Rozdział 5 zawiera opis przeprowadzonych badań doświadczalnych, w tym badań wytrzymałościowych materiałów użytych do budowy dźwigarów, badań zapraw reprofilacyjnych decydujących o wyborze metody reprofilacji dźwigarów, a w końcu badań nośności dźwigarów laboratoryjnych (referencyjnego i wzmocnionego). Rozdział 6 przedstawia krótką analizę porównawczą wyników badań dźwigarów laboratoryjnych i określa podstawowe parametry potwierdzające bardzo wysoką skuteczność wzmocnienia. Rozdział 7 to dogłębna analiza dźwigarów laboratoryjnych, na którą składają się: analiza strat siły sprężającej w dźwigarach, obliczenia normowe nośności dźwigarów przed i po wzmocnieniu, analiza naprężeń na styku taśm kompozytowych z podłożem oraz modelowanie badań przy użyciu metody elementów skończonych. Przedstawione analizy pozwalają wysnuć istotnie wnioski dotyczące efektywności wzmocnienia oraz adekwatności normowych metod obliczeniowych do projektowania wzmocnień wielkoskalowych konstrukcji sprężonych.

Rozdział 8 stanowi opis realizacji praktycznych celów pracy, do których zalicza się przygotowanie konstrukcji istniejącego mostu do wzmocnienia, aplikacja wzmocnienia przy użyciu metody gradientowej, a także analiza wpływu wzmocnienia na nośność mostu w ujęciu obliczeń normowych. Szczególny charakter sprężonych konstrukcji mostowych niesie za sobą szereg trudności z jakimi trzeba się zmierzyć podczas aplikacji wzmocnienia przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP, takich jak właściwe przygotowanie podłoża pod wzmocnienie, niwelacja ujemnej strzałki ugięcia na dolnej powierzchni konstrukcji wynikającej ze sprężenia, a także ograniczona możliwość wykonywania otworów montażowych w elementach sprężonych ze względu na obecność kabli sprężających. Rozwiązanie tych aspektów jest przedstawione w szczegółowy sposób w rozdziale 8.

Rozdział 9 zawiera podsumowanie pracy, odniesienie obserwacji i wniosków do założonej tezy oraz sugerowane kierunki dalszych badań w podjętej tematyce.

## 1.5. Charakterystyka materiałów kompozytowych

Stosowane w budownictwie materiały kompozytowe typu FRP rozróżnia się pod względem rodzaju włókien konstrukcyjnych oraz rodzaju matrycy polimerowej. Cechy mechaniczne kompozytów mają charakter anizotropowy i ściśle zależą od kierunku ułożenia, rodzaju i ilości włókien w przekroju. Najpowszechniej stosowane rodzaje włókien to: aramidowe, bazaltowe, szklane i węglowe. Charakteryzują się one bardzo wysoką wytrzymałością na rozciąganie osiągającą wartości od  $f_{fu} = 1900$  do  $5900$  MPa, co stanowi nawet 10-krotność wytrzymałości na rozciąganie zwykłej stali zbrojeniowej. Moduł sprężystości podłużnej większości rodzajów włókien jest stosunkowo niski w porównaniu z produktami stalowymi i wynosi od  $E_f = 70$  GPa do  $180$  GPa. Wyjątkiem są włókna węglowe, których odmiana wysokomodułowa charakteryzuje się modułem sprężystości sięgającym nawet  $E_f = 760$  GPa. Poniżej przedstawiono charakterystykę poszczególnych typów włókien:

Włókna aramidowe (*aramid* – A) – są to syntetyczne włókna powstające w procesie chemicznym z poliamidów aromatycznych. Charakteryzują się wysoką wytrzymałością na rozciąganie ( $f_{fu} = 3500 \div 4000$  MPa) oraz wysokim modułem sprężystości w porównaniu do innych rodzajów włókien ( $E_f = 80 \div 180$  GPa). Włókna aramidowe wyróżniają się dużą twardością i odpornością na uszkodzenia mechaniczne, ulegają jednak szybkiej degradacji pod wpływem wysokiej temperatury, promieniowania UV oraz kontaktu z wodą. Wykazują również bardzo niską wytrzymałość na ściskanie. Pojedyncze mikrofibryle aramidowe mają średnicę rzędu  $0,5 \mu\text{m}$  i tworzą włókna o średnicy od  $2$  do  $100 \mu\text{m}$  (Salamone, 1996).

Włókna bazaltowe (*basalt* – B) – powstają z czystych skał bazaltowych w procesie topienia w temperaturze ok.  $1500^\circ\text{C}$  i ekstruzji. Włókna te wykazują lepszą wytrzymałość na rozciąganie niż włókna szklane ( $f_{fu} = 4100 \div 4800$  MPa), będąc przy tym znacznie tańsze w produkcji niż włókna węglowe i aramidowe. Moduł sprężystości podłużnej waha się w zakresie od  $E_f = 90$  GPa do  $110$  GPa. Włókna bazaltowe są odporne na korozję, działanie środowiska kwasowego i zasadowego, a także na wpływ skrajnych temperatur otoczenia w zakresie od  $-260$  do  $650^\circ$ . Pojedyncze włókna mają średnicę rzędu  $9 \div 20 \mu\text{m}$  (Wu i inni, 2009).

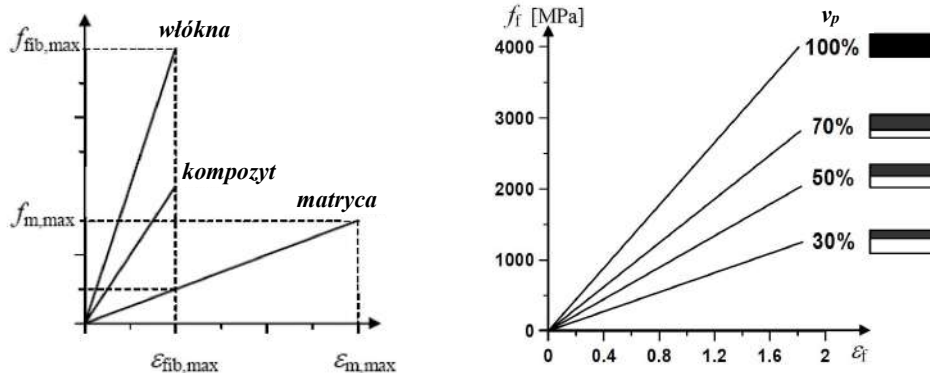
Włókna szklane (*glass* – G) – uzyskiwane są w procesie ekstruzji ze stopionej krzemionki (dwutlenku krzemu) z dodatkami tlenków boru, glinu, wapnia, magnezu i innych związków. Produkowanych jest wiele rodzajów włókien różniących się składem chemicznym i właściwościami fizycznymi. Najpopularniejszy rodzaj to włókna ogólnego zastosowania oznaczane jako typ E, które charakteryzują się niską wytrzymałością na rozciąganie ( $f_{fu} = 1900 \div 3450$  MPa) oraz bardzo niskim modułem sprężystości ( $E_f = 70 \div 80$  GPa). Nieco lepszymi parametrami charakteryzują się włókna wysokiej wytrzymałości typu S (*strength*) – ich wytrzymałość na rozciąganie wynosi od  $f_{fu} = 3500$  do  $4800$  MPa, a moduł sprężystości od  $E_f = 85$  do  $90$  GPa (CNR, 2013). Inne rodzaje włókien szklanych specjalnego zastosowania to typy: C (*chemical* – wysoka oporność chemiczna), A (*alkali* – wysoka zasadowość), M (*modulus* – wysoki moduł sprężystości), D (*dielectric* – niska przewodność elektryczna). Włókna szklane są najtańszym rodzajem włókien. Podstawowe ich odmiany stosowane w budownictwie wykazują niską odpornością obciążenia zmęczeniowe oraz zjawiska reologiczne. Wyróżniają się natomiast niepalnością (odporność na temperatury nawet powyżej  $800^\circ\text{C}$ ) i odpornością na działanie wody. Średnica włókna szklanego wynosi od  $7 \mu\text{m}$  (typ E) do  $23 \mu\text{m}$  (typ S) (Wallenberger i inni, 2001).

Włókna węglowe (*carbon* – C) – są to organiczne polimery wytwarzane w procesie kontrolowanej pirolizy, głównie z poliakrylonitrylu (*PAN*) (choć istnieją odmiany wytwarzane z innych substratów, np. paku węgla). Jest to najdroższy w produkcji rodzaj włókien. Charakteryzują się jednak najlepszymi właściwościami mechanicznymi i fizycznymi. Wytwarzany jest w odmianie wysokowytrzymałościowej i wysokomodułowej. Włókna węglowe wysokiej wytrzymałości wykazują

wytrzymałość na rozciąganie w zakresie od  $f_{fu} = 4100$  do  $5900$  MPa (Somiya, 2013) i moduł sprężystości od  $E_f = 240$  do  $280$  GPa. Odmiana wysokomodułowa ma wytrzymałość na rozciąganie rzędu  $f_{fu} = 2400 \div 3400$  MPa, natomiast moduł Younga wynosi nawet od  $E_f = 390$  do  $760$  GPa (CNR, 2013). Włókna węglowe są bardzo odporne na obciążenia zmęczeniowe, agresywne czynniki chemiczne a także wysoką temperaturę (nawet do  $1600^\circ\text{C}$ ) (ACI, 2017). Są one jednak kruche i wykazują bardzo niską wytrzymałość na ściskanie (niższą nawet od włókien szklanych). Pojedyncze włókna węglowe mają średnicę  $5 \div 10$   $\mu\text{m}$ . Ze względu na niski ciężar właściwy (ok.  $1,9$   $\text{g}/\text{cm}^3$ ), bardzo dobre właściwości wytrzymałościowe (zwłaszcza wysoki moduł sprężystości) oraz wysoką odporność na czynniki zewnętrzne to właśnie włókna węglowe znajdują najszersze zastosowanie w przemyśle budowlanym.

W ostatnich latach wzrasta również liczba badań nad zastosowaniem w budownictwie bardziej nietypowych rodzajów włókien, takich jak na przykład syntetyczne włókna z polifenylenobenzobiskozalu (nazywane w skrócie PBO), charakteryzujące się bardzo wysoką wytrzymałością na rozciąganie ( $f_{fu} = 5800$  MPa) i jednocześnie wysokim modułem sprężystości ( $E_f = 180 \div 270$  GPa) (Toyobo, 2005), (D'Antino i inni, 2014), (Trapko i inni, 2015), (Urbańska, Trapko, 2016). Inny przykład stanowią elastyczne włókna z poli(tereftalanu etylenu) (w skrócie PET), których bardzo niski moduł sprężystości ( $E_f = 2 \div 10$  GPa) w połączeniu z bardzo dużymi odkształceniami granicznymi ( $\varepsilon_{fu} = 10 \div 70\%$ ) pozwala stosować je przede wszystkim do wzmocnień w obszarach narażonych na uszkodzenia sejsmiczne (Dai i inni, 2011), (Zhang i inni, 2016). Zastosowanie powyższych rodzajów włókien nie wykracza jednak jeszcze poza testy laboratoryjne. Właściwości wszystkich opisanych rodzajów włókien podsumowano w zbiorczej tabeli 1.1.

Drugim materiałem składowym kompozytu FRP jest matryca polimerowa stanowiąca rodzaj lepiszcza, spajająca ze sobą włókna i nadająca kompozytowi finalny kształt. Matryca odpowiada również za przenoszenie obciążeń działających w kierunkach innych niż kierunek włókien. Do produkcji kompozytów stosuje się dwa rodzaje matryc: termoplastyczne oraz termoutwardzalne. Matryce termoplastyczne charakteryzują się słabszymi właściwościami mechanicznymi, a pod wpływem ogrzewania i chłodzenia zmniejszają lub zwiększają swoją sztywność. Jest to proces odwracalny i powtarzalny, co pozwala wielokrotnie zmieniać kształt produktu z tego typu żywicy. Natomiast matryce termoutwardzalne raz poddane obróbce cieplnej zachowują swój kształt i sztywność. Wykazują również lepsze parametry wytrzymałościowe niż matryce termoplastyczne, co decyduje o tym że są one najczęściej stosowane w produkcji kompozytów FRP do zastosowań w budownictwie. Do grupy matryc termoutwardzalnych należą żywice: epoksydowa, poliuretanowa, fenolowa i winyloestrowa. Stosowane obecnie żywice mają zbliżone właściwości fizyczne i mechaniczne: ich gęstość wynosi  $1,0 \div 1,3$   $\text{g}/\text{cm}^3$ , wytrzymałość na ściskanie  $f_{c,p} = 35 \div 130$  MPa, wytrzymałość na rozciąganie  $f_{t,p} = 20 \div 120$  MPa (Hensher, 20013), a moduł sprężystości  $E_p = 2,1 \div 11,0$  GPa. Najpowszechniej stosowane są matryce epoksydowe, które wyróżniają się najlepszymi parametrami wytrzymałościowymi oraz przede wszystkim wysoką odpornością na działanie środowiska (temperaturę, wilgoć, promieniowanie UV).



Rysunek 1.1. Zależność wytrzymałości kompozytu od właściwości materiałów składowych (CNR, 2013).

Włókna i matryce zespała się ze sobą na etapie produkcji kompozytu FRP lub też ręcznie, podczas aplikacji. Wyróżnić można dwie podstawowe metody produkcji gotowych laminatów: pultruzję i infuzję. Pultruzja polega na tworzeniu splotów i układaniu włókien równolegle a następnie przeprowadzeniu ich przez zbiornik z płynną matrycą polimerową, w której włókna są impregnowane oraz przez formę, która nadaje ostateczny kształt przekroju. Po przejściu przez formę włókna są poddawane obróbce termicznej, co przyspiesza wiązanie (polimeryzację) matrycy. Jest to proces ciągły i pozwala wytwarzać laminaty o jednokierunkowo ułożonych włóknach i praktycznie nieograniczonej długości. Wykorzystywany jest do produkcji taśm, prętów, rur i innych profili. Infuzja jest metodą polegającą na ułożeniu włókien w formie definiującej ostateczny kształt produktu kompozytowego a następnie wypełnieniu formy żywicą. Wypełnienie wykonuje się przez umieszczenie w formie raz ze zbrojeniem specjalnej siatki rozprowadzającej żywicę, zamknięcie formy workiem próżniowym i wytworzenie podciśnienia, co pozwala docisnąć włókna do formy i jednocześnie zassać do niej żywicę. Metoda ta pozwala wytwarzać produkty kompozytowe o włóknach ułożonych wielokierunkowo a także o niemalże dowolnych kształtach i rozmiarach. Inne metody zautomatyzowanej produkcji laminatów to *moulding*, czyli tłoczenie w zamkniętych formach, metoda próżniowa, nawijanie na mokro oraz prasowanie. Ręczne zespalanie włókien z matrycą żywiczną polega na aplikacji suchych włókien w żądanym miejscu a następnie zaimpregnowaniu ich żywicą, łącząc włókna i jednocześnie wiążąc je z podłożem, na które kompozyt jest наносzony. Jest to najmniej zaawansowana metoda i obarczona jest dużymi niedokładnościami wykonania, daje natomiast dużą dowolność w formowaniu kompozytu pod względem kształtu, ilości i kierunku ułożenia włókien w zależności od potrzeby, przez co jest wciąż stosowana w praktyce.

Właściwości mechaniczne kompozytu FRP są połączeniem cech materiałów składowych (rys. 1.1). Ich wartości zależą przede wszystkim od zawartości włókien i ich kierunku ułożenia w kompozycie. W przypadku laminatów w postaci taśm lub prętów o podłużnej budowie parametry takie jak gęstość czy wytrzymałość na rozciąganie można określić wg zależności:

$$g_{fip} = g_f v_f + g_p v_p \tag{1.1}$$

gdzie:

$g_{fip}$  - gęstość właściwa kompozytu

$g_f$   $g_p$  - gęstość właściwa włókien, matrycy

$v_f$   $v_p$  - zawartość objętościowa włókien oraz zawartość objętościowa matrycy w przekroju kompozytu

Dostępne na rynku kompozyty z włóknami aramidowymi (AFRP), bazaltowymi (BFRP), węglowymi (CFRP) i szklanymi (GFRP) charakteryzują się zróżnicowanymi właściwościami fizycznymi i mechanicznymi, w zależności od preferencji producenta i ich docelowego zastosowania. Do wzmocnień konstrukcji budowlanych stosowane są dwa podstawowe typy kompozytów: maty i taśmy. Maty są to elastyczne produkty, w których włókna ułożone są w jednym, dwóch lub czterech kierunkach. Struktura maty może być wzmocniona przeplotami z nici nylonowych. Zespolecie maty z matrycą polimerową wykonuje się ręcznie, w momencie aplikacji, dzięki czemu maty cechują się łatwością układania na różnych powierzchniach (angielska nazwa tej technologii to *"wet lay-up"*). Po zatopieniu w żywicy zawartość objętościowa włókien w kompozycie wynosi od 25 do 35%. Taśmy FRP są gotowymi produktami pultruzji w postaci laminatu o przekroju prostokątnym i niewielkiej grubości, zazwyczaj od 0,6 do 2,4 mm. Zawartość włókien w kompozytowych taśmach wynosi od 50 do 70%. Włókna są ułożone jednokierunkowo, a sztywne i płaskie taśmy przeznaczone są do aplikacji na powierzchniach płaskich lub o dużym promieniu zakrzywienia. Ich struktura pozwala na wiele zastosowań, oprócz przyklejania do powierzchni konstrukcji możliwe jest wklejanie taśm w otulinę betonową (popularna nazwa *"near-surface-mounted"*) czy też stosowania w charakterze zewnętrznych cięgien sprężających (techniki wzmocnień bezprzyczepnościowych). Właściwości typowych kompozytów polimerowych zbrojonych różnego rodzaju włóknami przedstawione są w tabeli 1.2 (CNR, 2013), (Banibayat, Patnaik, 2014), (ACI, 2017), (fib, 2019). W ostatnich latach dużą popularność zyskują uzyskiwać kompozyty hybrydowe, skonstruowane z dwóch rodzajów włókien. Takie rozwiązanie pozwala połączyć niskie koszty produkcji z podwyższonymi parametrami mechanicznymi (np. połączenie włókien szklanych i węglowych).

Tabela 1.1. Zestawienie właściwości mechanicznych różnego rodzaju włókien.

Cecha	Jedn.	Rodzaj włókna					
		Aramidowe	Bazaltowe	Szklane	Węglowe	PBO	PET
Gęstość	$g/cm^3$	1,45	2,63 – 2,80	2,54 – 2,57	1,70 – 1,80	1,54 – 1,56	1,30 – 1,40
Wytrzymałość na rozciąganie	$MPa$	3500 – 4000	4100 – 4800	1900 – 3450	2400 – 5900	2500 – 3700	1700 – 3300
Moduł sprężystości	$GPa$	80 – 180	90 – 110	70 – 80	240 – 760	180 – 270	2 – 10
Graniczne odkształcenia	$\%$	19 – 45	15 – 25	12 – 47	5 – 20	25 – 35	70 – 140
Współczynnik rozsz. cieplnej	$10^{-6}/^{\circ}C$	-2	8	5,4	-1,5	-6	15 – 70
Maksymalna temperatura	$^{\circ}C$	250	700	800	1600	650	80

Tabela 1.2. Zestawienie typowych właściwości mechanicznych kompozytów FRP.

Cecha	Jedn.	Rodzaj kompozytu			
		AFRP	BFRP	CFRP	GFRP
Gęstość	$g/cm^3$	1,35 – 1,40	1,90 – 2,10	1,50 – 1,60	1,80 – 2,10
Wytrzymałość na rozciąganie	$MPa$	1700 – 2900	700 – 1200	2500 – 3700	1700 – 3300
Moduł sprężystości	$GPa$	40 – 125	35 – 55	120 – 580	35 – 70
Graniczne odkształcenia	$\%$	19 – 45	15 – 25	5 – 20	12 – 47

## 1.6. Wzmacnianie elementów konstrukcyjnych z betonu na zginanie

### 1.6.1. Rys historyczny

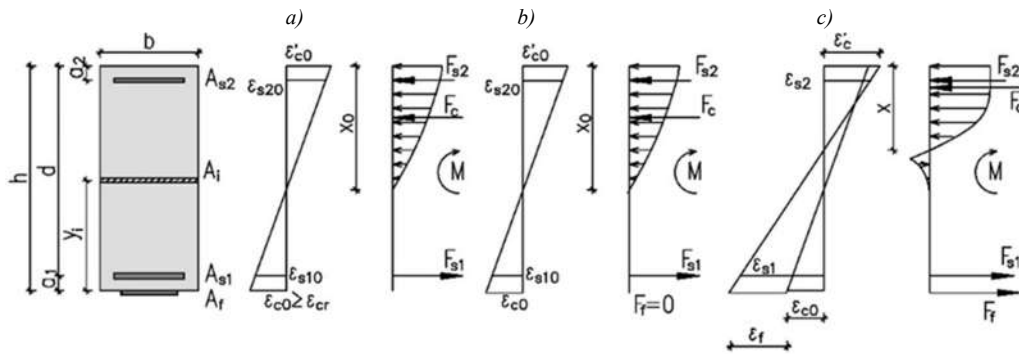
Pionierskie badania na temat zastosowania materiałów kompozytowych do wzmocnienia zginanych elementów żelbetowych rozpoczął szwajcarski instytut EMPA w latach 80-tych (Meier, 1987). Zaproponowano sposób użycia laminatów na bazie włókien węglowych *carbon fibre-reinforced polymer* (CFRP) aplikowanych w postaci zewnętrznego zbrojenia rozciąganego, nazywanego *externally bonded reinforcement* (EBR). Pierwsze zastosowanie tej nowatorskiej technologii miało miejsce już w roku 1991, kiedy to wzmocniono na zginanie dźwigary mostu Ibachbrücke koło Lucerny, w Szwajcarii (Meier, 1992). Sukces tego przedsięwzięcia dał początek wielu kolejnym programom badawczym w tym temacie i przyczynił się do dużego rozpowszechnienia zastosowania kompozytów w budownictwie. Pierwsze w Polsce strukturalne wzmocnienie przy użyciu laminatów kompozytowych CFRP miało miejsce w 1997 roku, kiedy to wzmocniono dźwigar mostu przez rzekę Wiar w Przemyślu (Siwowski, Radomski, 1998). Szybko rosnąca liczba programów badawczych oraz praktycznych aplikacji wzmocnień typu EBR wykazała ich wysoką skuteczność w poprawie nośności wzmacnianych konstrukcji (Triantafillou, Plevris, 1992), (Meier, 1995a), (Arduini, Nanni, 1996), (Heffernan, Erki, 1996), (Labossière i inni, 1997), (Siwowski, 1997), (Kamińska, Kotynia, 2000). Jednocześnie zaobserwowano jednak, że na skutek zniszczenia wzmocnienia poprzez odspojenie kompozytu od powierzchni betonu, w kompozytach aplikowanych w sposób bierny (bez wstępnego sprężenia), odkształcenia odpowiadające zniszczeniu elementu są stosunkowo niewielkie. Taki sposób zniszczenia sprawia, że wysoka wytrzymałość na rozciąganie kompozytów wykorzystywana jest we wzmocnieniach na zginanie jedynie w 30 – 40% (Kotynia, Kamińska, 2003). Mając na celu pełne wykorzystanie wytrzymałości materiałów FRP na rozciąganie, już na początku lat 90-tych rozpoczęto badania nad wprowadzeniem wstępnego sprężenia w zewnętrźnie aplikowanym zbrojeniu wzmacniającym. Pierwsze programy badawcze w tym kierunku zostały zrealizowane przez zespoły (Triantafillou i inni, 1992), (Meier i inni, 1993). Wzmocnienia czynne (ze wstępnym naciągiem kompozytu) były również tematem pracy doktorskiej (Deuring, 1993). Badania wykazały bardzo wysoką efektywność wzmocnień typu czynnego, które nie tylko pozwalały zwiększyć nośność badanych elementów w wyższym stopniu niż wzmocnienia biernie, ale jednocześnie umożliwiały ograniczenie ugięć wzmacnianych konstrukcji, zmniejszenie rozwartości istniejących rys, jak i znacznie większe wykorzystanie wytrzymałości materiałów kompozytowych. Pierwsza praktyczna aplikacja wzmocnienia czynnego miała miejsce w 1998 roku w Gomadingen, w Niemczech, gdzie wzmocniono dźwigary mostu Lauterbrücke poprzez przyklejenie do ich powierzchni wstępnie

naprężonych laminatów kompozytowych typu CFRP (Andrä, Maier, 2000). Od tego czasu w ośrodkach badawczych zarówno w Polsce (Łagoda, 2005), (Kałuża, Ajdukiewicz, 2008), (Siwowski i inni, 2009), (Kotynia i inni, 2011), (Kotynia i inni, 2014), jak i na całym świecie (Garden, Hollaway, 1998), (Quantrill, Hollaway, 1998), (Wight i inni, 2001), (El-Hacha i inni, 2003), (França i inni, 2007), (Kim i inni, 2008b), (Yu i inni, 2008), (Murkherjee, Rai, 2009), (Pellegrino, Modena, 2009), (You i inni, 2012), prowadzono badania nad rozwojem systemów naciągowych oraz technologii skutecznego kotwienia naprężonego zbrojenia zewnętrznego do betonowych powierzchni. Opis wybranych programów badawczych przedstawiono w rozdziale 2.1 pracy. Większość omówionych badań doświadczalnych obejmowała wzmocnienie elementów żelbetowych. Jak dotąd zrealizowano jedynie kilka programów badawczych, które obejmowały tematykę wzmocnień czynnych dla konstrukcji z betonu sprężonego, przy czym badano w nich głównie belki o niewielkich polach przekroju poprzecznego (Aram i inni, 2008), (Kim i inni, 2008a). Pierwsze badania nad czynnym wzmocnieniem wielkowymiarowego dźwigara kablobetonowego, o rozpiętości 15,8 m i wysokości 1,3m podjęto w laboratorium EMPA (Czaderski, Motavalli, 2007). W ostatnim czasie badano również dźwigary strunobetonowe o rozpiętości 20m i wysokości 0,5m, wzmocnione na zginanie przy użyciu naprężonych laminatów CFRP (Fernandes i inni, 2013).

Do dnia dzisiejszego liczba zastosowań kompozytów do wzmocnień czynnych w budownictwie nieustannie wzrasta, równocześnie z rozwojem technik sprężania i spadkiem cen samych materiałów. Poza chęcią określenia efektywności tego typu wzmocnień w stanie granicznym nośności, jak i użyteczności, prowadzone są również badania nad innymi problemami związanymi z zastosowaniem kompozytów, do których należą między innymi: odporność na obciążenia zmęczeniowe (Deuring, 1993), (Naderi, Khonsari, 2013), wpływ obciążeń długotrwałych i zjawisk reologicznych (Tan, Saha, 2006), (Reda i inni, 2010), (El-Sayed i inni, 2014), wpływ działania wysokiej temperatury (Green i inni, 2003), (Davies i inni, 2004), (Kotynia, 2011b), (Czaderski i inni, 2013) oraz zagadnienia związane z przyczepnością zbrojenia kompozytowego do powierzchni betonu (Chen, Teng, 2001), (Lu i inni, 2005), (Czaderski, 2012), (Michels i inni, 2014).

### **1.6.2. Podstawy projektowania konstrukcji wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych kompozytów**

Ideą strukturalnego wzmocnienia zginanego elementu konstrukcji przy użyciu materiałów kompozytowych FRP przyklejanych na powierzchni betonu (EBR) jest wprowadzenie do konstrukcji dodatkowego, zewnętrznego zbrojenia, trwale połączonego z betonem przy użyciu kleju i współpracującego z głównym zbrojeniem stalowym w przenoszeniu naprężeń rozciągających. Pozwala to niejako zwiększyć stopień zbrojenia konstrukcji, odciążyć główne zbrojenie stalowe i zapobiec jego uplastycznieniu, a także nieznacznie zwiększyć sztywność żelbetowego przekroju. Stosując dodatkowo wstępne naprężenie kompozytu wprowadza się do wzmocnianego przekroju siłę normalną, która zmienia stan odkształcenia przekroju (rys. 1.2), poprzez redukcję naprężeń w ściskanej strefie betonu oraz w zbrojeniu podłużnym, jednocześnie znacząco zmniejszając ugięcia wzmocnianego elementu. Analizując przekrój wzmocniony zakłada się analizę stanu granicznego nośności zgodnie z klasyczną teorią zginanych elementów żelbetowych opartą na hipotezie płaskich przekrojów Bernoulliego. Należy przy tym podkreślić, że nie występują wówczas żadne oddziaływania poprzeczne, które wywoływałyby poprzeczne naciski pomiędzy warstwami na wysokości przekroju. To potwierdza, że we włóknach panuje jednoosiowy stan naprężenia proporcjonalny do odległości od osi obojętnej, niezależnie od tego czy jest on po stronie rozciąganej, czy ściskanej.



Rysunek 1.2. Siły przekrojowe w elemencie żelbetowym a) przed wzmocnieniem; b) po wzmocnieniu; c) w stanie granicznym nośności (Kotynia, 2020).

Nośność na zginanie elementu wzmocnionego czynnie określa się podobnie jak dla elementów żelbetowych, z uwzględnieniem obecności dodatkowego zbrojenia kompozytowego. Zakładając zniszczenie na skutek uplastycznienia zbrojenia głównego, wzór na moment niszczący przyjmuje postać:

$$M_R = A_{s1} f_{yk} z + A_f E_f \varepsilon_{f,tot} (z + a_{s1}) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (d - z - a_{s2}) \quad (1.2)$$

gdzie:

$$\varepsilon_{f,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{f,test}$$

### Mechanizmy zniszczenia

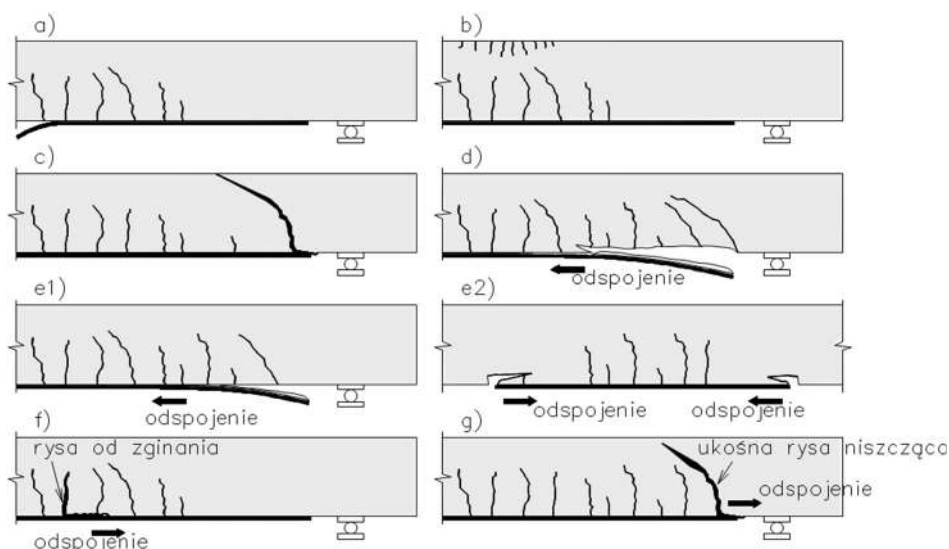
Dotychczasowe badania żelbetowych płyt i belek wzmocnionych na zginanie dowodzą, że skuteczność wzmocnień elementów żelbetowych na zginanie jest ograniczona stopniem obciążenia konstrukcji przed wzmocnieniem. Powodem jest sposób zniszczenia wzmocnionego elementu na skutek nagłego odspojenia kompozytu od powierzchni betonu, w bezpośrednim sąsiedztwie rys typowych dla zginania (Smith, Teng, 2002), (Kotynia, Kamińska, 2003), (Yao i inni, 2005), (Oehlers i inni, 2007). Zasadnicze mechanizmy zniszczenia elementów żelbetowych wzmocnionych na zginanie taśmami CFRP obejmują (Kotynia, 2019):

- zerwania zbrojenia kompozytowego (*FRP rupture* - R) (rys. 1.3a),
- zmiążdżenia betonu w strefie ściskanej (przypadek przezbrojonego przekroju) (*concrete crushing* - CC) (rys. 1.3b),
- zniszczenie na ścinanie w wypadku niedoboru zbrojenia poprzecznego (*shear failure* - S) (rys. 1.3c),
- odspojenie końca taśmy wraz z betonową otuliną, która odpaja się na skutek pionowego oddziaływania siły odrywającej taśmę od powierzchni betonu, w miejscu gdzie te naprężenia przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie (*concrete cover separation* - CCS) (rys. 1.3d)
- odspojenie zbrojenia FRP w przypadku zbyt odległego położenia jego końca od podpory, przez co koniec ten położony w strefie zarysowania elementu na zginanie, gwałtownie się odpaja na odcinku między rysami (*plate end interfacial debonding* – PEID, w skrócie ED) (rys. 1.3e1 i 1.3e2).
- odspojenie kompozytu, do którego dochodzi po uplastycznieniu zbrojenia stalowego, w miejscu rys powstałych od zginania, w miejscu maksymalnego momentu zginającego lub



w miejscu jednoczesnego działania dużego momentu zginania i sił poprzecznych (*intermediate crack induced interfacial debonding* - ICD). Proces odspojenia kompozytu postępuje od centralnej części belki w kierunku końca taśmy (rys. 1.3f).

- odspojenie końca zbrojenia FRP na skutek ukośnego zarysowania belki, kiedy rysa ta przetnie zbrojenie kompozytowe przyklejone na spodzie elementu, co doprowadza do odspojenia taśmy od miejsca ukośnej rysy do końca taśmy (*critical diagonal crack debonding* - CDC). Ten proces odspojenia rozwija się wzdłuż styku kompozytu z betonem, na ogół w cienkiej warstwie betonowej otuliny tuż nad spoiną klejową, której wytrzymałość na rozciąganie jest wyższa niż wytrzymałość betonu (rys. 1.3g).



Rysunek 1.3 Mechanizmy zniszczenia żelbetowych elementów wzmocnionych na zginanie materiałami kompozytowymi FRP: a) zerwanie kompozytu (R); b) zmiężdżenie betonu na ściskanie (CC); c) utrata nośności na ścinanie (S); d) odspojenie końca taśmy (CCS); e) odspojenie końca taśmy (PEID); f) odspojenie taśmy w obszarze zginania (ICD); g) odspojenie końca taśmy od ukośnego ścinania (CDC) (Kotylnia, 2019).

Na podstawie powyższych założeń dotyczących mechanizmów zniszczenia elementów wzmocnionych na zginanie powstały procedury projektowe (fib, 2001), (JSCE, 2001), (CS, 2004), (SIA, 2004), (DAfStb, 2011), (CNR, 2013), (ACI, 2017), (fib, 2019), które opierają się na analizie dwóch zasadniczych przypadków przyczepności kompozytu do podłoża betonowego, w dwóch odrębnych przekrojach na długości wzmacnianego elementu: w obszarze zakotwienia końca zbrojenia kompozytowego (modele zniszczenia CCS, ED, CDC) oraz w obszarze zginania (model zniszczenia ICD), odpowiadający największym naprężeniom w zbrojeniu FRP.

### 1.6.3. Techniki wzmocnień czynnych na zginanie

Kluczowy wpływ na jakość i efektywność wzmocnienia przy użyciu naprężonych kompozytów FRP ma sposób aplikacji i zakotwienia zewnętrznego zbrojenia. Od początku rozwoju dziedziny wzmocnień czynnych powstały liczne koncepcje systemów sprężając-kotwiących. Przegląd technik wzmocnień omówiono szczegółowo w (Czaderski, Motavalli, 2004) (El-Hacha, 2000) (El-Hacha i inni, 2001) (El-Hacha, Rojob, 2016). Jednym z najprostszych rozwiązań jest wprowadzenie naprężenia wstępnego w kompozycie w sposób pośredni. Metoda ta polega wymuszeniu odwrotnego ugięcia we wzmacnianym elemencie, a następnie przyklejeniu zbrojenia kompozytowego do powierzchni betonu w sposób bierny. W następnej kolejności wymuszone ugięcie jest redukowane, co z kolei powoduje przyrost odkształceń w zewnętrznym zbrojeniu, a co za tym idzie jego sprężenie. Do tymczasowego wygięcia żelbetowych elementów wykorzystywano siłowniki hydrauliczne

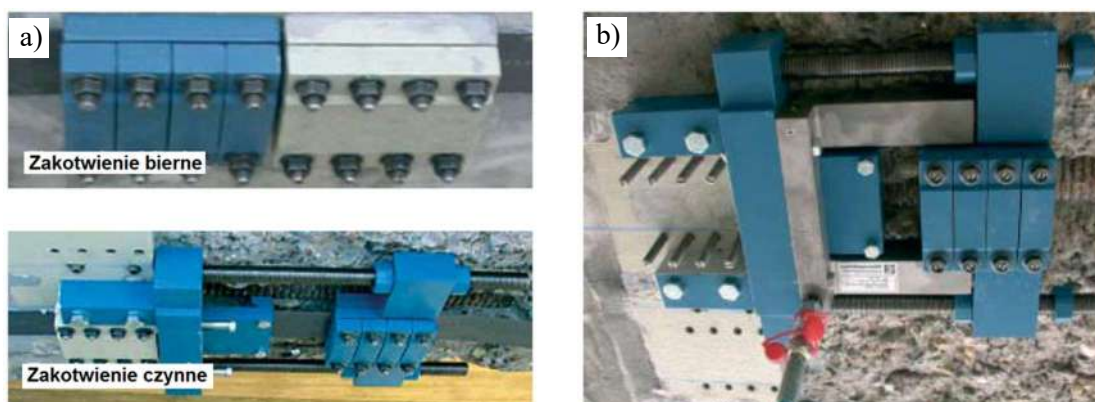
i zewnętrzne ściągi stalowe (Yu i inni, 2003) lub systemy mimośrodowego sprężania (Xie i inni, 2012). Jednak ze względu na niski stopień sprężenia kompozytu możliwy do uzyskania przy zastosowaniu tej metody (odkształcenia wstępne  $\varepsilon_{fp}$  nie przekraczające 2‰) oraz brak możliwości aplikacji na bardziej złożonych konstrukcjach, których wstępne wygięcie jest kłopotliwe lub niemożliwe do wykonania, techniki te nie znalazły zastosowania w praktyce i wykorzystywane są jedynie w badaniach laboratoryjnych.

Bardziej zaawansowane metody sprężania wykorzystują zewnętrzne konstrukcje, które pozwalają niezależnie wprowadzić naciąg w zbrojeniu kompozytowym i utrzymać w stanie sprężenia do momentu przyklejenia do powierzchni betonu. Ideę tą zaprezentowano po raz pierwszy w instytucie EMPA (Deuring, 1993). Zewnętrzne konstrukcje mają zazwyczaj postać stalowych ram lub bloków oporowych na stałe przytwierdzonych do podłoża, do których montuje się siłowniki hydrauliczne z różnego rodzaju uchwytami mechanicznymi pozwalającymi na zamocowanie i naprężenie kompozytu (Triantafillou i inni, 1992), (Garden, Hollaway, 1998), (Quantril, Hollaway, 1998), (Nordin, Täljsten, 2006), (Yu i inni, 2008), (Mukherjee i inni, 2009). Niektóre z nich pozwalały na przyklejanie kompozytów kolejno w kilku warstwach, w celu zwiększenia pola przekroju zbrojenia FRP (Diab i inni, 2009). Zastosowanie takich rozwiązań jest dużo łatwiejsze w porównaniu do technik wymagających zmiany stanu odkształceń całej wzmacnianego elementu, a także pozwalają z dużą precyzją wprowadzić żadaną siłę sprężającą w zbrojeniu kompozytowym. Z drugiej strony narzucają jednak spore ograniczenia na parametry wzmocnienia, między innymi długość aplikowanego kompozytu, która jest ograniczona do wymiarów zewnętrznej konstrukcji oporowej. Systemy tego typu bardzo rzadko stosowane są do aplikacji wzmocnień w praktyce, znajdują natomiast szerokie zastosowania w badaniach laboratoryjnych.

Kolejnym krokiem w rozwoju technik wzmocnień było wprowadzenie rozwiązań pozwalających na naprężenie aplikowanego kompozytu bezpośrednio na wzmacnianym elemencie. Systemy tego typu wykorzystują urządzenia sprężające zamocowane nie do zewnętrznych konstrukcji, ale wprost do betonowej powierzchni konstrukcji, dzięki czemu siła sprężająca przekazywana jest na wzmacniany element już w momencie naprężania zewnętrznego zbrojenia. Brak konieczności korzystania z zewnętrznej konstrukcji oporowej w bardzo dużym stopniu ułatwia wykonanie wzmocnienia i zapewnia dużą elastyczność. Niektóre urządzenia sprężające stosowane w tego typu systemach wymagają instalacji na bocznych i czołowych powierzchniach wzmacnianych belek (Izumo i inni, 1997), (Saeki i inni, 1997), (Wight i inni, 2001), (El-Hacha i inni, 2003), (Franca i inni, 2007), (Kim i inni, 2008c), (You i inni, 2012). Największą popularność zyskały jednak systemy sprężająco-kotwiące, które wykorzystują urządzenia instalowane są bezpośrednio do wzmacnianej powierzchni, najczęściej za pomocą kotew montowanych w betonie, które jednocześnie służą do montażu mechanicznych elementów kotwiących pozwalających przenosić siłę sprężającą oraz zabezpieczających końce kompozytu przed odspojeniem w wyniku powstawania dużych naprężeń stycznych. Rozwiązania tego typu pozwalają wzmacniać czynnie praktycznie wszelkiego rodzaju konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Liczne odmiany systemów wzmacniających prezentowano w zastosowaniach laboratoryjnych, aplikując zarówno maty (El-Hacha i inni, 2001), (Wu, 2007) jak i laminaty (Honorio i inni, 2002), (Longworth et al. 2004). Liczne systemy znalazły powszechne uznanie i są z powodzeniem stosowane w praktyce w przemyśle budowlanym. Do grupy tej należą systemy:

## Sika Leoba CarboDur II

Jeden z pierwszych systemów do zastosowań komercyjnych został zaproponowany przez firmę Sika pod koniec lat 90-tych XX wieku (Sika, 2002). Obecnie w użyciu jest już druga generacja tego systemu (rys. 1.4).

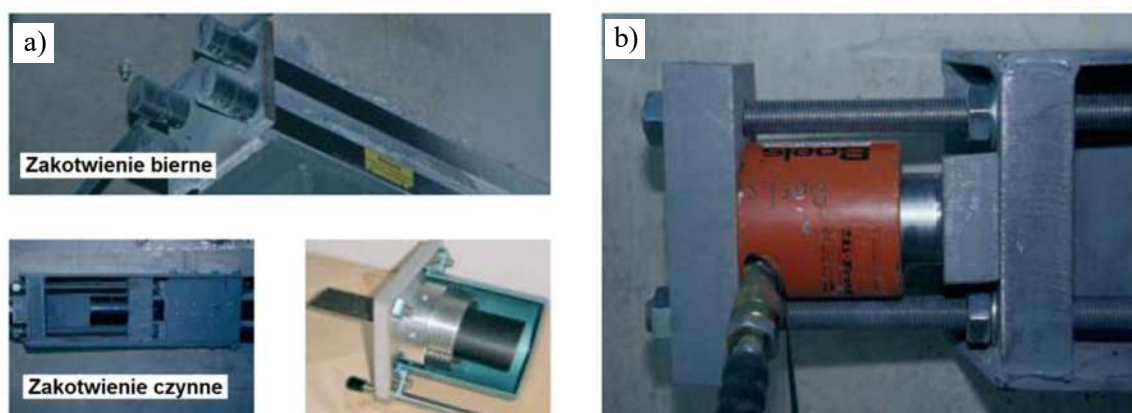


Rysunek 1.4. a) Elementy kotwiące, b) Urządzenie naciągowe systemu CarboDur (Sika, 2002).

Składa się on ze szczęk kotwiąco-sprężających mocowanych do powierzchni betonu przy pomocy kleju oraz stalowych śrub. Zakotwienie bierne ma postać stalowej obejmy, w której przez docisk regulowany śrubami montuje się koniec naprężanej taśmy. Zakotwienie czynne składa się z podobnej szczęki z możliwością przesuwu na prowadnicach oraz modułu z wbudowanymi siłownikami hydraulicznymi, które pozwala wprowadzać siłę sprężającą w kompozycie. Po sprężeniu przesuw zakotwienia czynnego jest blokowany przez dokręcenie śrub, a moduł z siłownikami jest demontowany. System pozwala wprowadzać w kompozytach siłę sprężającą rzędu 170 – 200 kN. Jest przeznaczony do stosowania z laminatami o przekroju 90 x 1,4 mm. Taśmy docinane są na miejscu montażu, dzięki czemu wzmocnienia aplikować można na dowolnych rozpiętościach.

## Sika Stress-Head

Niemalże równocześnie z systemem CarboDur firma Sika wprowadziła do użytku system Stress-Head (Sika, 2002). Konstrukcja tego systemu ma na celu zapewnienie większej pewności prawidłowego przebiegu sprężenia i solidności aplikacji. Metalowe urządzenia kotwiące mocowane są do powierzchni betonu poprzez duże kotwy stalowe umieszczone w odwiertach, natomiast taśmy kompozytowe produkowane są pod wymiar, osobno do każdej aplikacji.



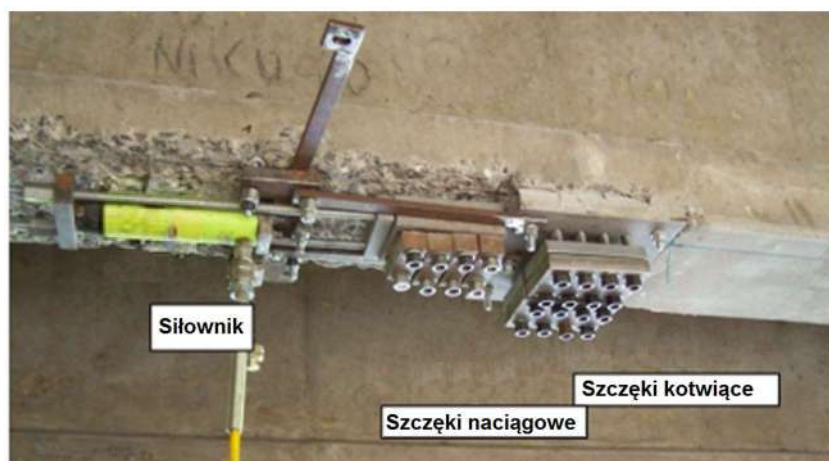
Rysunek 1.5. a) Głowice kotwiące, b) Siłownik naciągowy systemu Stress-Head (Sika, 2002).

Laminaty zakończone są pogrubionymi głowicami i zamontowane na stałe w obejmach kotwiących (rys. 1.5). Takie rozwiązania całkowicie eliminują ryzyko wysunięcia kompozytu ze

szczęk kotwiących podczas naprężania lub utraty przyczepności między urządzeniami sprężająco-kotwiącymi a powierzchnią betonu. Wadą systemu jest mniejsza elastyczność wykonania wzmocnienia oraz konieczność przeprowadzenia bardziej złożonych czynności przygotowawczych (odwierty, gniazda na elementy kotwiące). System przeznaczony jest do aplikacji kompozytów o wymiarach przekroju 60 x 2,4 mm naprężanych wstępnie siłą do 220 kN, przy czym głowice kotwiące gwarantują przeniesienie siły w kompozycie rzędu co najmniej 300 kN.

### System IBDiM

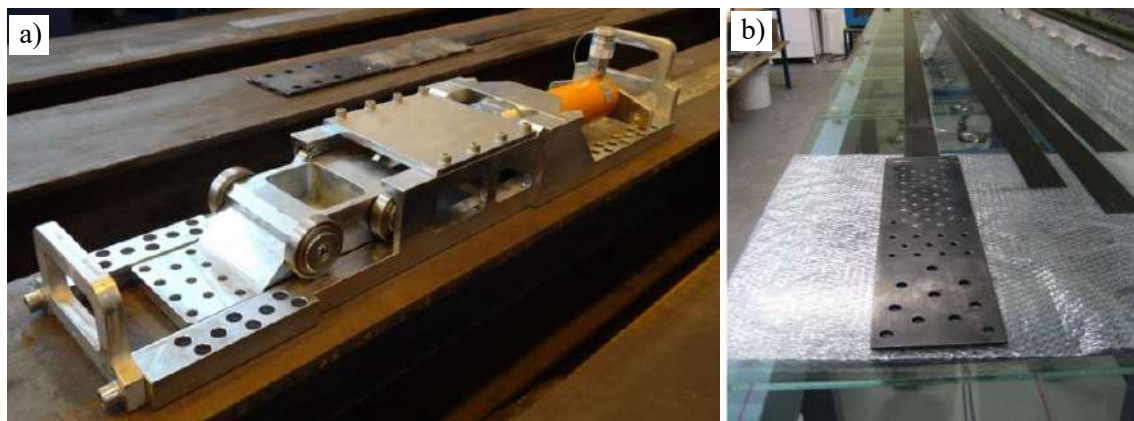
Pierwszy polski system sprężająco-kotwiący zaprojektowano w Instytucie Badań Dróg i Mostów w 2003r. pod okiem Prof. M. Łagody (Łagoda, 2005). We współpracy z firmą Sika Poland powstała koncepcja uniwersalnego, dostosowanego do aplikacji kompozytów o zróżnicowanych wymiarach oraz z wykorzystaniem dowolnego rodzaju siłownika naciągowego. Zaciski kotwiące mają postać stalowych blach mocowanych na kotwy we wnękach, na równi z powierzchnią betonu, wyposażonych w elementy dociskowe regulowane śrubami (rys. 1.6). Uniwersalny moduł naciągowy może być mocowany zarówno po wewnętrznej, jak i zewnętrznej stronie czynnego zakotwienia, co pozwala stosować zarówno tłoki hydrauliczne jak i prasy lub różnego typu naciągarki do wprowadzenia sprężenia w kompozycie. Do aplikacji stosuje się taśmy o szerokości 50 mm naciągane z siłą do 60 kN. System z powodzeniem zastosowano zarówno do celów badań laboratoryjnych jak i praktycznych aplikacji na dźwigarach mostowych.



Rysunek 1.6. Urządzenia naciągowe systemu wzmocnienia IBDiM (Łagoda, 2005).

### Neoxe Prestressing System II

Kolejnym polskim systemem wzmocnienia przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych jest system Neoxe. Badania nad systemem są prowadzone od 2005 roku przez firmę Neoxe, we współpracy z zespołem badawczym Politechniki Rzeszowskiej pod kierownictwem Prof. T. Siwowskiego (Siwowski i inni, 2009). Obecnie rozwijana jest druga wersja systemu, Neoxe Prestressing System II (Piątek, Siwowski, 2018). Tym co wyróżnia system NPS II jest zaawansowany system zakotwienia kompozytu, który w sposób szczególny chroni tę newralgiczną strefę. Taśmy (przygotowywane fabrycznie pod wymiar do konkretnej realizacji) zakończone są poszerzeniem wykonanym z dwóch blach stalowych obejmujących kompozyt. Blachy stalowe połączone są z kompozytem przez szereg nitów oraz przez przyklejenie, natomiast krawędzie blach obejmujących laminat są ze sobą spawane. Miejsce łączenia jest również dodatkowo wzmocnione tkaniną z włókien węglowych.



Rysunek 1.7. a) Widok kompletnego systemu, b) Strefy zakotwienia kompozytu Neoxe Prestressing System (Siwowski i inni, 2009), (Piątek, Siwowski, 2016).

W zewnętrznym obszarze blach kotwiących znajdują się otwory służące do montażu w urządzeniu naciągowym oraz otwory pod kotwy do ostatecznego zamocowania do podłoża betonowego (rys 1.7). System składa się z zakotwienia biernego, utrzymującego laminat w stałej pozycji podczas wstępnego sprężania, oraz w zakotwienie czynne służące do wprowadzania naciągu w kompozycie za pomocą siłownika hydraulicznego. Zakotwienie czynne wyposażone jest w montowane na czas aplikacji wzmocnienia prowadnic umożliwiającą kontrolowany przesuw w czasie naciągu kompozytu zamocowanego w kleszczach naciągowych. W pierwotnej wersji systemu kleszcze i ich zaczepy skonstruowano w taki sposób aby przekazywać siłę naciągową na taśmę z wykorzystaniem efektu dźwigni dla zwiększenia siły naciągu. W najnowszej wersji systemu kleszcze zaciskowe zminiaturyzowano, co pozwala na ich łatwą i szybką instalację (rys. 1.8).

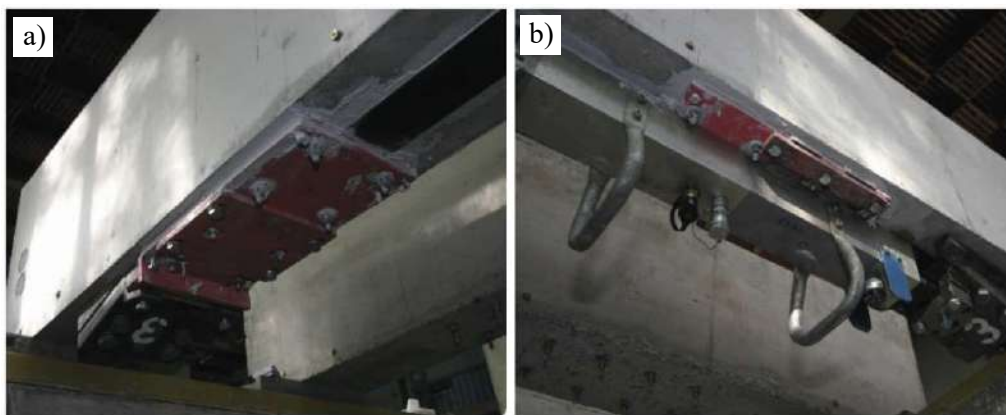


Rysunek 1.8. Aplikacja systemu Neoxe w wersji I (a) oraz II (b).

Liczne testy laboratoryjne wykazały bardzo wytrzymałość takiego zakotwienia, podczas prób obciążania wcześniej dochodziło do zerwania kompozytu poza strefą zakotwienia niż do uszkodzenia samych blach kotwiących (Piątek, 2017). System Neoxe II umożliwia aplikację taśm o szerokości od 50 do 120 mm i grubości od 1,0 do 1,4 mm z siłą do 170 kN.

### System BBR-Stahlton

W 2000 roku w wyniku współpracy szwajcarskich firm Stahlton, S&P Clever Reinforcement i Iten powstał system sprężający BBR-Stahlton (Kałuża, Ajdukiewicz, 2008). Jego działanie opiera się na płaskich blachach kotwiących końce kompozytu, mocowanych do powierzchni betonu poprzez stalowe śruby i klejenie, oraz niezależnego modułu z siłownikiem hydraulicznym mocowanym na osobnej podstawie, po stronie wewnętrznej zakotwienia czynnego (przesuwne) (rys. 1.9).

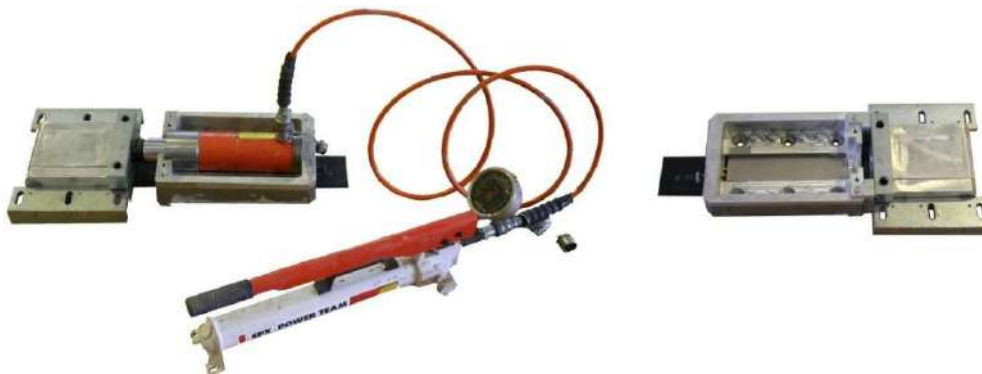


Rysunek 1.9. Zakotwienie bierne (a) i czynne (b) systemu BBR-Stahlton (Kałuża, Ajdukiewicz, 2008).

W kolejnych generacjach systemu ulepszano zakotwienie wprowadzając pochyłe szczęki kotwiące, co pozwoliło naprężyć kompozyty z większą siłą. System stosuje się do naprężania taśm o grubości od 1,2 do 1,4 mm i szerokości od 50 do 100 mm. Maksymalna siła sprężająca wynosi 170 kN.

### System S&P

Szwajcarska firma S&P Clever Reinforcement jest jednym z pionierów przemysłowych zastosowań kompozytów FRP w branży budowlanej. Oferowany obecnie system sprężająco-kotwiący powstał na bazie licznych badań doświadczalnych oraz doświadczeń zdobytych przy wcześniejszych pracach nad prototypowymi rozwiązaniami dla budownictwa. W skład systemu wchodzi szczęki zaciskowe i blachy kotwiące oraz rama oporowa dla siłownika hydraulicznego (rys. 1.10).

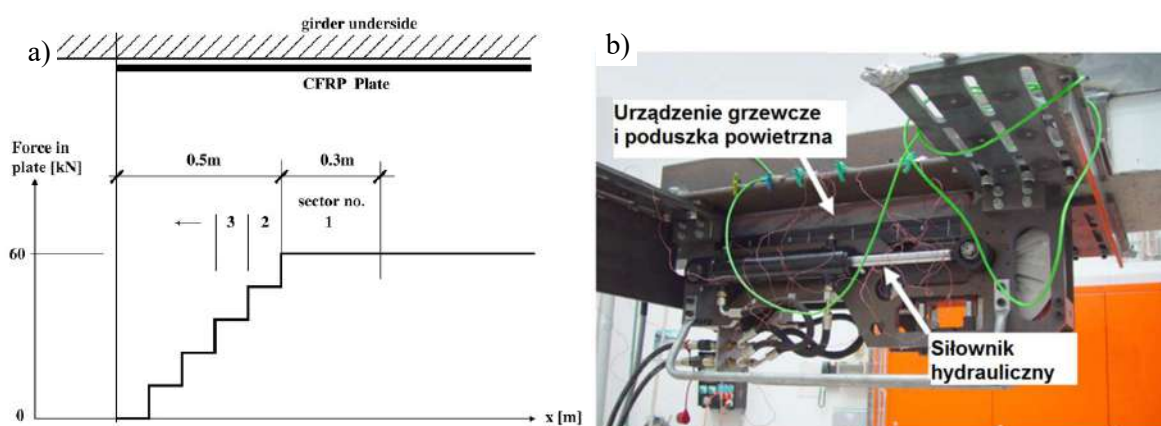


Rysunek 1.10. Szczęki zaciskowe, ramy oporowe oraz siłownik hydrauliczny systemu sprężającego S&P.

Wszystkie te urządzenia mocowane są do powierzchni betonu przy pomocy stalowych kotew. Taśmy mocowane są w szczękach przez docisk regulowany śrubami. Zakotwienie czynne i bierne różni się jedynie sposobem montażu, co znacząco upraszcza budowę systemu. Blachy kotwiące instalowane są po wewnętrznej stronie szczęk zaciskowych, natomiast rama z siłownikiem jest tymczasowo montowana na blasze kotwiącej po stronie zakotwienia czynnego. Urządzenia mają niewielkie rozmiary w porównaniu do innych systemów, a możliwość docinania kompozytu na dowolną długość bezpośrednio przed aplikacją zapewnia dużą swobodę zastosowania systemu. Po demontażu szczęk oraz ramy z siłownikiem na wzmocnianym obiekcie pozostają jedynie blachy kotwiące. System przewiduje stosowanie taśm kompozytowych o szerokości od 50 do 100 mm i grubości 1,2 mm naprężanych z siłą do ok. 160 kN.

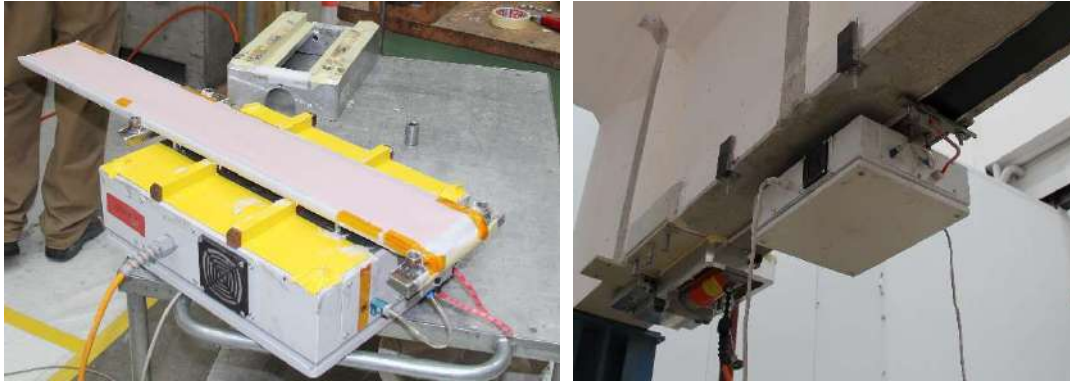
## Metoda gradientowa

W szwajcarskim instytucie EMPA zespół Prof. U. Meiera opracował projekt pierwszego na świecie bezkotwowego systemu aplikacji kompozytów (Stöcklin, Meier, 2003). W miejsce stalowych elementów kotwiących zabezpieczających końce kompozytu przed odspojeniem na skutek koncentracji naprężeń stycznych zaproponowano wykonanie stopniowej redukcji siły sprężającej na końcowych odcinkach taśmy. Gradację siły sprężającej osiągnięto poprzez przyklejanie kolejnych odcinków taśmy pod co raz mniejszym naprężeniem, co z kolei jest możliwe dzięki wykorzystaniu działania podwyższonej temperatury do znacznego przyspieszenia wiązania zaprawy klejowej, spajającej taśmę kompozytową z powierzchnią betonu. Ideę tego rozwiązania przedstawiono na rysunku 1.11. Jedyne system oparty na podobnej idei był przedmiotem badań (Monti, Liotta, 2006), zakładał on jednak stosowanie wielu warstw kompozytu o zróżnicowanej sile naciągu. W pierwszej wersji systemu urządzenia sprężające miały formę kół naciągowych o stosunkowo dużych rozmiarach, mocowanych do powierzchni wzmacnianego elementu na stalowych ramach zawierających jednocześnie urządzenia grzewcze i poduszkę powietrzną do przyspieszania wiązania kleju na końcowych odcinkach



Rysunek 1.11. a) Prezentacja idei redukcji siły sprężającej na końcu taśmy CFRP, b) Widok pierwszej generacji urządzenia sprężającego i kotwiącego metodą gradientową (Czaderski, Motavalli 2007).

W kolejnych latach, we współpracy z firmą S&P powstała nowa generacja systemu gradientowego, która składa się z osobnych urządzeń sprężających oraz niezależnych przyrządów grzewczych. Do sprężenia kompozytu wykorzystuje się typowe rozwiązania systemowe S&P (opisane w poprzednich akapitach) z pominięciem stalowych blach kotwiących. Urządzenia grzewcze mocuje się do powierzchni betonu na końcowych odcinkach kompozytowej taśmy (rys. 1.12). Do zewnętrznej powierzchni taśmy przylegają elektryczne panele grzewcze o łącznej długości 80 cm, zdolne do wytwarzania wysokiej temperatury niezależnie na poszczególnych odcinkach gradacji siły sprężającej. Idea działania systemu jest taka sama: po przyspieszonym związaniu kleju na pierwszym (wewnętrznym) odcinku taśmy wykonuje się redukcję siły sprężającej (poprzez zmniejszenie ciśnienia w siłowniku hydraulicznym) i rozpoczyna się przyspieszanie wiązania (podgrzewanie) sąsiedniego odcinka taśmy w kierunku zewnętrznym. Powtarzając te czynności uzyskuje się łagodną redukcję siły sprężającej aż do zera na końcu taśmy, co eliminuje ryzyko odspojenia taśmy ze względu na koncentrację naprężeń stycznych. Dzięki temu zakotwienia mechaniczne są zbędne, a po aplikacji wzmocnienia metodą gradientową wszystkie urządzenia są demontowane i na powierzchni konstrukcji pozostaje jedynie naprężony kompozyt. Proces aplikacji jednego kompozytu trwa ok. 4 – 6 godzin, po czym wzmacniana konstrukcja od razu może być oddana do eksploatacji. System gradientowy przeznaczony jest do aplikacji taśm CFRP o wymiarach przekroju 100 x 1,2 mm naprężonych siłą do 120 kN.



Rysunek 1.12. Urządzenie grzewcze nowej generacji współpracujące z systemem naciągowym S&P.

### System Tenroc

Drugi systemem oferujący bezkrotową aplikację taśm kompozytowych przedstawiła w ostatnich latach szwedzka firma Tenroc Technologies. Idea jego działania polega na wykorzystaniu specjalistycznego, wielosegmentowego urządzenia naciągowego do wprowadzenia nierównomiernego naciągu na końcowych odcinkach taśmy już na etapie wstępnego sprężania. Urządzenie naciągowe połączone jest z kompozytową taśmą osobno na każdym segmencie, a kolejne segmenty mają ograniczony przesuw względem siebie (najmniejszy na skrajnym a największy na wewnętrznym odcinku taśmy). W ten sposób, przykładając siłę rozciągającą do zewnętrznych końców urządzeń naciągowych, kolejne odcinki taśmy w poszczególnych segmentach doznają stopniowo co raz większych odkształceń, określonych przez maksymalny przesuw każdego segmentu. Naprężona w ten sposób taśma jest pozostawiana na konstrukcji pod naprężeniem aż do momentu osiągnięcia przez klej pełnej wytrzymałości, po czym zarówno siłowniki hydrauliczne jak i urządzenia naciągowe są demontowane (rys. 1.12).



Rysunek 1.13. System naciągowy Tenroc ([www.tenroc.se](http://www.tenroc.se)).

System Tenroc z powodzeniem wykorzystano do wzmocnień konstrukcji budynków i dźwigarów mostowych w Szwecji przez firmę Tenroc we współpracy ze szwedzkimi uniwersytetami i firmami budowlanymi. Aplikowano między innymi taśmy o szerokości 60 – 80 mm i grubości 1,2 – 1,4 mm naprężane siłami 65 – 100 kN.

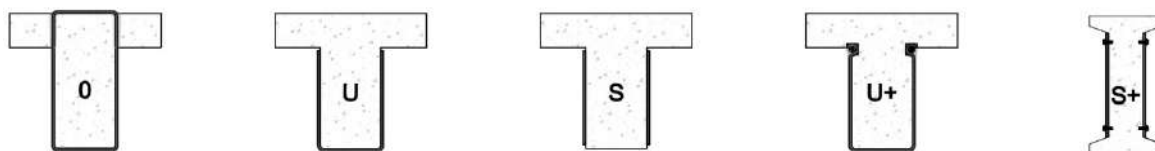


#### 1.6.4. Inne zastosowania kompozytów do wzmocnień konstrukcji

Poza opisanymi powyżej systemami czynnych wzmocnień zginanych elementów konstrukcyjnych, materiały kompozytowe znajdują również szerokie zastosowanie w innego rodzaju wzmocnieniach konstrukcji, zarówno żelbetowych jak i stalowych oraz murowanych. Przykłady tego typu zastosowań opisano poniżej.

##### Wzmocnienia elementów ścinanych

W analogiczny sposób jak w przypadku konstrukcji zginanych, wzmocnieniu poddać można również żelbetowe elementy ścinane. Kompozyty FRP pełnią w takim przypadku rolę zewnętrznego zbrojenia na ścinanie i biorą udział w przenoszeniu sił poprzecznych (Uji, 1992), (Triantafyllou, 1998), (Khalifa, Nanni, 2000), (Kamińska i inni, 2003a), (Teng i inni, 2003), (Czaderski, Motavalli, 2004), (Carolin, Täljsten, 2005a), (Pellegrino, Modena, 2006), (Barros i inni, 2007), (De Lorenzis, Teng, 2007), (Kotynia, 2011a). Podstawowe metody aplikacji zbrojenia kompozytowego są takie same jak podczas wzmacniania na zginanie - przyklejanie do zewnętrznej powierzchni (EBR) lub wklejanie w bruzdę w otulinie betonowej (NSM - opisanie poniżej).



Rysunek 1.14. Rodzaje wzmocnień na ścinanie przy użyciu kompozytów FRP (Barros, 2016).

Wzmocnienia te stosuje się najczęściej na bocznych powierzchniach belek żelbetowych w strefach przypodporowych. Ze względu na zróżnicowany kierunek naprężeń głównych w strefie ścinania, a także konieczność dopasowania kompozytu do kształtów wzmacnianej powierzchni (na przykład w przypadku belki o przekroju teowym) do wzmocnień na ścinanie najczęściej używa się wiotkich mat FRP aplikowanych metodą "na mokro", która pozwala na ułożenie włókien kompozytu w różnych kierunkach. Dodatkowo ze względu na mniejsze wymiary wzmacnianych powierzchni (w porównaniu do wzmocnień na zginanie) konieczne jest wykonywanie dodatkowych zakotwień zewnętrznego zbrojenia lub oplotów wokół całego obwodu wzmacnianego przekroju, co również wymusza zastosowanie mat zamiast sztywnych laminatów. Na rysunku 1.14 przedstawiono typowe konfiguracje kompozytowego zbrojenia na ścinanie na przykładzie belki o przekroju teowym. Należą do nich: oploty wokół całego przekroju (O), oploty wokół bocznych i dolnej powierzchni przekroju (U), instalacja tylko na bocznych powierzchniach (S), oraz aplikacje z dodatkowymi zakotwieniami końców kompozytów (U+ oraz S+). W przypadkach gdy wzmocnienie na ścinanie wykonywane jest w parze ze wzmocnieniem na zginanie, oploty z mat FRP (w konfiguracji typu "O" lub "U") stanowią jednocześnie dodatkowe zakotwienie i zabezpieczenie przed odspojeniem dla podłużnego, kompozytowego zbrojenia na zginanie. Przykładową aplikację wzmocnienia na ścinanie przedstawiono na rysunku 1.15.

Efektywność wzmocnienia na ścinanie jest zależna od wielu czynników, przede wszystkim od stopnia zbrojenia na ścinanie, wytrzymałości betonu, przyczepności i skuteczności zakotwienia końców zbrojenia kompozytowego, a także w dużym stopniu od smukłości strefy ścinania i skali wzmacnianego elementu. W szczególnych przypadkach możliwe jest jednak uzyskanie bardzo wysokiego przyrostu nośności na ścinanie w porównaniu do elementu nie wzmocnionego, sięgającego nawet ponad 200% (Kotynia, 2011a). Obliczeniowa analiza efektywności wzmocnienia jest bardzo złożonym zagadnieniem, nie mniej na dzień dzisiejszy dostępnych jest wiele sprawdzonych modeli

obliczeniowych (Chaallal i inni, 1998), (Triantafillou, Antonopoulos, 2000), (Chen, Teng, 2003), (Carolin, Täljsten, 2005b), (Kotynia, 2011a), (De Lorenzins, 2002), (Nanni i inni, 2004), Bianco i inni, 2009), (Rizzo, De Lorenzis, 2009), (Mari i inni, 2016) oraz zaleceń i norm (JSCE, 2000), (fib, 2001), (CNR, 2013), (ACI, 2017) pozwalających projektować wzmocnienia na ścinanie. Istotny wpływ na nośność na ścinanie ma również zastosowanie zbrojenia wewnętrznego wykonanego z kompozytów FRP (Kaszubska, 2018), (Kaszubska i inni, 2018).



Rysunek 1.15. Przykładowe instalacje wzmocnienia na ścinanie przy użyciu kompozytów FRP (Matthys, 2016).

### Wzmocnienia typu NSM

Metoda instalacji przypowierzchniowej (ang. *near surface mounting* – NSM) polega na wklejaniu wąskich laminatów FRP o przekroju prostokątnym (o szerokości od 10 do 20mm i grubości od 1,4 do 3,0 mm) lub okrągłym w bruzdę wykonaną w otulinie betonowej. Zapewnia to większą powierzchnię styku laminatu z zaprawą klejową i betonem w porównaniu do klasycznego sposobu przyklejania powierzchniowego, dzięki czemu laminat jest lepiej zabezpieczony przed odspojeniem, a także dodatkowo chroniony przed oddziaływaniem środowiska zewnętrznego (Kotynia, 2012). Możliwe jest również zastosowanie kompozytowych profili o przekroju teowym, co stanowi swoiste połączenie wzmocnienia typu NSM z metodą przyklejania powierzchniowego (Kotynia, Chołostiakow, 2015) (Rys. 1.16).

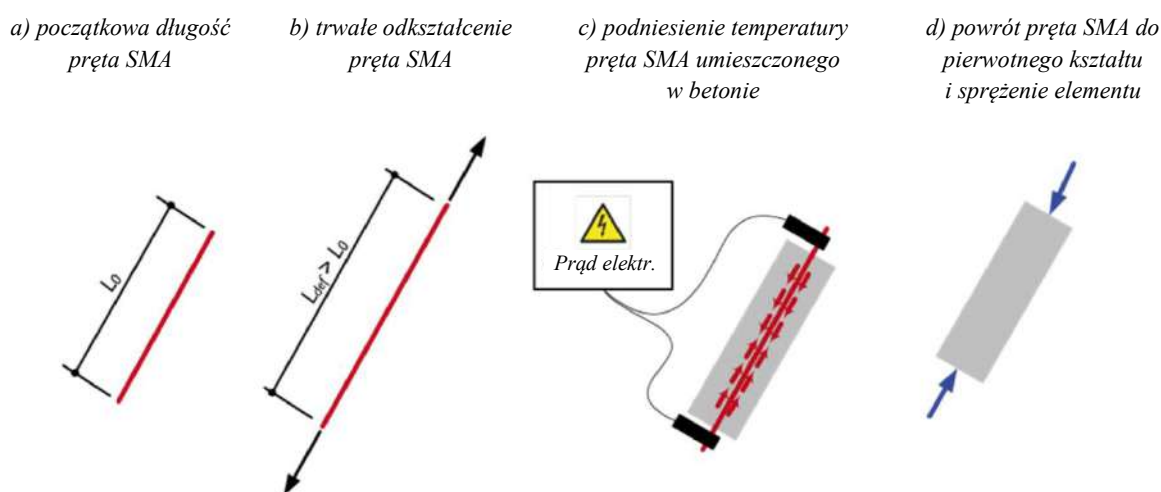


Rysunek 1.16. Przykład konstrukcji wzmocnionej przy pomocy taśm NSM.

Wzmocnienia typu NSM stosuje się głównie do wzmocniania biernych elementów zginanych, (Blaschko, Zilch, 1999), (De Lorenzins, Nanni 2001a), (El-Hacha, Rizkalla, 2004), (Barros, Fortes, 2005) (Barros, Kotynia, 2008) oraz wzmocniania na ścinanie (De Lorenzins, Nanni 2001b), (Barros, Dias 2006), (Kotynia, 2011). Możliwe jest także stosowanie naprężonych taśm NSM (Nordin, Täljsten,

2006). W ostatnich latach na Politechnice Łódzkiej prowadzono pionierskie badania na całkowicie niezależnym systemem sprężającym do taśm NSM do zastosowań na istniejących konstrukcjach żelbetowych. System ten opiera się całkowicie na urządzeniach umieszczanych w bruździe wykonanej w otulinie betonowej, w linii z naprężaną taśmą i nie wymaga dostępu do zewnętrznych powierzchni wzmocnianego elementu (Kotyńia, Lasek, 2014), (Przygocka i inni, 2015).

W tym miejscu warto również wspomnieć o badaniach nad zastosowaniem stopów z pamięcią kształtu (ang. *shape-memory alloys - SMA*) do aktywnych wzmocnień konstrukcji żelbetowych. Metoda ta polega na wprowadzeniu trwałych odkształceń w pręcie ze stopu SMA (poprzez mechaniczne rozciągnięcie), zespoleniu pręta ze wzmocnianym elementem żelbetowym (na przykład przez wklejenie metodą NSM), a następnie podniesienie temperatury pręta, co inicjuje odwrócenie wymuszonych uprzednio odkształceń (powrót do kształtu wyjściowego) i w efekcie przekazanie naprężeń ściskających do betonu, a więc jego sprężenie (Shahverdi i inni, 2015). Podniesienie temperatury pręta najczęściej osiąga się poprzez przyłożenie źródła napięcia do końców pręta i wywołanie przepływu prądu elektrycznego (rys. 1.17). Efekt pamięci kształtu powstaje na skutek przemiany martenzytycznej zachodzącej w stopie (Cladera i inni, 2014). W ostatnich latach w instytucie EMPA opracowano nowy rodzaj stopu z pamięcią kształtu, który w przeciwieństwie do klasycznych stopów SMA oparty jest na pierwiastku żelaza zamiast niklu, dzięki czemu jest wielokrotnie tańszy w produkcji i może być potencjalnie stosowany w budownictwie (Dong i inni, 2009), (Czaderski i inni, 2015). Prowadzono również badania nad zastosowaniem stopów SMA do tłumienia drgań konstrukcji z wykorzystaniem ich właściwości pozwalających na pochłanianie energii (Janke i inni, 2005), a także do wzmocniania obwodowego kolumn żelbetowych o różnych przekrojach (Shin, Andrawes, 2010), (Chen i inni, 2014).

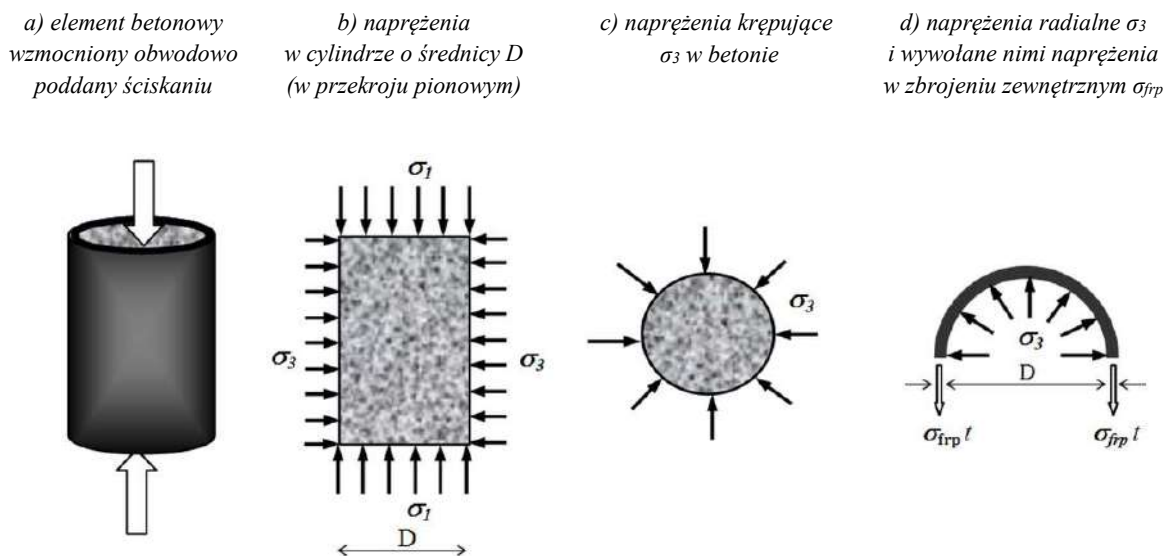


Rysunek 1.17. Schemat wykorzystania prętów SMA do sprężenia belki żelbetowej (Czaderski i inni, 2015)

### Wzmocnienie obwodowe

Kompozyty FRP znajdują również zastosowanie we wzmocnianiu obwodowym (angielska nazwa *confinement*) żelbetowych konstrukcji ściskanych, takich jak słupy lub filary mostowe. Wzmocnienie polega na wykonaniu opłotów na powierzchni betonu, w których włókna ułożone są w kierunku obwodowym. Rolą zbrojenia kompozytowego jest ograniczenie odkształceń w kierunku promieniowym w ściskanym przekroju betonowym, co powoduje że beton pracuje w trójosiowym stanie naprężeń. Wykonane w ten sposób skrzepowanie betonu zwiększa wytrzymałość konstrukcji na ściskanie (Triantafyllou, 2001), (Kamińska i inni, 2003b), (Lam, Teng, 2004).

Zasadę działania wzmocnienia obwodowego przedstawiono na rysunku 1.17. Dodatkowym efektem wzmocnienia jest znaczący wzrost odkształcalności konstrukcji. Wysoka wytrzymałość zewnętrznego zbrojenia kompozytowego w połączeniu z jego wysokimi odkształceniami granicznymi pozwala zapobiec gwałtownemu zniszczeniu skrępowanego przekroju oraz wyboczeniu prętów zbrojeniowych w momencie zmiężdżenia betonu.



Rysunek 1.18. Schemat przekazywania naprężeń na zbrojenie zewnętrzne w elemencie wzmocnionym obwodowo (Girgin, 2014).

Wzmocnienie obwodowe najczęściej wykonuje się poprzez szczelne owinięcie żelbetowego elementu kilkoma warstwami wiotkich mat aplikowanych metodą "na mokro" (Rys. 1.18). Do wzmocnień stosuje się wszystkie rodzaje wysokowytrzymałościowych włókien (węglowe, szklane, aramidowe, bazaltowe). W ostatnich latach prowadzono również badania nad zastosowaniem bardzo elastycznych włókien PET (Zhang i inni, 2016.), włókien naturalnych (Jirawattansomkul, 2015) a także gotowych laminatów opartych na matrycach termoplastycznych (posiadających możliwość dopasowania kształtu podczas wykonywania wzmocnienia) (Motavalli i inni, 2011). Istotnym aspektem prawidłowego wykonania wzmocnienia obwodowego jest zapewnienie zakotwienia dla końców kompozytowych oplotów, w celu uniknięcia przedwczesnego odspojenia od powierzchni betonu. Skuteczne zakotwienie osiąga się wykonując odpowiednio długie zakłady pomiędzy kolejnymi warstwami oplotów. Możliwe jest także stosowanie gotowych kompozytowych rur w roli szalunków już na etapie wznoszenia konstrukcji (Zhang i inni, 2015).

Wzmocnienia obwodowe często stosowane są w konstrukcjach narażonych na działania sejsmiczne, ponieważ zmniejszają podatność smukłych słupów na siły poprzeczne, a także pozwalają zwiększyć zdolność konstrukcji do pochłaniania energii pod działaniem obciążeń cyklicznych. (Promis, Ferrier, 2012), (Gu i inni, 2010). Oploty kompozytami FRP służą również do napraw elementów uszkodzonych mechanicznie lub na skutek działania pożaru, gdzie naruszona została ciągłość struktury betonu (Yaquub, Bailey, 2011). Innym zastosowaniem jest także dodatkowa ochrona żelbetu przed korozją i oddziaływaniami chemicznymi w środowiskach agresywnych (na przykład konstrukcje w środowisku morskim).

Wzmocnienie obwodowe charakteryzuje się bardzo wysoką efektywnością. Oploty z kompozytów FRP pozwalają zwiększyć wytrzymałość betonu na ścisłanie nawet o 200% oraz zapobiec zniszczeniu ściskanego przekroju nawet przy odkształceniach ściskających na poziomie powyżej 30% (Aire i inni, 2001), (Kaminska i inni, 2003b). Największa efektywność osiągnięta jest

przy wzmacnianiu elementów o przekroju okrągłym, co w oczywisty sposób wynika z równomiernego rozkładu naprężeń w zewnętrznym zbrojeniu (Al-Salloum, 2007). Obecność ostrych krawędzi w elementach o przekrojach prostokątnych prowadzi do koncentracji naprężeń i znacząco zmniejsza efektywność wzmocnienia. W takich przypadkach stosuje się metody modyfikacji geometrii przekroju, takie jak zwiększenie krzywizny narożników poprzez skucie otuliny betonowej, a także zaokrąglenie kształtu przekroju poprzez zastosowanie wkładek na bocznych powierzchniach betonu lub wypełnień z zapraw ekspansywnych (Pham i inni, 2013), (Herwig, Motavalli, 2012). Ostatnia z wymienionych metod skutkuje dodatkowo wstępnym naprężeniem zewnętrznego zbrojenia FRP, co w jeszcze większym stopniu zwiększa efektywność wzmocnienia (Yan, Pantelides, 2011). W literaturze istnieje kilka modeli obliczeniowych pozwalających wyznaczyć nośność betonu skrępowanego przy użyciu kompozytów FRP (Teng, Lam, 2004), (Yu i inni, 2010), (Wu, 2015), (De Lorenzis, Tepfers, 2003).



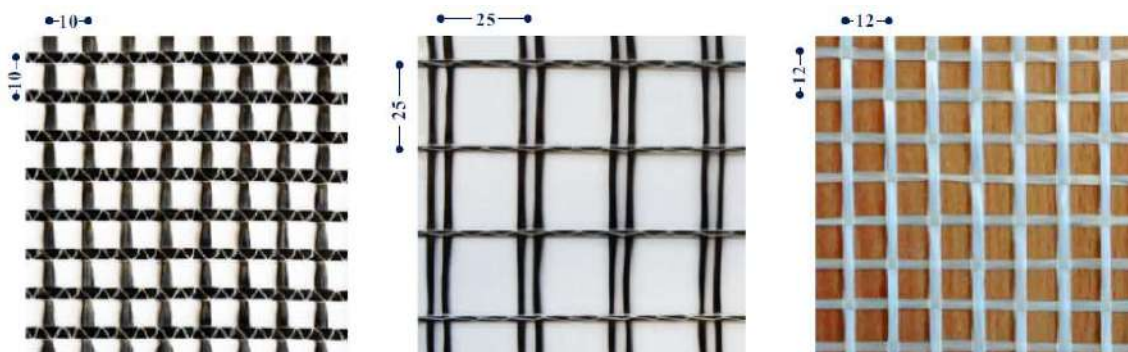
Rysunek 1.19. Przykłady wykonania wzmocnień obwodowych słupów żelbetowych (Alkhrdaji, 2015)

### Wzmocnienia kompozytami o matrycach cementowych

W ostatnich latach intensywnie rozwijane są technologie wzmocnień konstrukcji przy użyciu alternatywnego typu kompozytów, w których matryce organiczne (poliestrowe, epoksydowe itp.) zastąpione są matrycą cementową. Kompozyty te nazywane są w skrócie TRM (ang. *textile-reinforced mortars*) lub FRCM (ang. *fibre-reinforced cementitious mortars*). Jako matryce stosowane są zaprawy mineralne (najczęściej cementowe) z kruszywem o drobnym uziarnieniu, o właściwościach niskoskurczowych. Możliwe jest również użycie zapraw z dodatkiem rozproszonych włókien polimerowych, także nakładanych metodą natryskową (S&P, 2016). Element nośny kompozytu TRM, podobnie jak w materiałach typu FRP, stanowią wysokowytrzymałościowe włókna (węglowe, szklane, bazaltowe, a także PBO) (Triantafyllou, Papanicolaou, 2005), (Awani i inni, 2017). Nieliczne badania dotyczyły także zastosowania włókien naturalnych (Ghiassi i inni, 2015), (Olivito i inni, 2016). Włókna mają formę siatek, w których wiązki ułożone są ortogonalnie, w odstępach od około 10 do 60 mm. Stosunkowo duże odstępki są niezbędne dla prawidłowej impregnacji siatki zaprawą mineralną (Rys. 1.19).

Metoda aplikacji kompozytów TRM podobna jest do klasycznej metody układania kompozytów FRP na mokro. Matryca cementowa pełni podwójną rolę: zspala włókna i służy jednocześnie do związania z powierzchnią wzmacnianego elementu. Na przygotowane podłoże nanosi się pierwszą warstwę zaprawy, w którą następnie ręcznie wkleja się siatkę zbrojenia. Kolejne warstwy zbrojenia nakłada się na przemian z warstwami zaprawy. Możliwe jest wykonanie kompozytowego opartego na różnych rodzajach włókien w poszczególnych warstwach (Rys. 1.18). Wykorzystanie zapraw mineralnych w kompozytach TRM niesie za sobą szereg zalet, do których należą przede wszystkim znacznie niższy koszt w porównaniu z matrycami polimerowymi, oraz większa kompatybilności

z podłożem betonowym lub murowym zapewniająca efektywniejsze zespolenie Zaprawy mineralne, w przeciwieństwie do polimerowych, pozwalają także na transfer wilgoci przez wzmocnianą powierzchnię (nie zmniejszają oddychalności przegród) i mogą być aplikowane w warunkach podwyższonej wilgotności (Raouf i inni, 2017). Charakteryzują się także większą odpornością ogniową. Kompozyty FRP ulegają degradacji w temperaturze zeszklenia matrycy lub kleju ( $T_g$ ) już poniżej 80° C., podczas gdy wzmocnienia TRM pozostają wysoce efektywne w testach nawet w temperaturze 400° C. (Cerniauskas i inni, 2016). Wadą kompozytów TRM jest natomiast mniejsza zawartość włókien w porównaniu do kompozytów FRP, a zatem znacznie mniejsza wytrzymałość na rozciąganie oraz odkształcalność.



Rysunek 1.20. Przykładowe tkaniny stosowane w kompozytach TRM. Od lewej: włókna węglowe, bazaltowe oraz szklane (Raouf i inni, 2017).

Kompozyty TRM stosuje się do wzmocnień żelbetowych elementów na zginanie (Koutas, Bournas, 2016) oraz ścinanie (Triantafillou, Papanicolaou, 2006), a także do wzmocnień obwodowych elementów ściskaczych (Triantafillou i inni, 2006). Materiały te znajdują także szerokie zastosowanie we wzmocnianiu konstrukcji narażonych na obciążenia sejsmiczne, w szczególności słupów (Ombres, Verre, 2015) oraz elementów murowych poddanych ścinaniu (Koutas i inni, 2014) lub obciążeniom prostopadłym do ich płaszczyzny.



Rysunek 1.21. Przykładowe wykonanie wzmocnienia typu TRM z dwoma rodzajami włókien (Koutas, Bournas, 2016).

Badania laboratoryjne wskazują na wysoką efektywność wzmocnień przy użyciu materiałów TRM. W badaniach żelbetowych elementów zginanych zaobserwowano wzrost nośności przekraczający 100% (Al-Salloum i inni, 2012), natomiast w przypadku elementów ścinanych osiągnięto wzrost nośności nawet o 200% (Gonzalez-Libreros i inni, 2016). Wzmocnienia TRM projektuje się korzystając z rekomendacji amerykańskiego instytutu ACI (ACI, 2013) oraz innych modeli obliczeniowych dostępnych w literaturze (Triantafillou, Papanicolaou, 2006). Przykładową aplikację wzmocnienia TRM przedstawia rysunek 1.21.

## Wzmocnienia typu ETS

Metoda wzmocnień nazywana w skrócie ETS (ang. *embedded through section*) lub DE (ang. *deep embedment*) jest alternatywą dla standardowych metod wzmocnień elementów żelbetowych na ścinanie (opisanych powyżej). Polega ona na wklejaniu prętów zbrojeniowych wywiercone przez środek wzmacnianego przekroju (Rys. 1.22). Uzyskuje się w ten sposób dodatkowe zbrojenie poprzeczne w przekroju, co skutkuje wzrostem nośności na ścinanie.



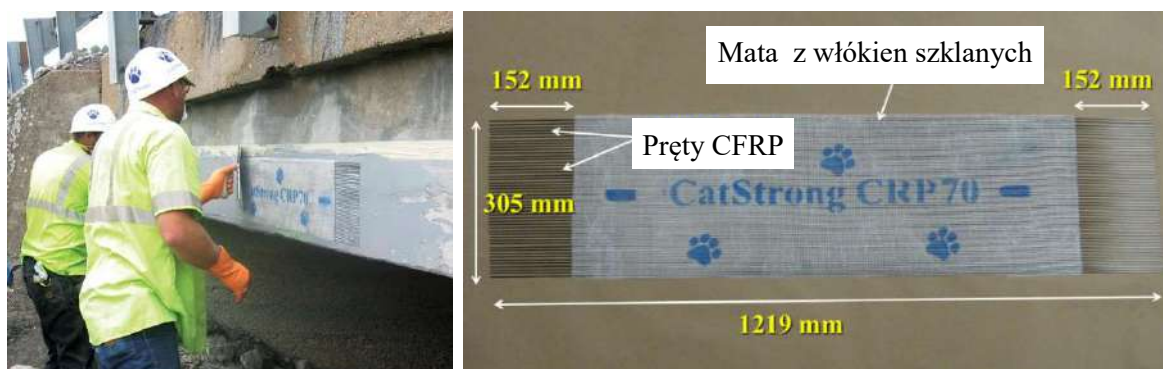
Rysunek 1.22. Schemat instalacji wzmocnienia typu ETS oraz przykładowa aplikacja (Racic i inni, 2016).

Wzmocnienia ETS wykonuje się wierząc otwory na wylot przez całą wysokość wzmacnianego elementu. Otwory mogą być pionowe, lub nachylone pod kątem do osi elementu, zgodnie z kierunkiem głównych naprężeń rozciągających (Racic i inni, 2016). W wywierconym otworze umieszcza się pręt zbrojeniowy wraz zaprawą klejową (najczęściej epoksydową), która zapewnia zespolenie z betonem na całej długości pręta. Powyższa metoda wzmocnień uważana jest za skuteczniejszą w porównaniu do zewnętrznych oplotów z mat FRP lub wklejania prętów przy powierzchni betonu metodą NSM, przede wszystkim ze względu na znacznie większą powierzchnię zespolenia zbrojenia z betonem (Valerio, 2009). Dzięki temu zbrojenie jest całkowicie zabezpieczone przed odspojeniem i nie wymaga żadnego dodatkowego zakotwienia, a także jest w bardzo dużym stopniu chronione przed oddziaływaniami środowiska zewnętrznego. Wzmocnienie ETS jest też łatwiejsze do wykonania w praktyce w istniejących elementach konstrukcyjnych, gdzie aplikacja standardowych oplotów z mat FRP wokół całego przekroju (typ O) jest zazwyczaj nie możliwe, a wykonanie częściowych oplotów (typ U) wymaga stosowania dodatkowego zakotwienia końców kompozytu.

## Maty z prętów o małej średnicy (Small-Diameter Strands)

Kolejny sposób stosowania kompozytów do wzmocnień zewnętrznych to technika oparta na prętach FRP o małej średnicy (ang. *small-diameter strands*). Metoda ta jest zbliżona do klasycznej techniki wet lay-up, przy czym zbrojenie stanowią pręty o średnicy 1 - 4 mm układane w stosunkowo dużych odstępach, co pozwalająca na ich impregnację żywicą i jednoczesne zespolenie ze wzmacnianym podłożem. Badania doświadczalne prowadzone nad tą technologią wykazały, że stosunek pola przekroju małych prętów do powierzchni kontaktu z matrycą żywiczną jest wystarczający do zapewnienia dostatecznej przyczepności, przy jednoczesnym wykorzystaniu wysokiej wytrzymałości na rozciąganie (Tabrizi i inni, 2017). Dzięki zastosowaniu dużych odstępów możliwe jest też łączenie kolejnych odcinków prętów poprzez ułożenie ich na zakład i związanie matrycą żywiczną. Zaletą techniki *small-diameter strands* jest dużo łatwiejsze wykonanie w porównaniu do mat układanych na mokro, przy jednoczesnym zachowaniu pewnej dowolności formowania kompozytu, której brak podczas stosowania gotowych laminatów.

Przykładem zastosowania techniki *small-diameter strands* jest system Cat-Strong (Harik, 2017) opracowany przez prof. K. Harrisa z Uniwersytetu Kentucky w USA. Podstawą systemu są płaskie wiązki krótkich prętów FRP o długości 1,2 m i szerokości 0,3 m, zespolone matą GRP dla łatwiejszego układania (rys. 1.23). Wzmocnienie wykonuje się układając kolejne odcinki wiązek na zakład, metodą analogiczną do wet lay-up, przy użyciu zaprawy klejowej o dużej gęstości. Zgodnie ze specyfikacją twórców systemu, zakład o długości 15 cm pozwala uzyskać pełną ciągłość w przekazywaniu naprężeń rozciągających między kolejnymi odcinkami prętów. W zależności od średnicy prętów kompozyt osiąga wytrzymałość na rozciąganie od 500 do 1350 MPa (CatStrong, 2012).



Rysunek 1.23. System wzmocnień CatStrong (Harik, 2017).

Powyższa metoda pozwala wykonywać wzmocnienia na bardzo dużych długościach przy jednoczesnej minimalizacji nakładów pracy. Dzięki aplikacji odcinkowej nie jest konieczne przygotowanie mat lub laminatów o określonej długości, aplikowanych w całości za jednym razem., jak ma to miejsce w przypadku klasycznych technik wzmocnień. Zaletą ta przynosi szczególne korzyści przy wzmocnieniach w pozycji sufitowej oraz w przypadku wzmocnień obiektów takich jak dźwigary mostowe, gdzie dostęp do wzmocnianej powierzchni jest utrudniony, a zastosowanie ciągłego kompozytu może być wręcz niemożliwe.



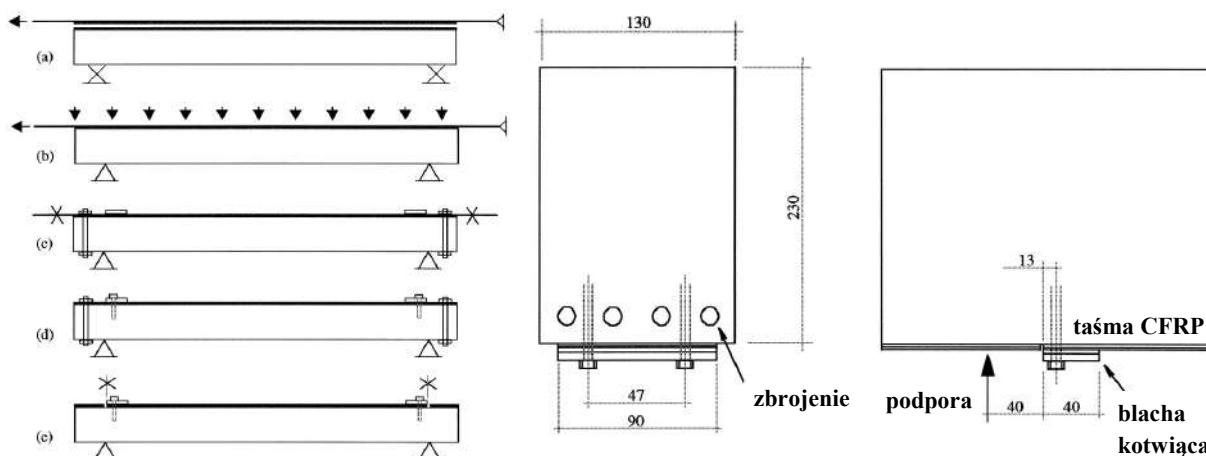
## 2. Stan wiedzy w dziedzinie badań doświadczalnych

W rozdziale tym przedstawiono przegląd wybranych programów badawczych dotyczących zarówno elementów żelbetowych jak i sprężonych, wzmocnionych na zginanie przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP. Analiza tych badań pozwoli zidentyfikować praktyczne problemy związane z technikami naprężania kompozytów, określić najczęściej występujące sposoby zniszczenia wzmocnianych elementów oraz skuteczność wzmocnień czynnych. Rezultaty prezentowanych badań poddano analizie porównawczej pod kątem wpływu poszczególnych parametrów na efektywność wzmocnienia, przedstawionej w rozdziale 2.4. W analizie tej ujęto zarówno stopień wzmocnienia, sposób zniszczenia jak i stopień wykorzystania wytrzymałości kompotu na rozciąganie.

### 2.1. Opis wybranych programów badawczych wzmocnionych elementów żelbetowych

#### 2.1.1. Badania Quantrill, Hollaway, 1998.

Jeden z pierwszych na skalę światową programów badawczych obejmujących elementy żelbetowe wzmocnione na zginanie przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych CFRP przeprowadził zespół Quantrill i Hollaway na Uniwersytecie w Surrey w Wielkiej Brytani w 1997 roku. Badaniu poddano dwie serie belek żelbetowych, w pierwszej serii znalazły się 4 elementy o przekroju 100 x 100 mm i rozpiętości 0,9 m (nazwy E1 – E4), natomiast w drugą serię stanowiły 4 belki o przekroju 130 x 230 mm i rozpiętości 2,1 m (P1 – P4). W każdej grupie jedna belka stanowiła element referencyjny (E1 i P1), jedną wzmocniono w sposób bierny (E2 i P2), a dwie wzmocniono przy użyciu wstępnie naprężonych kompozytów (E3, E4, P3, P4). Do naprężenia kompozytu zastosowano zewnętrzną ramę naciągową. Sekwencja wykonywania wzmocnienia czynnego polegała na wstępnym naprężeniu kompozytu na zewnętrznej ramie (a), przyklejeniu naprężonego kompozytu do powierzchni wzmocnianego elementu (b), montażu tymczasowych obejm zabezpieczających końce kompozytów przed odspojeniem i odcięciu taśmy od ramy naciągowej (c), montażu blach kotwiących mocowanych na śruby wklejone w podłoże (d) oraz demontażu tymczasowych obejm i ucięciu końców taśmy na zewnątrz blach kotwiących (e) – patrz rysunek 2.1. Belki wzmocniano w pozycji odwróconej, przyklejając taśmę do górnej powierzchni, po czym na etapie badania belki obracano do właściwej pozycji. Belki o mniejszym przekroju (E1 – E4) wzmocniono taśmami o przekroju 80 x 1,3 mm naprężonych do poziomu  $\epsilon_{fp} = 0,21 \epsilon_{fu}$  oraz  $\epsilon_{fp} = 0,34 \epsilon_{fu}$ , natomiast belki o większym przekroju (P1 – P4) wzmocniano czynnie taśmami o przekroju 90 x 1,3 mm naprężonych do poziomu  $\epsilon_{fp} = 0,36 \epsilon_{fu}$  oraz  $\epsilon_{fp} = 0,47 \epsilon_{fu}$ , przy czym podczas wykonywania wzmocnienia zaobserwowano straty siły sprężającej w taśmach osiągające od 3 do 22%.



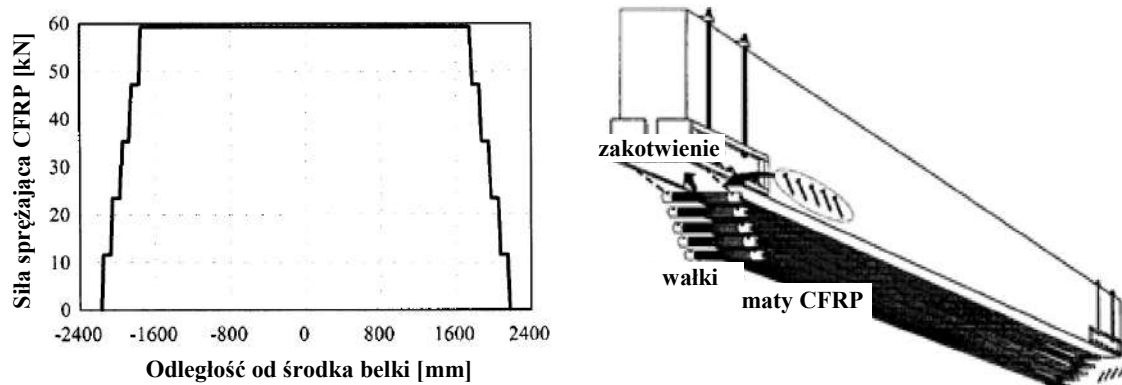
Rysunek 2.1 Sekwencja wzmocnienia belek oraz schemat zakotwienia kompozytu (Quantrill, Hollaway, 1998).

Elementy badano pod obciążeniem dwiema siłami skupionymi przy jednostajnym wzroście obciążenia aż do osiągnięcia zniszczenia. W pierwszej serii elementów badawczych element referencyjny (E1) uległ zniszczeniu przy obciążeniu 29,8 kN, element wzmocniony biernie (E2) uległ zniszczeniu przez zmiężdżenie betonu przy obciążeniu 68,8 kN, natomiast elementy wzmocnione czynnie uległy zniszczeniu na ścinanie pod obciążeniem 74 kN (E3) oraz 75,5 kN (E4). W drugiej serii elementów belka referencyjna (P1) uległa zniszczeniu pod obciążeniem 79,9 kN, belka wzmocniona biernie (P2) uległa zniszczeniu na ścinanie przy obciążeniu 125,6 kN, podobnie jak naprężona kompozytem o mniejszym stopniu sprężenia (P3), której zniszczenie nastąpiło przy obciążeniu 129,3 kN. Jedynie element wzmocniony czynnie kompozytem o wyższym stopniu wstępnego naprężenia (P4) uległ zniszczeniu na skutek uszkodzenia zakotwienia i odspojenia kompozytu przy obciążeniu 147,8 kN.

Pionierskie badania wykazały bardzo wysoką efektywność wzmocniania przy zastosowaniu naprężonych kompozytów CFRP, mimo iż sposoby zniszczenia belek świadczyły o niepełnym wykorzystaniu potencjału zbrojenia kompozytowego. Wzmocnienia typu biernego pozwoliły osiągnąć przyrost nośności odpowiednio o 131% (E2) i 57% (P2), podczas gdy wzmocnienia czynne skutkowały maksymalnym wzrostem nośności o odpowiednio 153% (E4) i 85% (P4). Wzmocnienia czynne skutkowały także wzrostem momentu rysującego nawet o odpowiednio 300% (E4) i 152% (P4) oraz wzrostem obciążenia powodującego uplastycznienie stali o 82% (E4) i 62% (P4). Znakomite wyniki badań dały początek wielu kolejnym programom badawczym w tematyce wzmocnień czynnych przy użyciu kompozytów FRP. Zespół Uniwersytetu w Surrey przeprowadził podobne badania na elementach o większej rozpiętości, stosując również zakotwienia taśmy pod podporą elementu (Garden, Holloway, 1998).

### 2.1.2. Badania Wight i inni, 2001.

Unikatowe podejście do sposobu aplikacji naprężonych kompozytów zaproponował zespół Wight, Green i Erki w badaniach przeprowadzanych w Royal Military College w Kanadzie w 2001 roku. Do wzmocnień zastosowano maty CFRP, które kotwiono poprzez nawinięcie końców maty na stalowe wałki i mechaniczny montaż wałków w gniazdach stalowych obejm przymocowanych do powierzchni wzmocnianego elementu. Naprężenie w matach wprowadzano za pomocą siłowników zamocowanych do zewnętrznych powierzchni wzmocnianych elementów. Belki wzmocniano aplikując kolejno 5 warstw mat, każdą warstwę przyklejając przy pomocy zaprawy klejowej na całej długości (rys. 2.2). Podczas naprężania mat obserwowano trudności odspajaniem się mat od podłoża pod wpływem naciągu, ze względu na nierówności podłoża. Problem niwelowano zapewniając docisk taśm do podłoża przez cały czas wiązania kleju (elementy wzmocniano w pozycji odwróconej)



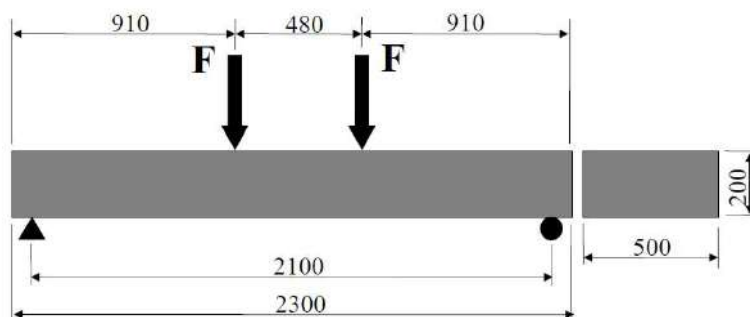
Rysunek 2.2. Schemat systemu wzmocnień przy użyciu naprężonych mat CFRP (Wight i inni, 2001).

Badaniu poddano serię 4 elementów oznaczonych symbolami A, B, C i D, o przekroju 300 x 575 mm i rozpiętości 5,0 m, z których jeden stanowił element referencyjny (A), jeden wzmocniono w sposób bierny (B), natomiast dwa pozostałe wzmocniono w sposób czynny, gdzie każda z warstw maty kompozytowej została wstępnie naprężona siłą 12 kN (C i D). Elementy badano pod obciążeniem dwiema siłami skupionymi. Belka referencyjna (A) uległa zniszczeniu na skutek uplastycznienia zbrojenia stalowego pod obciążeniem momentem zginającym 300 kNm, element wzmocniony biernie (B) uległ zniszczeniu na skutek odspojenia kompozytu wraz otuliną betonową pod obciążeniem 405 kNm, natomiast w elementach wzmocnionych czynnie doszło do zerwania zbrojenia kompozytowego pod obciążeniem 410 kNm (C) i 435 kNm (D).

Wyniki badań udowodniły że możliwe jest czynne wzmocnianie elementów żelbetowych przy użyciu mat CFRP oraz ich skutecznie zakotwienie. Wzmocnienie skutkowało wzrostem nośności o 34% w przypadku wzmocnienia biernego (B) oraz o 35 – 43% w przypadku wzmocnienia czynnego (C, D). Znikomy wpływ wstępnego naprężenia kompozytów na przyrost nośności w porównaniu do wzmocnienia biernego wynikał z niskiego stopnia ich sprężenia (na poziomie  $\varepsilon_{fp} = 1,7\text{‰}$ ), co było istotnym wnioskiem z badań. Mimo to nawet niewielki stopień wstępnego naprężenia kompozytów skutkowało wzrostem momentów rysujących o 106% (C i D) podczas gdy wzmocnienie biernie powodowało wzrost momentu rysującego jedynie o 23% (B).

### 2.1.3. Badania Stöcklin, Meier, 2003.

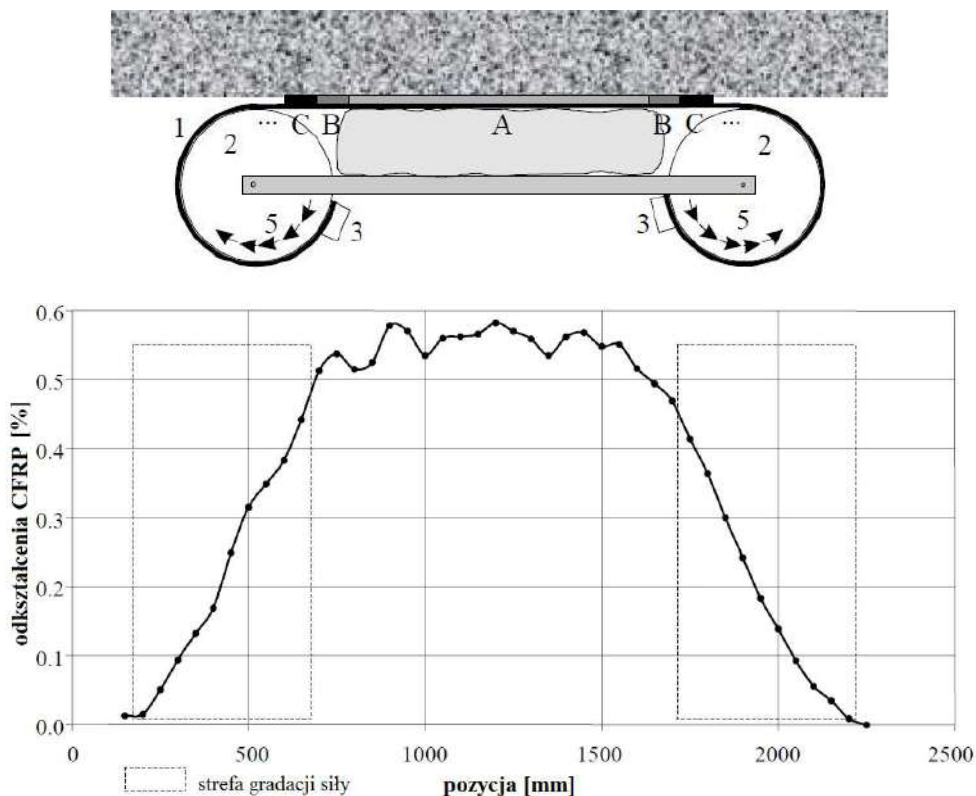
Zespół Stöcklin i Meier należał do prekursorów badań w zakresie wzmocniania konstrukcji żelbetowych z wykorzystaniem materiałów kompozytowych, zarówno aplikowanych sposobem biernym jak i czynnym. W 2003 roku zaprezentowano rezultaty pionierskich badań belek żelbetowych wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP aplikowanymi bezkotwową metodą gradientową, będący rozwinięciem wielu wcześniejszych prac (Meier, 1992), (Meier i inni, 1993), (Meier, 1995a). Przeprowadzone w szwajcarskim instytucie EMPA badania obejmowały 3 płyty żelbetowe o przekroju 500 x 220 mm i rozpiętości 2,3 m, w tym jeden element referencyjny, jeden wzmocniony biernie i jeden wzmocniony czynnie taśmami CFRP naprężonymi do poziomu  $\varepsilon_{fp}$  równego ok. 5,5‰ (rys 2.3).



Rysunek 2.3. Schemat i przekroje elementów badawczych (Stöcklin, Meier, 2003).

Gradient siły sprężającej w taśmach kompozytowych realizowano przy użyciu urządzenia opatentowanego w instytucie EMPA (patrz rozdz. 1.6.3). Schemat działania systemu oraz wykres osiągniętego gradientu siły sprężającej w taśmie CFRP przedstawiono na rysunku 2.4. Taśmy (1) naprężano przez obrót kół naciągowych (2), w których za pomocą zacisków (3) montowano końce taśm. Gradację siły otrzymywano poprzez stopniowe przyspieszanie wiązania zaprawy klejowej w kolejnych strefach (A, B, C...), oraz redukcję siły naprężającej poprzez cofanie obrotu kół naciągowych (5). Przyspieszone wiązanie kleju kontrolowano w procesie wzrostu temperatury w poduszce powietrznej przylegającej do taśmy sukcesywnie na odcinkach poszczególnych stref.

W rezultacie wykonano bardzo efektywną gradację siły sprężającej, od wartości ok. 50 kN w środkowej strefie taśmy do 0 kN na jej końcach, na odcinku o długości jedynie 500 mm (patrz wykres na rys. 2.4).



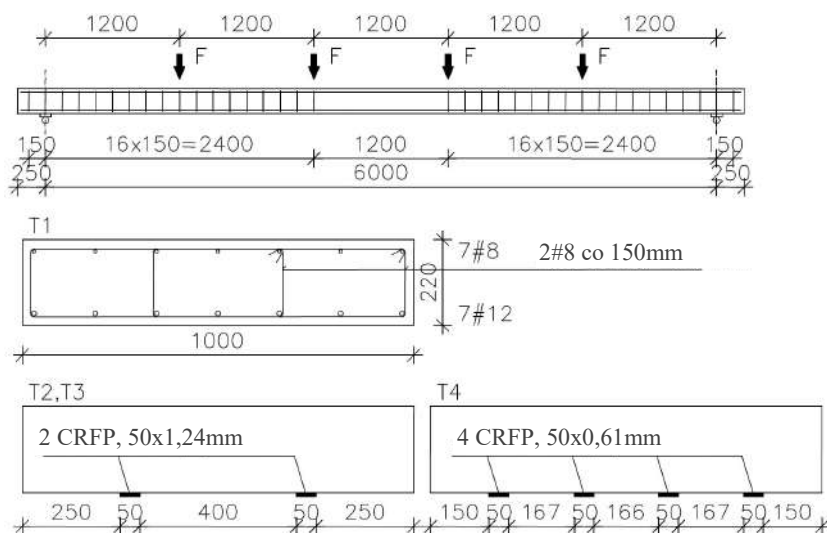
Rysunek 2.4. Schemat działania urządzenia do wzmocnień metodą gradientową oraz wykres odkształceń taśmy podczas wmacniania (Stöcklin, Meier, 2003).

Elementy obciążano 2 siłami skupionymi w rozstawie 0,48m. Belka referencyjna uległa zniszczeniu pod obciążeniem 66 kN, element wzmocniony biernie pod obciążeniem 127 kN, natomiast element wzmocniony czynnie pod obciążeniem 155 kN. Elementy wzmocnione uległy zniszczeniu na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu. Wyniki badań potwierdzają wysoką skuteczność techniki wzmocnień czynnych w porównaniu z biernymi, określoną przyrostami nośności wynoszącymi odpowiednio 92% i 135%. Podczas badań obserwowano również postępowanie rysowania belek. Badania wykazały że wzmocnienie biernie skutkowało jedynie 17% przyrostem momentu rysującego, natomiast wzmocnienie gradientowe aż 225% przyrostem momentu rysującego. Wzmocnienie czynne w wysokim stopniu pozwoliło również ograniczyć ugięcia badanej belki. Przy poziomie obciążenia odpowiadającym zniszczeniu elementu wzmocnionego biernie, belka wzmocniona czynnie wykazała o 60% mniejsze ugięcia. Badania jednoznacznie potwierdziły bardzo wysoką efektywność wzmocnień czynnych i dały początek dalszym pracom nad rozwojem metody gradientowej.

#### 2.1.4. Badania Kotynia i inni, 2005.

Kontynuację pionierskich badań prowadzonych w instytucie EMPA pod kierunkiem prof. Meiera stanowił program badawczy realizowany przy udziale prof. Renaty Kotyni w 2005 roku. Program badań obejmował 4 płyty żelbetowe (oznaczone T1 – T4) o przekroju 1000 x 220mm i rozpiętości 6,0 m, wśród których wyróżniono jeden element referencyjny (niewzmocniony – T1), jeden wzmocniony biernie (T2) oraz dwa wzmocnione czynnie, dwiema (T3) lub czterema (T4)

taśmami CFRP o różnym stopniu wstępnego naprężenia, na poziomie  $\varepsilon_{fp} = 0,35 \varepsilon_{fu}$  oraz u  $\varepsilon_{fp} = 0,43 \varepsilon_{fu}$ . W dwóch ostatnich elementach zastosowano taśmy o różnej grubości (0,61 mm lub 1,24 mm), jednak sumaryczne pole przekroju zbrojenia CFRP było w obu przypadkach jednakowe (rys 2.5). Podobnie jak w przypadku badań (Stöcklin, Meier, 2003) wzmocnienie czynne wykonano z zastosowaniem metody gradientowej, wykorzystując zewnętrzne koła naciągowe i system termicznego przyspieszania wiązania kleju poprzez oddziaływanie wysoką temperaturą.

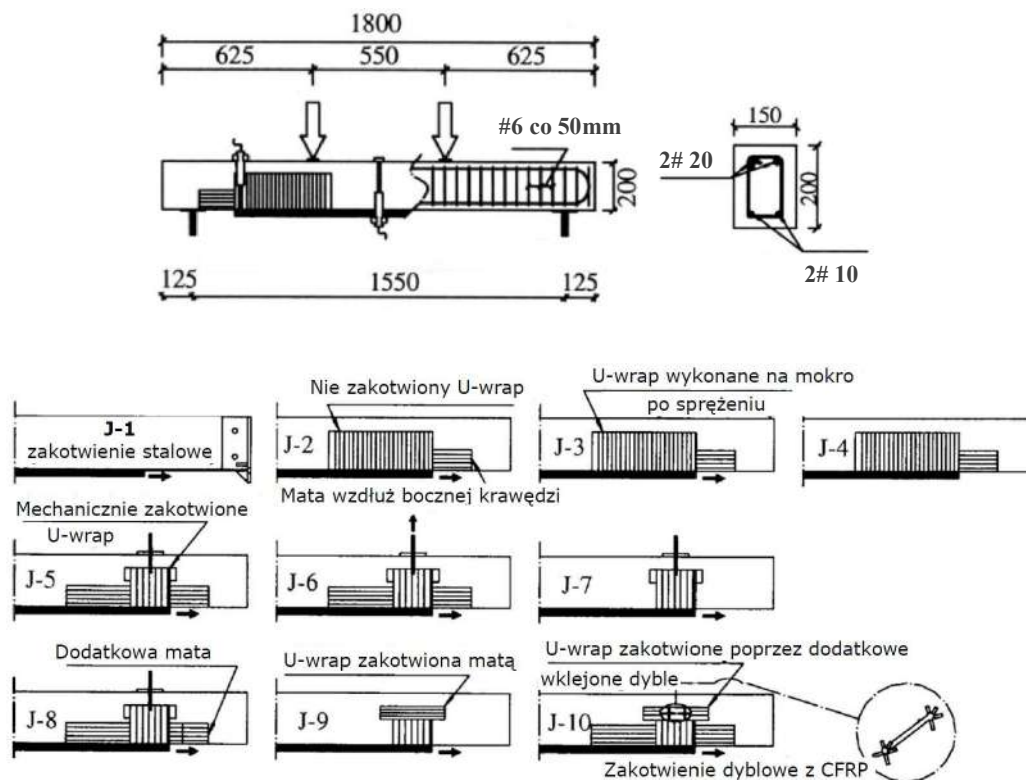


Rysunek 2.5. Schemat stanowiska badawczego, oraz przekroje elementów badawczych (Kotynia i inni, 2005).

Elementy obciążano 4 siłami skupionymi w rozstawie co 1,20 m. Płyta referencyjna (T1) osiągnęła nośność 99,2 kN, nośność elementu wzmocnionego biernie (T2) wyniosła 126,8 kN, natomiast elementy wzmocnione czynnie (T3, T4) przeniosły obciążenie równe odpowiednio 162 i 165 kN. Wyniki te potwierdziły zaobserwowaną wcześniej wysoką efektywność wzmocnienia czynnego przy użyciu metody gradientowej. Płyta wzmocniona biernie (T2) wykazała niższy przyrost nośności (28%) w porównaniu do elementów wzmocnionych czynnie (63 – T3, 65% – T4). Sposobem zniszczenia płyt T2 i T3 było odspojenie taśm kompozytowych, natomiast w przypadku elementu T4 osiągnięto zerwanie włókien kompozytu w środku rozpiętości, do którego doszło po uplastycznieniu zbrojenia zwykłego, a jeszcze przed zmiążdżeniem betonu w strefie ściskanej. Maksymalne odkształcenia taśm CFRP wyniosły w tym badaniu  $\varepsilon_{fu} = 15,67\%$ . Taki sposób zniszczenia potwierdził wysoką efektywność zastosowanej metody gradientowej jako zakotwienia naprężonej taśmy CFRP.

### 2.1.5. Badania Kim i inni, 2008a.

Program badań przeprowadzonych w kanadyjskim Royal Military College objął 10 belek żelbetonowych (oznaczenia J-1 – J-10) o przekroju 150 x 200 mm i rozpiętości 1,55 m, wzmocnionych przy użyciu naprężonych mat CFRP. Badano skuteczność zastosowania oplotów z mat CFRP w roli zakotwienia podłużnych, naprężonych mat kompozytowych. W tym celu wśród badanych belek wyróżniono jeden element referencyjny (J-1), wzmocniony przy użyciu klasycznego zakotwienia naprężonego kompozytu w postaci stalowych płyt kotwiących, podczas gdy pozostałe 9 elementów (J-2 – J-10) wzmocniono z zastosowaniem zakotwienia wykonanego w postaci oplotów z mat CFRP. W poszczególnych elementach zastosowano oploty typu U-wrap (J-2 – J-4), oploty z dodatkowymi kotwami mechanicznymi (J-5 – J-7) oraz oploty, których końce dodatkowo zabezpieczano podłużnymi pasami mat CFRP (J-8, J-9). W elemencie J-10 zastosowano również dodatkowe dyble wklejone w betonowe podłoże (rys 2.6).



Rysunek 2.6. Schemat stanowiska badawczego, oraz wybrane metody wzmocnienia elementów badawczych (Kim i inni, 2008a).

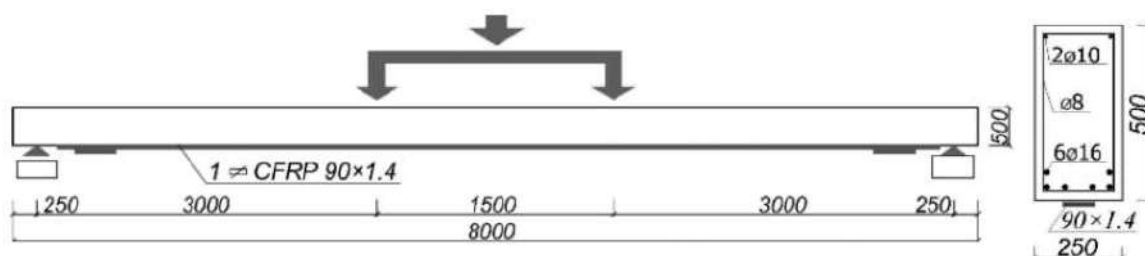
Badania wykazały niższą efektywność kompozytowych zakotwień w ujęciu poprawy nośności wzmocnianego elementu, w porównaniu do klasycznego zakotwienia mechanicznego przy użyciu metalowych płyt. Element referencyjny (J-1) uległ zniszczeniu pod obciążeniem 170 kN, podczas gdy pozostałe elementy niszczyły się pod obciążeniami od 84 kN (J-9) do 169 kN (J-6). Nośność elementu niewzmoczonego wyznaczono w obliczeniach numerycznych jako 60 kN. Wszystkie wzmocnione elementy ulegały zniszczeniu na skutek uszkodzenia zakotwień końców podłużnych mat CFRP.

Przyrost nośności na skutek wzmocnienia przy użyciu zakotwień kompozytowych stanowił od 22% (J-9) do 99% (J-6) przyrostu uzyskanego na skutek wzmocnienia standardowymi metodami (z zakotwieniem mechanicznym, J-1). Dużą przewagą systemów z kompozytowymi zakotwieniami okazała się natomiast odkształcalność wzmocnianych elementów. Uszkodzenie mechanicznego zakotwienia (w postaci stalowych płyt) skutkuje gwałtownym zniszczeniem, podczas gdy zniszczenie zakotwień kompozytowych następuje stopniowo. Kolejne włókna kompozytowych oplotów ulegają zniszczeniu w odstępach czasowych, co znacząco poprawia bezpieczeństwo konstrukcji w przypadku osiągnięcia obciążeń granicznych. Od momentu rozpoczęcia odspojenia zakotwienia kompozytowego do chwili całkowitego zniszczenia wzmocnionych elementów, ich ugięcia wzrastały średnio pięciokrotnie.

#### 2.1.6. Badania Kałuża, Ajdukiewicz, 2008.

Badania przeprowadzone na Politechnice Śląskiej objęły 6 belek żelbetowych (oznaczenia B1 – B6) o przekroju 250 x 500 mm i rozpiętości 8,0 m. Belki wzmocniano pojedynczymi taśmami CFRP o szerokości 90 mm i grubości 1,4 mm (rys. 2.7). Jako zakotwienie wykorzystywane były standardowe płyty stalowe mocowane do powierzchni betonu przy użyciu kotew. Celem badań było porównanie efektywności wzmocnień biernych z zakotwieniem lub bez oraz wzmocnień czynnych o różnym poziomie wstępnego naprężenia kompozytów. Element referencyjny stanowiła belka niewzmocniona

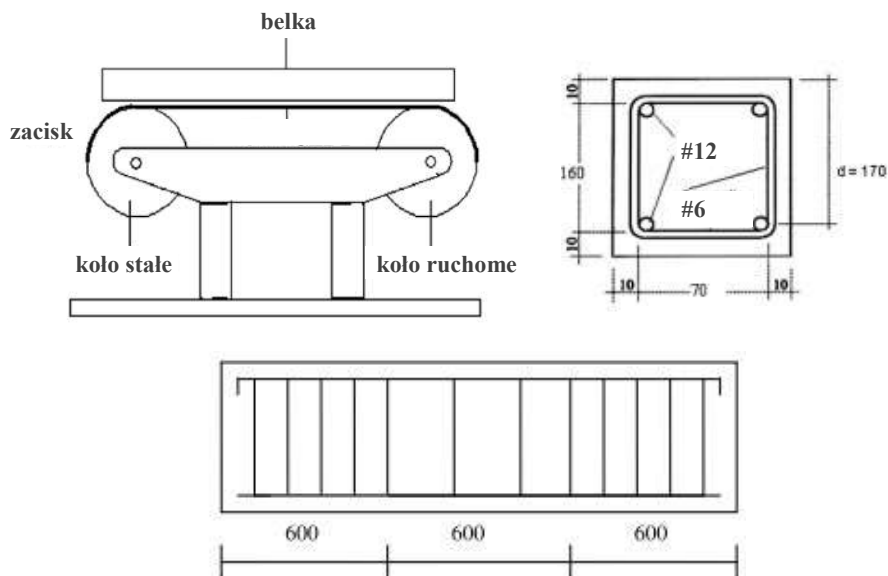
(B1). Dwa kolejne elementy wzmocniono sposobem biernym, z czego w jednym zastosowano kompozyt niezakotwiony (B2), a w drugim zakotwiony przy pomocy stalowych płyt (B3). Trzy kolejne elementy wzmocniono w sposób czynny, przy poziomach wstępnego naciągu kompozytowego zbrojenia  $\varepsilon_{fp}$  odpowiednio 3,0‰ (B4), 4,5‰ (B5) oraz 6,0‰ (B6).



Do zniszczenia wszystkich wzmocnionych belek doszło na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu. W belkach B3 – B6 dodatkowo nastąpiło wysunięcie kompozytu spod stalowych blach kotwiących, co uniemożliwiło uzyskanie zerwania taśm. Elementy wzmocnione w sposób bierny wykazały zbliżony przyrost nośności (31% – B2, 37% – B3). Obecność zakotwienia w belce B3 spowodowała jedynie mniej gwałtowny charakter zniszczenia w porównaniu do belki B2. Podobnie jak we wcześniejszych programach badawczych, doświadczenia potwierdziły znacznie wyższą efektywność wzmocnień czynnych. Przyrost nośności dla belek wzmocnionych czynnie wyniósł od 59% (B4) do 64% (B6). Różnice w poziomie wstępnego naprężenia miały stosunkowo niewielki wpływ na przyrost nośności, wpływały jednak znacząco na odkształcalność wzmocnionych belek. Moment rysujący w elementach wzmocnionych czynnie wzrósł odpowiednio o 100% (B4), 125% (B5) i 150% (B6) w porównaniu do elementu referencyjnego (B1). Obciążenie, przy którym badane elementy osiągały teoretyczne dopuszczalne ugięcia, ustalone jako 30 mm, wrosły od 13% (B4) do 31% (B6). Wzmocnienie czynne skutkowało także znacznym ograniczeniem zarysowania obciążanych belek. Pod obciążeniem odpowiadającym zniszczeniu elementu referencyjnego, elementy wzmocnione czynnie wykazały maksymalne rozwarście rys nawet o 57% mniejsze (B6) niż element referencyjny (B1).

### 2.1.7. Badania Murkherjee, Rai, 2009.

W 2009 roku przeprowadzono unikalne badania mające na celu doświadczalną weryfikację przydatności zastosowania naprężonych kompozytów CFRP do naprawy żelbetowych elementów zginanych, w których przekroczony został stan graniczny nośności. Badaniu poddano 5 żelbetowych belek (RB-0, RB-5, RB-10, RB-15, RB-20) o przekroju 90 x 180 mm i rozpiętości 1,5 m, które obciążano wstępnie aż do osiągnięcia uplastycznienia głównego zbrojenia rozciąganego, a następnie wzmocniano przy użyciu naprężonych taśm CFRP. Wzmocnienie aplikowano przy użyciu systemu opartego na niezależnych kołach naciągowych (nie mocowanych do wzmocnianego elementu) oraz z zastosowaniem zakotwień w postaci mat CFRP (rys. 2.8). Poszczególne elementy badawcze różniły się jedynie stopniem wstępnego naprężenia kompozytu, który wynosił odpowiednio 0% (RB-0), 5% (RB-5), 10% (RB-10), 15% (RB-15) oraz 20% (RB-20) wytrzymałości na rozciąganie taśm CFRP ( $f_{tu}$ ). Badanie podzielono na dwie fazy – w pierwszej fazie obciążano belki bez wzmocnienia, aż do momentu osiągnięcia uplastycznienia zbrojenia stalowego, po czym belki odciążano, wzmocniano i obciążano ponownie aż do chwili zniszczenia.



Rysunek 2.7. Schemat wzmacnienia oraz przekroje elementów badawczych (Murkherjee, Rai, 2009).

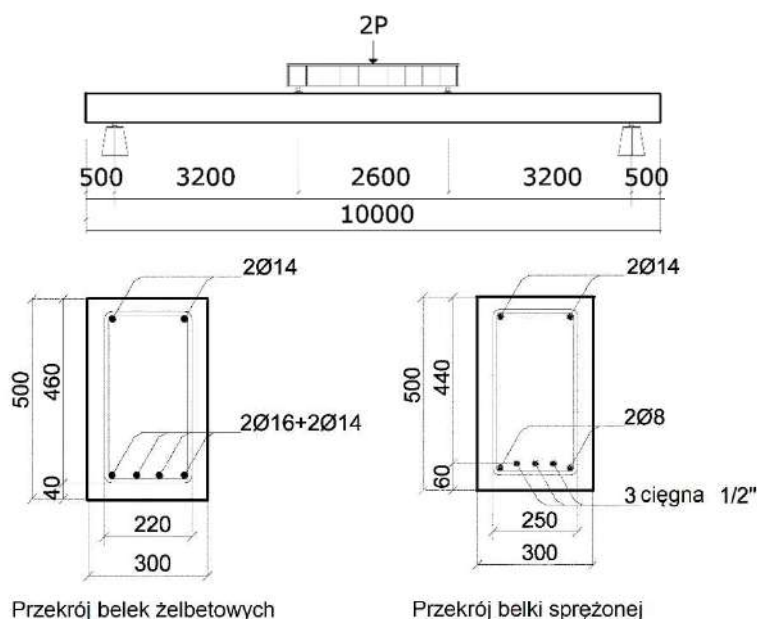
Belki obciążano dwiema siłami skupionymi w rozstawie 0,57 m. W pierwszej fazie badania elementy niewzmocnione doświadczały uplastycznienia stali zbrojeniowej pod obciążeniem od 62,5 kN do 68,25 kN. Obciążenia te odpowiadały ugięciom wynoszącym od 15,9 do 18,1 mm. Po wzmacnieniu naprężonymi taśmami CFRP i ponownym obciążeniu wszystkie elementy badawcze uległy zniszczeniu na skutek uszkodzeń zakotwień taśm. Obciążenia niszczące wyniosły od 100,1 kN (RB-5) do 115,0 kN (RB-20). Ugięcia elementu wzmacnionego biernie (RB-0) przy obciążeniu odpowiadającym nośności obliczeniowej (90 kN) wyniosły 21,1 mm, podczas gdy ugięcia elementu wzmacnionego taśmą naprężoną do poziomu 20%  $f_{tu}$  (RB-20) pod analogicznym obciążeniem wyniosły jedynie 9,8 mm.

Wyniki badań wykazały, że wzmacnienie przy użyciu naprężonych kompozytów pozwala skutecznie redukować trwałe odkształcenia powstałe na skutek wstępnego obciążania, całkowicie przywrócić sztywność elementu do stanu sprzed uplastycznienia zbrojenia, a także dodatkowo znacząco zwiększyć nośność wzmacnionych belek. Badane belki wykazały przyrost nośności na skutek wzmacnienia wynoszący od 50% (RB-0) do 68% (RB-20). Stopień wstępnego naprężenia kompozytów miał stosunkowo niewielki wpływ na przyrost nośności, natomiast znacząco wpływał na redukcję odkształceń wzmacnianych belek. Ugięcia belki wzmacnionej czynnie (RB-20) pod obciążeniem odpowiadającym nośności obliczeniowej były o 54% mniejsze niż w przypadku belki wzmacnionej biernie (RB-0). Dzięki zastosowaniu kompozytowych zakotwień naprężonych taśm osiągnięto także wysoką odkształcalność badanych elementów. Od momentu inicjacji odspojenia do całkowitego zniszczenia belek ich ugięcia wzrastały średnio dwukrotnie, aczkolwiek zakotwienie nie było na tyle skuteczne aby umożliwić zerwanie naprężonych taśm CFRP.

#### 2.1.8. Badania Pellegrino, Modena, 2009.

Włoski zespół zbadał 5 pełnowymiarowych dźwigarów żelbetowych (RC-C, RC-N, RC-EA, RC-PrEA) i sprężonych (PRC-PrEA), o przekroju prostokątnym 300 x 500 mm i rozpiętości 10,0 m. Wśród badanych belek jedna stanowiła element referencyjny (RC-C), dwie wzmacniono systemem biernym z zastosowaniem zakotwienia mechanicznego (RC-EA) lub bez (RC-N), natomiast dwie pozostałe wzmacniono przy użyciu naprężonych taśm CFRP kotwionych mechanicznie stalowymi blachami (RC-PrEA, PRC-PrEA).





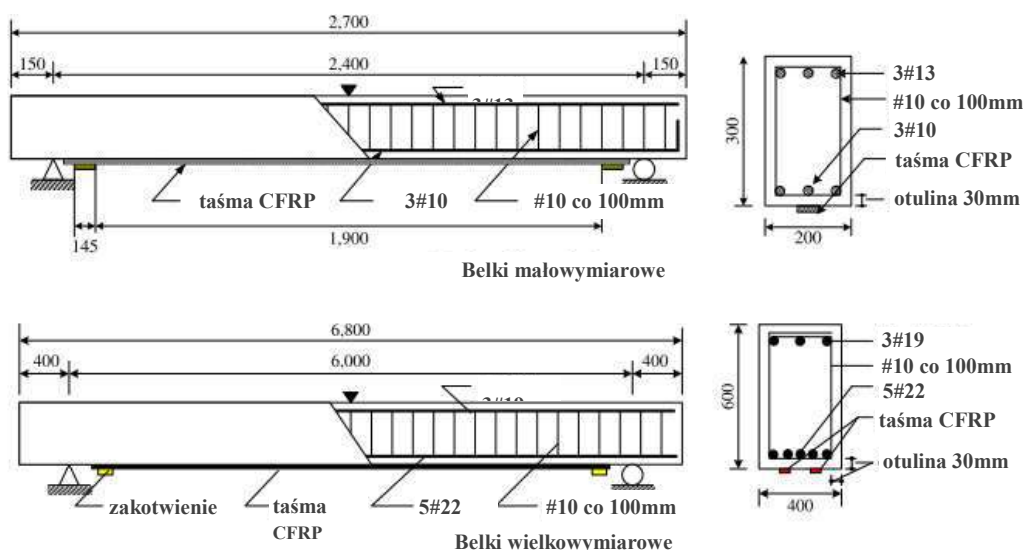
Rysunek 2.8. Schemat oraz przekroje elementów badawczych (Pellegrino, Modena, 2009).

Elementy badano pod obciążeniem dwiema siłami skupionymi w rozstawie 2,6 m (rys 2.9). Element referencyjny (RC-C) uległ zniszczeniu pod obciążeniem 72,1 kN, element wzmocniony biernie bez zakotwienia (RC-N) pod obciążeniem 98,0 kN, a element z zakotwieniem (RC-EA) pod obciążeniem 108 kN. Wśród elementów wzmocnionych czynnie element żelbetowy (RC-PrEA) przeniósł obciążenie 129,2 kN, a element sprężony (PRC-PrEA) obciążenie 206,1 kN. Oznacza to, że wzmocnienia biernie skutkowały wzrostem nośności od 36% (RC-N) do 50% (RC-EA), natomiast wzmocnienie czynne o 79% (RC-PrEA). W przypadku dźwigara sprężonego niemożliwa jest ocena efektywności ze względu na brak elementu referencyjnego sprężonego. Wzmocnienie czynne (RC-PrEA) skutkowało również znacznym wzrostem obciążenia rysującego, wynoszącym 200% oraz ograniczeniem ugięć o 38% pod obciążeniem niszczącym, w porównaniu do elementu referencyjnego (RC-C). Zaobserwowane schematy zniszczenia wzmocnionych belek to odspojenie końca taśmy (ED) w przypadku belki wzmocnionej biernie bez użycia mechanicznego zakotwienia (RC-N) oraz odspojenie taśmy zainicjowane w środku rozpiętości elementu (ICD) a następnie wysunięcie końców taśm z zakotwienia mechanicznego w pozostałych przypadkach (RC-EA, RC-PrEA).

### 2.1.9. Badania You i inni, 2012.

Badania przeprowadzone przez koreański zespół w 2012 roku miały na celu dokładne określenie wpływu stopnia wstępnego naprężenia kompozytów na efektywność wzmocnienia w znaczeniu przyrostu nośności oraz ograniczenia odkształceń konstrukcji. W ramach programu badawczego testom poddano 8 belek małowymiarowych, o przekroju 200 x 300 mm i rozpiętość 2,4 m (Control-1, NFCB1, NFCBW2, PFCB1-0R, PFCB1-2R, PFCB1-4R, PFCB1-6R, PFCB1-7R), oraz 2 wielkowymiarowe, o przekroju 400 x 600 mm i rozpiętości 6,0 m (Control-2, PFCB2-5R) (rys. 2.10). Wśród badanych belek małowymiarowych wyróżniono jeden element referencyjny (Control-1), dwa elementy wzmocnione taśmami biernymi bez zakotwienia (NFCB1, NFCBW2), jeden wzmocniony biernie z zastosowaniem zakotwienia końców taśmy (PFCB1-0R) oraz cztery elementy wzmocnione taśmami naprężonymi z mechanicznym zakotwieniem końców taśm (PFCB1-2R – PFCB1-7R). Poziom wstępnego naprężenia taśm w poszczególnych belkach wyniósł kolejno 20%, 40%, 60% oraz 70% wytrzymałości taśm CFRP na rozciąganie ( $f_{tu}$ ) (odpowiednio do oznaczeń 2R – 7R). Wśród belek wielkowymiarowych jedna stanowiła element referencyjny

(Control-2), natomiast drugą wzmocniono czynnie taśmami CFRP naprężonymi do poziomu 50%  $f_{fu}$ , z zastosowaniem mechanicznego zakotwienia (PFCB2-5R).



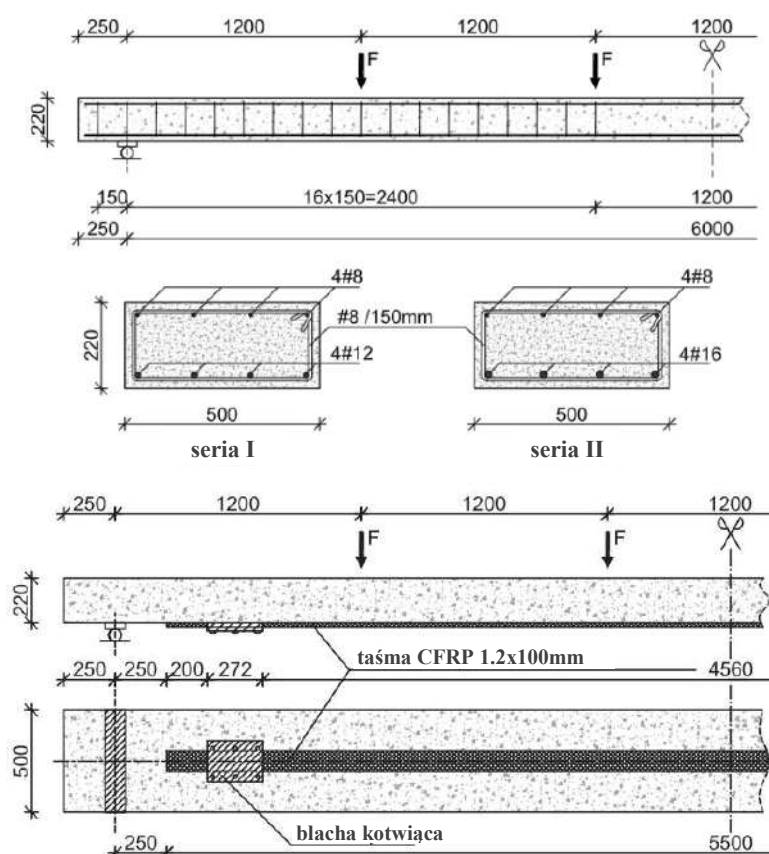
Rysunek 2.9. Zbrojenie oraz przekroje elementów badawczych (You i inni, 2012).

Belki badano pod obciążeniem jedną siłą skupioną w środku rozpiętości. Wyniki badań wykazały wysoką efektywność wzmocnień, jednak podobnie jak poprzednie programy badawcze, potwierdziły stosunkowo niewielki wpływ stopnia wstępnego naprężenia kompozytów na przyrost nośności badanych elementów. Wzmocnienie bierne bez zakotwień skutkowało przyrostem nośności od 50% (NFCB1) do 88% (NFCBW2), wzmocnienie bierne z zakotwieniami dało przyrost nośności o 136% (PFCB1-0R), natomiast wzmocnienia czynne powodowały przyrost nośności od 139% (PFCB-2R) do 145% (PFCB1-7R). Zanotowano natomiast znacznie większy wpływ na warunki użytkowalności konstrukcji. Wzmocnienie bierne powodowało przyrost obciążeń rysujących o 32% oraz obciążeń powodujących uplastycznienie zbrojenia stalowego o 35% (PFCB1-0R), podczas gdy wzmocnienie czynne skutkowało wzrostem obciążeń rysujących od 45% przy najmniejszym stopniu wstępnego naprężenia kompozytu (PFCB1-2R) aż do 235% przy najwyższym stopniu wstępnego naprężenia (PFCB1-7R). Obciążenia wywołujące uplastycznienie zbrojenia stalowego wzrosły w elementach wzmocnionych czynnie odpowiednio od 78% (PFCB1-2R) do 180% (PFCB1-7R). W przypadku belki wzmocnionej kompozytem naprężonym do poziomu 70%  $f_{fu}$  (PFCB1-7R) zniszczenie przebiegało jednak bardzo gwałtownie, było spowodowane zerwaniem włókien kompozytu i nie było sygnalizowane wcześniejszym odspojeniem taśmy od powierzchni betonu, jak miało to miejsce w przypadku wszystkich pozostałych elementów. Zaleceniem autorów badań było aby za maksymalny dopuszczalny poziom wstępnego naprężenia kompozytów CFRP ograniczyć do 50%  $f_{fu}$  w celu uniknięcia przedwczesnego zerwania włókien zbrojenia kompozytowego.

#### 2.1.10. Badania Lasek, 2016.

Kompleksowy program badań zrealizowany w laboratorium Politechniki Łódzkiej miał na celu ocenę zależności efektywności wzmocnienia czynnego od czynników takich jak: stopień zbrojenia stalowego, obecność zakotwienia końców kompozytu, obecności kleju na całej długości kompozytu oraz wyętnienie elementu w momencie wzmacniania. Badania objęły 7 płyt żelbetowych (B12-asp, B12-sp, B12-asp-e, B12-sp-e, B12-a, B16-asp, B16-asp-e) o przekroju 500 x 220 mm i rozpiętości 6,0 m. Płyty wzmacniano przy użyciu pojedynczych naprężonych taśm CFRP (rys. 2.11). Wśród badanych płyt wyróżniono elementy o dwóch różnych stopniach zbrojenia stalowego (seria I – płyty oznaczone B12 i seria II – płyty oznaczone B16), elementy wzmocnione taśmami przyklejonymi na

całej długości oraz taśmami nieprzyklejonymi (oznaczenie „-a” lub jego brak), elementy wzmocnione pod obciążeniem ciężarem własnym stanowiącym 25% nośności elementu niewzmocnionego (brak oznaczenia „-e”) oraz elementy wzmocnione pod wysokim obciążeniem (76% nośności elementu niewzmocnionego) (oznaczenie „-e”), a także elementy wzmocnione z zastosowaniem mechanicznego zakotwienia (oznaczenie „-sp”) oraz jeden element wzmocniony bezkrotnowo, z jednostopniową gradacją siły sprężającej na końcach taśmy (B12-a). Belki badano pod obciążeniem 4 siłami skupionymi. Nośność belek niewzmocnionych wyznaczono obliczeniowo i wyniosła 26 kN oraz 44 kN (odpowiednio dla serii I i serii II).



Rysunek 2.10. Zbrojenie oraz schemat wzmocnienia elementów badawczych (Kotynia i inni, 2014).

Podstawowym badanym parametrem był stopień wyężenia konstrukcji podczas wzmocnienia (25% lub 76% nośności elementu referencyjnego). Badania wykazały, że wzmocnianie czynne jest równie efektywne w przypadku konstrukcji mocno wyężonych przed wzmocnieniem jak i niewyężonych. Elementy wzmocniane pod ciężarem własnym wykazały przyrost nośności od 69% (B16-asp) do 121% (B12-asp) w porównaniu do nośności elementu niewzmocnionego, natomiast odpowiadające im elementy silnie wyężone osiągnęły przyrost nośności od 64% (B16-asp-e) do 88% (B12-asp-e). W drugim przypadku przyrosty nośności były nieco niższe, jednak stanowiło to niewielką różnicę, biorąc pod uwagę tak wysoki stopień wyężenia przed wzmocnieniem.

Analiza wpływu obecności zaprawy klejowej na całej długości kompozytu na efektywność wzmocnienia wykazały znaczącą wagę tego parametru. Wzmocnione elementy, w których taśmy kompozytowe były przyklejone na całej długości wykazały większy przyrost nośności, wynoszący od 64% (B16-asp-e) do 121% (B12-asp) w porównaniu do elementów wzmocnionych taśmami nieprzyklejonymi, dla których przyrosty nośności wyniosły od 75% (B12-sp-e) do 97% (B12-sp). Zaobserwowano również znacznie lepsze wykorzystanie wytrzymałości kompozytu na rozciąganie. W elementach wzmocnionych taśmą przyklejoną do jej odspojenia dochodziło przy naprężeniach

w taśmie na poziomie  $69 - 87\% f_{fu}$ , podczas gdy elementy wzmocnione taśmami bez zaprawy klejowej niszczyły się na skutek wysunięcia końców taśm z zakotwienia przy naprężeniach na poziomie  $56 - 68\% f_{fu}$ .

W przypadku elementu wzmocnionego naprężoną taśmą CFRP bez mechanicznego zakotwienia (B12-a), na końcach taśmy wykonano jednostopniową gradację siły sprężającej, a końcowe odcinki taśmy o długości 1,0 m przyklejono bez naprężenia. Metoda wzmocnienia okazała się skuteczna, w rezultacie osiągnięto przyrost nośności o 95%, aczkolwiek zniszczenie na skutek odspojenia kompozytu było bardzo gwałtowne. Zdaniem autorów badań optymalny poziom wstępnego naprężenia kompozytu, pozwalający uniknąć nagłego, przedwczesnego odspojenia od powierzchni betonu wynosi  $70\% f_{fu}$ . Rezultaty powyższych badań opracowano bardzo szczegółowo w pracy doktorskiej dr. K. Laska, której były przedmiotem (Lasek, 2016).

### 2.1.11. Wnioski z przeglądu badań wzmocnionych elementów żelbetowych

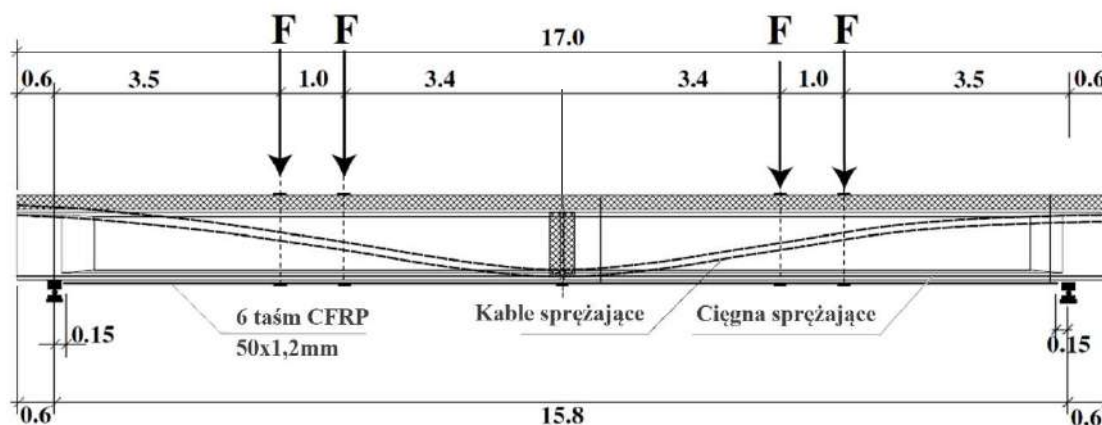
Przywołane programy badawcze pozwalają wyodrębnić szereg obserwacji i wniosków potwierdzonych w większości przeprowadzonych badań. Poniżej przedstawiono najważniejsze wnioski z przytoczonych badań obejmujących wzmocnienia czynne elementów żelbetowych:

- W każdym z przeprowadzonych programów badawczych analiza porównawcza wyników wykazała wyższą efektywność wzmocnień na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonego zbrojenia kompozytowego w porównaniu do wzmocnień typu biernego. W elementach żelbetowych obserwowano wzrost nośności po wzmocnieniu nawet o 169% (You i inni, 2012), również w przypadku elementów silnie wyciężonych przed wzmocnieniem (Lasek, 2016)
- W ujęciu ograniczenia ugięć i odkształceń wzmacnianych elementów skuteczne okazywały się jedynie wzmocnienia typu czynnego. Stosując naprężone kompozyty CFRP możliwe było zwiększenie obciążeń rysujących aż o 235% (You i inni, 2012), a także redukcja maksymalnych ugięć o 38% (Pellegrino, Modena, 2009);
- Do zniszczenia wzmocnionych elementów najczęściej dochodziło na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu. Jedynie obecność skutecznego zakotwienia końców naprężonego kompozytu pozwala zabezpieczyć przed przedwczesnym zniszczeniem elementu i w pełni wykorzystać nośność zbrojenia CFRP. Oznaką pełnego wykorzystania nośności jest zniszczenie na skutek zerwania naprężonych taśm CFRP. Skuteczne zakotwienie może być realizowane zarówno w sposób mechaniczny (Wight i inni, 2001), (YOu i inni, 2012) jak i metodą gradientową (Kotynia i inni, 2005).
- Na podstawie obserwacji momentów inicjacji odspojenia zbrojenia kompozytowego od powierzchni betonu oraz towarzyszących temu odkształceń w taśmach CFRP autorzy określali optymalny poziom wstępnego sprężenia kompozytu na około 50 – 70% jego wytrzymałości na rozciąganie ( $f_{fu}$ ) (You i inni, 2012), (Kotynia i inni, 2014);
- Zastosowanie zakotwienia końców podłużnego zbrojenia kompozytowego w postaci oplotów z mat kompozytowych pozwala zachować większą odkształcalność wzmocnionego elementu w przypadku osiągnięcia granicznych obciążeń, mimo niższej efektywności w porównaniu do wzmocnień z zakotwieniem mechanicznym (w ujęciu przyrostu nośności). W niektórych przypadkach od momentu inicjacji zniszczenia kompozytowego zakotwienia do momentu jego całkowitego zerwania ugięcia badanego elementu wzrastały nawet 5-krotnie (Kim i inni, 2008a). Mimo to zakotwienie takie jest nieskuteczne z punktu widzenia wykorzystania nośności zbrojenia CFRP na rozciąganie.

## 2.2. Opis wybranych programów badawczych wzmocnionych elementów sprężonych

### 2.2.1. Badania Czaderski, Motavalli, 2007.

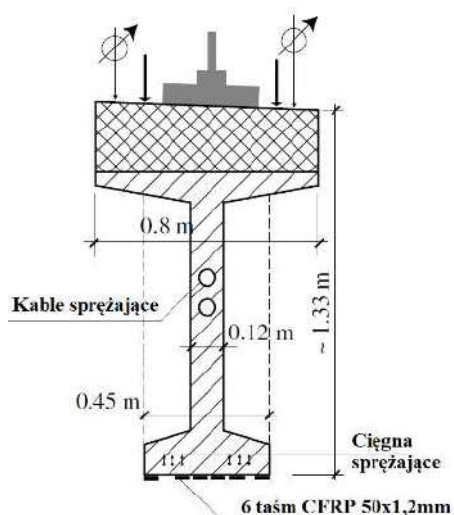
Jedne z pionierskich programów badawczych dotyczących wzmocniania wielkowymiarowych elementów sprężonych, który był bezpośrednią motywacją do napisania tej pracy, stanowiły badania pod kierunkiem Christopha Czaderskiego w instytucie EMPA. Unikalne w swojej naturze badania obejmowały 5 rzeczywistych dźwigarów mostowych odzyskanych z rozbiórki mostu „Viadotto delle Cantine a Capolago” w południowej Szwajcarii.



Rysunek 2.11. Schemat statyczny elementów badawczych (Czaderski, Motavalli, 2007).

Spośród 5 dźwigarów sprężonych o rozpiętości 15,8 m i wysokości przekroju 1,3 m trzy wykorzystano do badań efektywności wzmocnień na zginanie (rys. 2.12), a dwa pozostałe wykorzystano do badań materiałowych. Wśród trzech dźwigarów poddanych badaniom niszczącym wyróżniono jeden element referencyjny (niewzmocniony – No.3), jeden wzmocniony w sposób bierny taśmami CFRP (No.4) oraz jeden wzmocniony taśmami naprężonymi (No.2). Do wzmocnienia każdego z dźwigarów wykorzystano 6 taśm CFRP o szerokości 50 mm i grubości 1,2 mm (rys. 2.13). W przypadku dźwigara wzmocnionego czynnie, do wykonania wzmocnienia wykorzystano metodę gradientową, przy czym stopień wstępnego naprężenia taśm wynosił  $50\% f_{tu}$ .

Dźwigary badano pod obciążeniem czterema siłami skupionymi w rozstawie 1,0 m, 6,8 m i 1,0 m. Wyniki badań wykazały, że nośność dźwigara referencyjnego (No.3) wynosiła 352kN, podczas gdy element wzmocniony biernie (No.4) przeniósł obciążenie równe 435kN, a wzmocniony czynnie (No.2) aż 511kN. Oznaczało to, że wzmocnienia skutkowały odpowiednio 24% (No.4) i 45% (No.2) wzrostem nośności. Dźwigar wzmocniony czynnie zniszczył się na skutek odspojenia naprężonych taśm CFRP, przy czym maksymalne odkształcenia zarejestrowane w kompozycie wyniosły 13,8‰, co stanowiło 82% odkształceń granicznych  $\varepsilon_{fu}$ . Wzmocnienie skutkowało również znaczącym ograniczeniem odkształceń dźwigara. Przy tym samym poziomie obciążenia ( $F = 300$  kN) odkształcenia betonu w dźwigarze wzmocnionym w sposób bierny (No.4) były mniejsze o ponad 25% w porównaniu do elementu referencyjnego (No.3), a w przypadku dźwigara wzmocnionego w sposób czynny (No.2) aż o 50% mniejsze – zarówno w strefie rozciągania jak i ściskania betonu. Jednocześnie, przy obciążeniu odpowiadającym zniszczeniu dźwigara referencyjnego, dźwigar wzmocniony czynnie (No.2) wykazał o 60% mniejsze ugięcie niż dźwigar referencyjny (No.3).



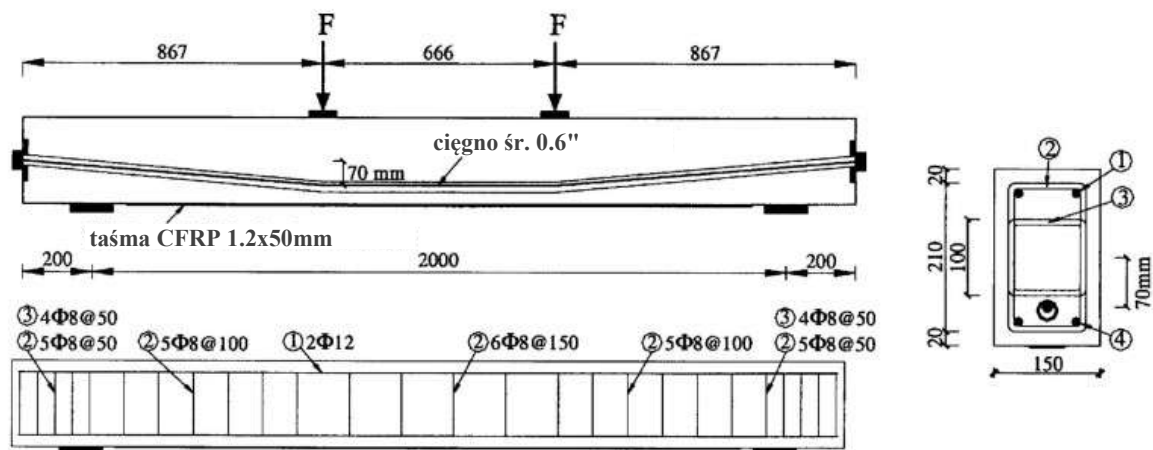
Rysunek 2.12. Przekrój elementów badawczych oraz widok stanowiska (Czaderski, Motavalli, 2007).

Badania szwajcarskiego zespołu udowodniły, że wzmacnianie rzeczywistych dźwigarów mostowych przy użyciu taśm kompozytowych jest nie tylko możliwe, ale i wysoce efektywne. Aplikując stosunkowo niewielką ilość zewnętrznego zbrojenia kompozytowego (dopowiadającą stopniowi zbrojenia kompozytowego  $\rho_f = 0,06\%$ ) możliwe było zwiększenie nośności kablobetonowego dźwigara o 45% przy jednoczesnym znacznym ograniczeniu odkształceń betonu (o 50%) i ugięć konstrukcji (o 60%). Autorzy podkreślili, że gradientowa metoda wzmocnień czynnych wymaga dalszych badań w celu udoskonalenia parametrów i lokalizacji zakotwienia oraz pełnego zrozumienia zjawisk odspojenia takich zakotwień.

### 2.2.2. Badania Aram i inni, 2008.

Badania przeprowadzone w instytucie EMPA obejmowały elementy sprężone wzmocnione metodą gradientową. Zbadano 4 belki kablobetonowe (oznaczenia Pb-1 – Pb-4) o przekroju prostokątnym 150 x 250 mm i rozpiętości 2,0 m, sprężone jednym stalowym cięgnem o średnicy 15,25 mm. Pośród belek jedna stanowiła element referencyjny (Pb-1), drugą wzmocniono biernie (Pb-2), a dwie pozostałe wzmocnione czynnie różniły się poziomem naprężenia wstępnego kompozytu, wynoszącym odpowiednio 36% (Pb-3) i 18% (Pb-4) odkształceń granicznych taśmy CFRP (rys. 2.14). Sprężenie taśm wykonano przy użyciu systemu sprężająco-kotwiącego opatentowanego w laboratorium EMPA (patrz rozdz. 1.6.3).

Podczas badań element referencyjny (Pb-1) uległ zniszczeniu pod obciążeniem 94 kN, element wzmocniony biernie (Pb-2) pod obciążeniem 110 kN, natomiast elementy wzmocnione przy użyciu naprężonych taśm zniszczyły się pod obciążeniem 100 kN (Pb-3) i 110 kN (Pb-4). Odpowiadało to niewielkim wzrostom nośności, wynoszącym od 6% (Pb-2) do 17% (Pb-4). W badaniach zaobserwowano zniszczenie poprzez przedwczesne odspajanie końcowych odcinków taśm kompozytowych wraz z betonową otuliną, co skutkowało brakiem wyraźnego przyrostu nośności po wzmocnieniu. Odkształcenia taśm CFRP w momencie odspojenia (Pb-3) wyniosły jedynie  $\varepsilon_{fu} = 9,0\%$ .

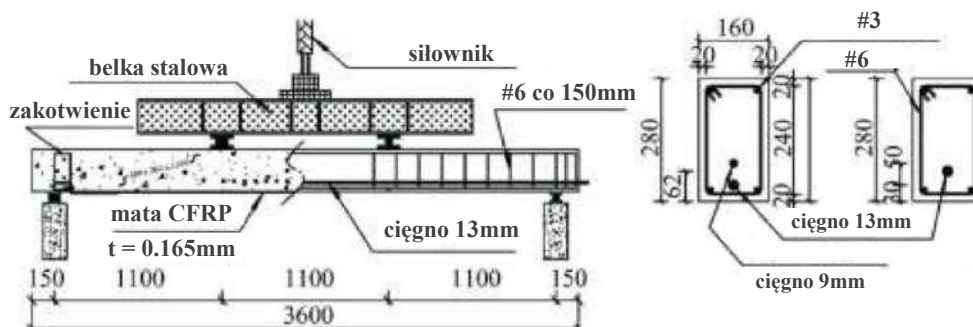


Rysunek 2.13. Schemat i przekroje elementów badawczych (Aram i inni, 2008).

Zdaniem autorów programu badawczego, przyczyną nieoczekiwanego odspojenia taśm była koncentracja naprężeń ścinających na styku kompozytu z betonem w strefie zakotwienia taśmy wynikająca ze schematu obciążania i małej rozpiętości belek. Zaleceniem było stosowanie metody gradientowej do wzmocniania konstrukcji sprężonych o dużych rozpiętościach, gdzie rozkład sił na długości wzmocnianego elementu nie stwarza ryzyka odspojenia typu *end debonding* (ED) końca przyklejonej taśmy.

### 2.2.3. Badania Kim i inni, 2008b.

Nietypowy program badań przeprowadzony przez kanadyjsko-amerykański zespół miał na celu ocenę przydatności kompozytów CFRP do naprawy konstrukcji sprężonych w przypadku wystąpienia znaczących strat w sile sprężającej w stalowych cięgnach (na przykład na skutek korozji lub mechanicznego uszkodzenia tych cięgien). W tym celu badaniom poddano 3 belki sprężone (B-1, B-2, B-3) o przekroju 160 x 280 mm i rozpiętości 3,30 m. Pierwszy element badawczy (B-1) sprężono dwoma cięgnami stalowymi o łącznym polu przekroju  $A_p = 154 \text{ mm}^2$ . Dwa pozostałe elementy (B-2, B-3) sprężono tylko jednym cięgnem o polu przekroju  $A_p = 99 \text{ mm}^2$ , co miało symulować straty siły sprężającej w stosunku do elementu referencyjnego. Belkę B-3 wzmocniono naprężoną matą CFRP przyklejoną na dolnej powierzchni elementu, z zastosowaniem zakotwienia mechanicznego na jej końcach (rys. 2.15). Poziom wstępne naprężenia kompozytu wyniósł  $50\% f_{fu}$ .



Rysunek 2.14. Schemat oraz przekroje i sposób wzmocnienia elementów badawczych (Kim i inni, 2008b).

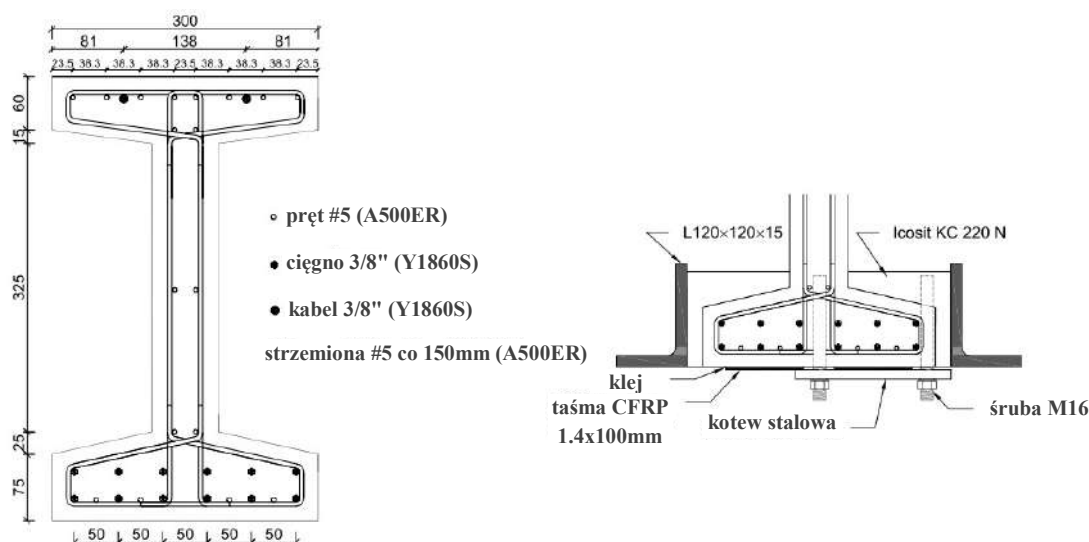
Podczas badania belki obciążano dwiema siłami skupionymi w rozstawie 1,1 m. W pierwszej fazie testów elementy obciążano do momentu zarysowania, co pozwalało określić graniczne obciążenia w stanie granicznym użyteczności elementów sprężonych. W drugiej fazie badań

elementy odciążano i ponownie obciążano aż do zniszczenia. Element referencyjny (B-1) uległ zniszczeniu na skutek zmiężdżenia betonu, obciążenie rysujące wyniosło 57,0 kN, natomiast obciążenie niszczące 109,8 kN. Element o mniejszym stopniu sprężenia (B-2) zarysował się pod obciążeniem 34,0 kN, natomiast zniszczenie na skutek zerwania cięgna sprężającego wystąpiło pod obciążeniem 70,7 kN. Element wzmocniony (B-3) zarysował się pod obciążeniem 54,0 kN, a zniszczeniu uległ na skutek zerwania maty CFRP pod obciążeniem 122,9 kN.

Wyniki badań wykazały wysoką efektywność wzmocnienia czynnego w badanej sytuacji. Symulowane straty siły sprężającej w stalowych cięgnach (B-2) skutkowały zmniejszeniem obciążeń rysujących o 66% oraz nośności o 37% (w odniesieniu do B-1). Belka wzmocniona naprężoną matą CFRP (B-3) wykazała niemal takie samo obciążenie rysujące jak belka z pełnym sprężeniem (mniejsze o jedynie 5%) oraz o 12% większą nośność (w odniesieniu do B-1).

#### 2.2.4. Badania Fernandes i inni, 2013.

Jeden z najnowszych programów badawczych dotyczących wzmocniania wielkowymiarowych dźwigarów sprężonych przeprowadził portugalski zespół w 2013 roku. Badano 4 dźwigary strunobetonowe (REF1, REF2, STR\_NON, STR\_PRE) o przekroju dwuteowym, o wysokości 500 mm, szerokości półek 300 mm i rozpiętości 20,0 m. Dźwigary sprężone były przy pomocy 12 strun o średnicy 9,5 mm w dolnej półce oraz 2 kabli o takiej samej średnicy w górnej części przekroju. Każdy z dźwigarów wzmocniono dwiema naprężonymi taśmami CFRP z zakotwieniem mechanicznym. Na potrzeby instalacji urządzeń sprężająco-kotwiących przekrój wzmocnianych dźwigarów poszerzono w strefach przypodporowych. Umożliwiło to montaż kotew w betonie, których nie można było zamocować w dolnej półce dźwigara (rys. 2.16). Wśród badanych dźwigarów dwa stanowiły elementy referencyjne (niewzmocnione – REF1, REF2), jeden wzmocniono w sposób bierny (STR\_NON), natomiast jeden wzmocniono taśmami wstępnie naprężonymi do poziomu 35% wytrzymałości na rozciąganie włókien CFRP ( $f_{tu}$ ) (STR\_PRE).



Rysunek 2.15. Sposób wzmocnienia oraz przekrój elementów badawczych (Fernandes i inni, 2013).

Dźwigary obciążano dwiema siłami skupionymi w rozstawie 6,0 m. Dźwigary referencyjne uległy zarysowaniu pod obciążeniem 71,3 kN (REF1) i 77,1 kN (REF2), a zniszczeniu uległy pod obciążeniem 137,0 kN (REF1) i 142,2 kN (REF2) przy ugięciach wynoszących odpowiednio 936,0 mm i 849,6 mm. Element wzmocniony w sposób bierny (STR\_NON) uległ zarysowaniu pod



obciążeniem 80,8 kN, a zniszczenie nastąpiło pod obciążeniem 170,9 kN i ugięciem 643,1 mm. Element wzmocniony czynnie (STR\_PRE) uległ zarysowaniu pod obciążeniem 102,3 kN, a zniszczeniu pod obciążeniem 188,1 kN i ugięciem 561,7 mm.

Powyższe wyniki badań potwierdziły efektywność wzmocnienia wielkowymiarowych dźwigarów przy użyciu taśm CFRP. Mimo bardzo dużej rozpiętości oraz silnego sprężenia, aplikacja zaledwie dwóch biernych taśm pozwoliła zwiększyć nośność o 22% (STR\_NON), natomiast w przypadku taśm naprężonych o 35% (STR\_PRE) w porównaniu do dźwigarów referencyjnych. Obciążenia rysujące wzrosły o 9% na skutek wzmocnienia biernego (STR\_NON) i aż o 38% na skutek wzmocnienia czynnego (STR\_PRE), natomiast obciążenia przy których doszło do uplastycznienia zbrojenia głównego wzrosły odpowiednio o 11% (STR\_NON) i 30% (STR\_PRE). W przypadku dźwigarów sprężonych wzrost sztywności na skutek wzmocnienia był znikomy przed uplastycznieniem zbrojenia, natomiast przy wyższych obciążeniach różnice były wyraźne i wskazywały na przewagę wzmocnienia czynnego nad biernym. W przypadku wszystkich dźwigarów do zniszczenia doszło na skutek zmiążdżenia betonu w strefie ściskanej, co świadczy o niepełnym wykorzystaniu potencjału kompozytowego zbrojenia. Podczas badań maksymalne zarejestrowane odkształcenia w taśmie CFRP wyniosły 9,2%, co oznacza że ich wytrzymałość na rozciąganie została wykorzystana w ok. 60%.

#### **2.2.5. Wnioski z przeglądu badań wzmocnionych elementów sprężonych**

Przywołane programy badawcze, mimo niewielkiej liczebności, pozwalają wyodrębnić szereg obserwacji i wniosków potwierdzonych w większości przeprowadzonych badań. Poniżej przedstawiono najważniejsze wnioski z przytoczonych badań doświadczalnych dotyczących wzmocnień czynnych elementów z betonu sprężonego:

- W przypadku wzmocniania konstrukcji sprężonych efektywna poprawa warunków nośności i użyteczności możliwa jest jedynie przy zastosowaniu wzmocnienia typu czynnego. Wzmocnienia bierne elementów sprężonych pozwalały zwiększyć ich nośność co najwyżej o 22% i zmniejszyć obciążenia rysujące o 9%, podczas gdy wzmocnienie czynne powodowało wzrost nośności o 35% i zmniejszenie obciążenia rysującego aż o 38% (Fernandes i inni, 2013). Wzmocnienie czynne pozwala także ograniczyć ugięcia wzmocnianego elementu nawet o 60% oraz ograniczyć odkształcenia betonu nawet o 50% (Czaderski, Motavalli, 2007);
- W większości omówionych badań zniszczenie wzmocnionych elementów następowało na skutek odspojenia taśm CFRP (Czaderski i inni, 2007), (Aram i inni, 2008) lub zmiążdżenia betonu (Fernandes i inni, 2013). W tych przypadkach maksymalne wykorzystanie nośności kompozytowego zbrojenia wyniosło 82%. Zerwanie kompozytu CFRP równoznaczne z pełnym wykorzystaniem jego nośności możliwe było jedynie w przypadku wzmocnienia naprężonymi matami CFRP z zakotwieniem mechanicznym belek o małym wymiarowym przekroju (Kim i inni, 2008b). Wskazuje to trudności osiągnięciu pełnego wykorzystania nośności zbrojenia CFRP przy wzmocnianiu wielkowymiarowych konstrukcji sprężonych;
- Wykonanie kotwienia mechanicznego w elementach sprężonych jest kłopotliwe ze względu na obecność kabli lub cięgien sprężających, których naruszenie poprzez wiercenie otworów jest niedopuszczalne. Konieczne jest stosowanie innej specyficznej aranżacji zbrojenia CFRP oraz dodatkowych elementów modyfikujących przekrój (Fernandes i inni, 2013), lub stosowanie metod bezkotwowych (Czaderski, Motavalli, 2007);

- W przypadku wzmacniania na zginanie elementów sprężonych zastosowanie metody gradientowej do instalacji kompozytów CFRP (bez mechanicznego zakotwienia) przynosi wymierne rezultaty jedynie w odniesieniu do elementów o dużym stosunku rozpiętości do wysokości przekroju (Aram i inni, 2008).

### 2.3. Wybrane aplikacje wzmocnień czynnych na obiektach mostowych

W rezultacie licznych badań naukowych wiele systemów wzmacniania konstrukcji znalazło zastosowanie nie tylko w programach badawczych, ale i w praktyce inżynierskiej we wzmacnianiu istniejących budynków i obiektów infrastruktury drogowej (patrz rozdział 1.6.3). Wśród wzmacnianych konstrukcji znajdowały się także obiekty mostowe, w tym konstrukcje sprężone. Poniżej przedstawione jest zestawienie wybranych aplikacji wzmocnień przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP na obiektach mostowych.

#### Most przez rzekę Lauter, 1998

Pierwsze na skale światową wykorzystanie wstępnie sprężonego, zewnętrznego zbrojenia CFRP do wzmocnienia konstrukcji mostu miało miejsce w miejscowości Gomadingen w Niemczech w 1998 roku (rys. 2.17). Czteroprzęsłowy most przez rzekę Lauter wymagał wzmocnienia ze względu na nadmierne zarysowanie dwóch dźwigarów kablobetonowych w strefie przypodporowej, wynikające z niewłaściwego ułożenia kabli sprężających (Andrä, Maier, 2000). Do wzmocnienia zastosowano system Sika Leoba CarboDur pierwszej generacji. Na dźwigarach zainstalowano łącznie cztery taśmy CFRP o przekroju 50 x 1,2 mm naprężone wstępnie siłą 60 kN każda (Andrä i inni, 2005).



*Rysunek 2.16. Widok mostu przez rzekę Lauter (Andrä, Maier, 2000).*

System Sika Leoba CarboDur drugiej generacji wykorzystano w późniejszych latach między innymi do wzmocnienia wiaduktu Koerschtal koło Stuttgartu w 2001 roku, wiaduktu w Ravennie we Włoszech oraz mostu w Heilbronn w Niemczech w 2003 roku (Andrä i inni, 2005).

#### Most przez kanał Escher, 2002

System wzmocnień Sika Stress-Head po raz pierwszy zastosowano do wzmocnienia konstrukcji mostu należącego do infrastruktury drogowej w miejscowości Weesen w Szwajcarii w 2002 roku (Berset i inni, 2002). Wcześniej system zastosowano jedynie na tymczasowej konstrukcji mostu przez rzekę Reuss w Szwajcarii w 1999 roku (Łagoda, 2005). Most w Wessen stanowiący przeprawę przez kanał Escher to trójprzęsłowa konstrukcja oparta na dźwigarze skrzynkowym o wymiarach 2,0 x 2,45 m z betonu sprężonego. Most wymagał wzmocnienia ze względu na silne zarysowanie

w górnej części przekroju dźwigara w kierunku podłużnym, wynikające z niedostatecznej ilości stalowego zbrojenia poprzecznego. Konstrukcję wzmocniono poprzez przykleśenie taśm o przekroju 50x2,4mm naprzężonych wstępnie siłą 220 kN każda, ułożonych w kierunku poprzecznym do osi mostu (rys 2.18).



Rysunek 2.17. Widok mostu przez kanał Escher oraz widok systemu wzmocnienia Sika StressHead (Sika, 2004).

System Sika Stress-Head wykorzystano również do wzmocnień wiaduktu Sung San w Seulu w 2002 roku, mostu Hütten w Lucernie w 2003 roku, mostów Clinton i Hopkins w Ohio w 2003 roku oraz wiaduktu na drodze A7 przy Zaandijk w 2004 roku (Sika, 2004).

### **Most w Rijece, 2006**

Systemy wzmocnień czynnych rozwijane przez firmę S&P Clever Reinforcement po raz pierwszy znalazły zastosowanie praktyczne w 2006 przy wzmocnieniu mostu w miejscowości Riejka w Chorwacji (Michels i inni, 2016). Wzmocnieniu przy pomocy naprzężonych taśm aplikowanych systemem BBRV-Stahlton poddano dolną powierzchnię skrzynekowego dźwigara mostowego z betonu sprężonego (rys. 2.19).



Rysunek 2.18. Widok mostu w Rijece oraz widok systemu wzmocnienia BBRV-Stahlton (Michels i inni, 2016).

Systemy opracowane z udziałem firmy S&P wykorzystano także między innymi do wzmocnienia wiaduktu Battiferro-Navile w 2008 roku (Pellegrino, Giacomini, 2012), mostu w Bangkoku (Michels i inni, 2016), wiaduktu na drodze E77 na Łotwie w 2013 roku oraz wiaduktu na autostradzie A4 w okolicach Magnuszowic w 2014 roku (Bartosik i inni, 2014).

## Wzmocnienia krajowe

Pierwsze krajowe aplikacje wzmocnień przy użyciu naprężonych taśm CFRP na obiektach mostowych prowadził zespół pod kierownictwem M. Łagody, stosując polski system wzmocnień IBDiM (Łagoda, 2012).

Rozwijany przez zespół prof. T. Siwowskiego Neoxe Prestressing System po raz pierwszy zastosowano w Polsce do wzmocnienia konstrukcji żelbetowego mostu w Przeclawicach w 2009 roku (Siwowski, Żółtowski, 2012). Konstrukcję mostu stanowi płyta żelbetowa o teoretycznej rozpiętości 5,5 m i szerokości 8,2 m, która wymagała wzmocnienia ze względu na niedostateczną nośność w świetle nowych standardów dla infrastruktury drogowej. Do wzmocnienia mostu zastosowano pierwszą generację Neoxe Prestressing System. Na dolnej powierzchni płyty mostu zainstalowano 12 taśm CFRP o przekroju 60 x 1,4 mm naprężonych wstępnie siłą 75 kN każda (rys. 2.20). Dodatkowo taśmy zabezpieczono przyklejając 3 taśmy w sposób bierny w kierunku poprzecznym do osi mostu (Piątek, 2017). Całość prac przeprowadzono w ciągu jednego dnia roboczego, z powodzeniem demonstrując istotną zaletę tego typu wzmocnień, jaką jest szybkość wykonania prac.



Rysunek 2.19. System Neoxe podczas aplikacji na moście w Przeclawicach (Siwowski, Żółtowski, 2012).

System NPS i jego kolejna generacja zostały również wykorzystane między innymi do wzmocnienia mostu o konstrukcji zespolonej stalowo-żelbetowej w miejscowości Czechy w 2009 roku (Siwowski, Żółtowski, 2012) oraz mostu żelbetowego w Komańczy w 2015 roku (Piątek, Siwowski, 2016).

## 2.4. Analiza efektywności wzmocnień na zginanie przy użyciu naprężonych kompozytów polimerowych

### 2.4.1. Opis bazy wyników badań doświadczalnych

Na podstawie literatury zebranej w analizowanym temacie opracowano obszerną bazę danych obejmującą usystematyzowany zbiór wyników badań doświadczalnych elementów żelbetowych i elementów sprężonych, wzmocnionych na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonych materiałów kompozytowych z włókien CFRP. Zgromadzone dane przedstawia tabela 2.1. Celem opracowania bazy danych jest analiza efektywności tego typu wzmocnień w zależności od badanych parametrów zmiennych, którymi różnią się wzmacniane elementy. W celu określenia efektywności wzmocnienia wprowadzono parametr stopnia wzmocnienia ( $\eta$ ), określony jako względny przyrost nośności badanego elementu na skutek wzmocnienia, wyrażony:

- stosunkiem przyrostu momentów niszczących:

$$\eta_u = (M_u - M_{u0}) / M_{u0} \quad (2.1)$$

gdzie  $M_u$ ,  $M_{u0}$  oznaczają odpowiednio momenty niszczące element wzmocniony i niewzmocniony, oraz:

- stosunkiem przyrostu momentów rysujących:

$$\eta_{cr} = (M_{cr} - M_{cr0}) / M_{cr0} \quad (2.2)$$

gdzie  $M_{cr}$ ,  $M_{cr0}$  oznaczają momenty odpowiadające zarysowaniu elementu wzmocnionego i niewzmocnionego.

W celu wyodrębnienia wpływu poszczególnych parametrów zmiennych na stopień wzmocnienia, każdy z badanych elementów scharakteryzowano pod kątem następujących parametrów:

- szerokość i wysokość przekroju badanego elementu ( $b$ ,  $h$ ),
- wytrzymałość na ściskanie betonu ( $f_{ck}$ ),
- charakterystyczna granica plastyczności stali ( $f_{yk}$ ),
- moduł sprężystości podłużnej stali ( $E_s$ ),
- wytrzymałość na rozciąganie kompozytu ( $f_{fu}$ ),
- moduł sprężystości podłużnej kompozytu ( $E_f$ ),
- pole powierzchni przekroju zbrojenia stalowego ( $A_s$ ),
- stopień zbrojenia stalowego ( $\rho_s$ ),
- pole powierzchni przekroju zbrojenia kompozytowego ( $A_f$ ),
- wysokość użyteczna przekroju do śr. ciężkości zbrojenia stalowego ( $d_s$ ) i kompozytowego ( $d_f$ ),
- stopień zbrojenia kompozytowego:

$$\rho_f = A_f / (b \times d_f) \quad (2.3)$$

- odkształcenie wstępnie naprężonego kompozytu ( $\varepsilon_{fp}$ ),
- odkształcenie kompozytu w chwili zniszczenia elementu ( $\varepsilon_{f,test}$ ),
- mechanizm zniszczenia wzmocnionego elementu,
- rodzaj kompozytu użytego podczas wzmacniania ( $M$  – mata,  $L$  – taśma/laminat).

Aby wyeliminować wpływ różnic w modułach w sprężystości kompozytów na stopień wzmocnienia konstrukcji, wprowadzono parametr sprowadzonego stopnia zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq}$ , określony wzorem:

$$\rho_{f,eq} = \rho_f \times (E_f / E_s) \quad (2.4)$$

Przy tworzeniu bazy danych przeanalizowano wszystkie dostępne publikacje dotyczące badań nośności na zginanie elementów wzmocnionych czynnie kompozytami CFRP. Do ostatecznej analizy porównawczej wyselekcjonowano 16 publikacji opisujących kompleksowe programy badawcze dotyczące elementów wzmocnianych na zginanie, co odpowiada w sumie 97 elementom badawczym w postaci belek i płyt żelbetowych oraz sprężonych. Wśród tych elementów 15% stanowiły płyty, natomiast 85% belki. Wśród belek 80% stanowiły elementy o małym przekroju (wysokość  $h$  poniżej 500 mm), 9% stanowiły elementy o dużym przekroju (wysokość  $h$  równa 500 mm lub większa), natomiast pozostałe 11% stanowiły wielkowymiarowe dźwigary o przekroju teowym. Jedynie 15% wszystkich badanych elementów stanowiły belki z betonu sprężonego.

Celem analizy jest identyfikacja parametrów wpływających na zachowanie wzmocnionego elementu podczas obciążania oraz określenie wpływu tych parametrów na efektywność wzmocnienia  $\eta$  określoną wzorami (2.1) i (2.2) oraz sposób zniszczenia elementów. W tym celu zebrane w bazie dane poddano analizie porównawczej, dzieląc je na grupy elementów o zbliżonych charakterystykach, różniące się tylko jednym z wybranych parametrów zmiennych. Porównanie uzyskanych efektywności wzmocnienia pozwoli określić bezpośredni wpływ analizowanego parametrów na skuteczność wzmocnienia. Postępując w wyżej opisany sposób analizie poddano następujące parametry:

- stopień zbrojenia stalowego ( $\rho_s$ ),
- sprowadzony stopień zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq}$ ),
- poziom wstępnego naprężenia kompozytu, określony odkształceniami wstępnymi ( $\varepsilon_{fp}$ ),
- wyężenie elementu przed wzmocnieniem,
- sposób zakotwienia naprężonego kompozytu.

Analizie poddano w pierwszej kolejności wyniki badań doświadczalnych elementów żelbetowych (rozdział 2.4.1) a następnie elementów sprężonych (rozdział 2.4.2). W poszczególnych podrozdziałach przedstawiono tabele zawierające skrócony wyciąg z bazy danych dotyczący najważniejszych parametrów badanych elementów żelbetowych i sprężonych (tabele 2.1 oraz 2.2). Pełna baza danych w formie tabelarycznej przedstawiona jest w Załączniku.

#### **2.4.2. Analiza wyników badań doświadczalnych wzmocnionych elementów żelbetowych**

##### **Wpływ stopnia zbrojenia stalowego**

Podstawowy podział elementów poddanych analizie efektywności odnosi się do zarejestrowanych w badaniach mechanizmów zniszczenia. Dokładny opis sposobów zniszczenia elementów wzmocnionych na zginanie kompozytami FRP przedstawiono w rozdziale 1.6.2. Spośród badanych elementów wyodrębniono pod tym kątem trzy podstawowe grupy. Pierwsza obejmuje elementy, które uległy zniszczeniu wskutek odspojenia zbrojenia kompozytowego (*ICD*). Do drugiej grupy należą elementy w których doszło zerwania tego zbrojenia w środku rozpiętości (*R*). Trzecią grupę stanowią elementy, które zniszczyły się w sposób nietypowy dla zginania (np. w wyniku ścinania - *SCD*) oraz elementy, w których zbrojenie kompozytowe było wykorzystane w niedostatecznym stopniu, o czym świadczyło zniszczenie przez zmiżdżenie betonu w ściskanej strefie przekroju (*CC*) lub odspojenie nieskutecznie zakotwionych końców kompozytu (*ED*, *CCS*, *A*). Z uwagi na niską efektywność wzmocnienia oraz nieprawidłową pracę zbrojenia w przypadku elementów z trzeciej grupy, nie uwzględniono ich w analizach porównawczych.

Tabela 2.1. Skrócona baza wyników badań elementów żelbetowych wzmocnionych przy użyciu kompozytów CFRP.

Element	Przekrój		Zbrojenie CFRP						Wyniki badań				
	h	$\rho_s$	Sposób wzmocnienia (L- laminaty, M- maty)	$E_f$	$\epsilon_{fu}$	$\rho_f$	$\rho_{f,eq}$	$\epsilon_{fp}$	$F_u$	$\epsilon_{f,test}$	Sposób zniszczenia	$\eta_u$	$\eta_{cr}$
	(mm)	(%)		(GPa)	(‰)	(%)	(%)	(‰)	(kN)	(‰)			
<b>Kotynia i inni, 2005</b>													
T1	220	0,44	-						99,2		SY		
T2	220	0,44	L - bierne, bez zakotw.	165	17,0	0,05	0,04	0,00	126,8	5,56	ED	0,277	0,300
T3	220	0,44	L - czynne, gradient	165	17,0	0,05	0,04	5,92	161,9	8,22	ED	0,631	0,650
T4	220	0,44	L - czynne, gradient	165	15,0	0,06	0,04	6,50	164,9	9,17	R	0,662	0,650
<b>Pellegrino, Modena, 2009</b>													
RC-C	500	0,51	-						72,1		SY		
RC-N	500	0,51	L - bierne, blachy stal.	166	18,0	0,08	0,06	0,00	98,0		ED	0,359	
RC-EA	500	0,51	L - bierne, blachy stal.	166	18,0	0,08	0,06	0,00	107,9		A	0,497	
RC-PrEA	500	0,51	L - czynne, blachy stal.	166	18,0	0,06	0,05	6,00	129,2		A	0,792	1,952
<b>Kim i inni, 2008b</b>													
J-1	200	0,87	M - czynne, blachy stal.	227	16,7	0,50	0,57	2,64	170,0		CCS	1,833	
J-2	200	0,87	M - czynne, niekotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	112,0		ED	0,867	
J-3	200	0,87	M - czynne, niekotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	142,0		ED	1,367	
J-4	200	0,87	M - bierne, niekotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	0,00	138,0		ED	1,300	
J-5	200	0,87	M - czynne, mech. kotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	154,0		CCS	1,567	
J-6	200	0,87	M - czynne, mech. kotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	169,0		CCS	1,817	
J-7	200	0,87	M - czynne, mech. kotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	96,0		CCS	0,600	
J-8	200	0,87	M - czynne, mech. kotw. U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	112,0		ED	0,867	
J-9	200	0,87	M - czynne, kotw. CFRP U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	84,0		CCS	0,400	
J-10	200	0,87	M - czynne, kotw. CFRP U-wrapy	227	16,7	0,50	0,57	2,64	130,0		ED	1,167	
<b>You i inni, 2012</b>													
Control-1	300	0,44	-						47,0		CC		
NFCB1	300	0,44	L - bierne, bez zakotw.	165	13,1	0,12	0,10	0,00	77,0	6,85	ICD	0,638	
NFCBW2	300	0,44	L - bierne, bez zakotw.	165	13,1	0,23	0,19	0,00	98,4	5,19	ICD	1,094	2,335
PFCB1-0R	300	0,44	L - bierne, blachy stal.	165	13,1	0,12	0,10	0,00	80,5	7,00	ICD	0,713	0,346
PFCB1-2R	300	0,44	L - czynne, blachy stal.	165	13,1	0,12	0,10	2,37	105,0	8,31	ICD	1,234	0,451
PFCB1-4R	300	0,44	L - czynne, blachy stal.	165	13,1	0,12	0,10	5,01	120,1	6,88	ICD	1,555	1,330
PFCB1-6R	300	0,44	L - czynne, blachy stal.	165	13,1	0,12	0,10	7,41	119,6	6,02	ICD	1,545	1,846
PFCB1-7R	300	0,44	L - czynne, blachy stal.	165	13,1	0,12	0,10	8,07	126,5	4,90	R	1,691	2,352
Control-2	600	0,83	-						290,5		CC		
PFCB2-5R	600	0,83	L - czynne, blachy stal.	165	13,1	0,06	0,05	6,85	461,1	7,22	ICD	0,587	1,055
<b>Wight i inni, 2001</b>													
A	575	0,87	-						150,0		CC		
B	575	0,87	M - bierne, pręty kotw.	125		0,17	0,11	1,60	202,5		CCS	0,350	0,333
C	575	0,87	M - czynne, pręty kotw.	125		0,17	0,11	1,60	217,5		R	0,450	1,500
D	575	0,87	M - czynne, pręty kotw.	125		0,17	0,11	1,60	205,0		R	0,367	1,500
<b>Yu i inni, 2008</b>													
A	279	0,78	-						67,6		CC		
B	279	0,78	M - bierne, bez zakotw.	228	16,6	0,06	0,07	0,00	88,4	10,50	R	0,308	2,780
C	279	0,78	M - czynne, bez zakotw.	228	16,6	0,06	0,07	2,49	86,8		CCS	0,283	3,356
D	279	0,78	M - czynne, bez zakotw.	228	16,6	0,06	0,07	2,49	85,9		CCS	0,270	3,281
E	279	0,78	M - czynne, U-wrapy	228	16,6	0,06	0,07	2,49	82,7		R	0,223	
F	279	0,78	M - czynne, bez zakotw.	228	16,6	0,06	0,07	4,98			CCS		
G	279	0,78	M - czynne, U-wrapy	228	16,6	0,06	0,07	4,98	101,4		R	0,499	
H	279	0,78	M - czynne, bez zakotw.	228	16,6	0,06	0,07	6,64			podczas wzm.		

Tabela 2.1. Skrócona baza wyników badań elementów żelbetowych wzmocnionych przy użyciu kompozytów CFRP - c.d..

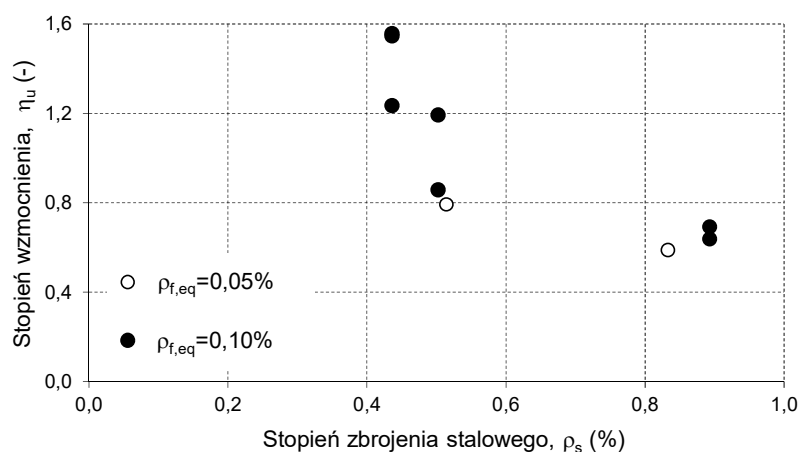
Element	Przekrój		Zbrojenie CFRP						Wyniki badań				
	h	$\rho_s$	Sposób wzmocnienia (L - laminaty, M - maty)	$E_f$	$\varepsilon_{fu}$	$\rho_f$	$\rho_{f,eq}$	$\varepsilon_{fp}$	$F_u$	$\varepsilon_{f,test}$	Sposób zniszczenia	$\eta_u$	$\eta_{cr}$
	(mm)	(%)		(GPa)	(‰)	(%)	(%)	(%)	(kN)	(‰)			
<b>Lasek, 2016</b>													
El. ref. (obl.)			-						24,0				
B12 ASP	220	0,50	L - czynne, blachy stal.	173,3	16,8	0,11	0,10	5,20	52,6	9,30	ICD	1,192	
B12 SP	220	0,50	L - czynne, blachy stal.	173,3	16,8	0,11	0,10	4,60	46,8	6,90	CC	0,950	
El. ref. (obl.)			-						26,0				
B12 ASP_E	220	0,50	L - czynne, blachy stal.	173,3	16,8	0,11	0,10	4,75	48,3	6,85	ICD	0,858	
B12 SP_E	220	0,50	L - czynne, blachy stal.	173,3	16,8	0,11	0,10	4,40	45,1	5,00	A	0,735	
B12 A	220	0,50	L - czynne, 'gradient'	173,3	16,8	0,11	0,10	5,10	50,6	6,40	ICD	0,946	
El. ref. (obl.)			-						44,0				
B16 ASP	220	0,89	L - czynne, blachy stal.	173,3	16,8	0,11	0,10	4,80	74,4	8,00	ICD	0,691	
B16 ASP_E	220	0,89	L - czynne, blachy stal.	173,3	16,8	0,11	0,10	4,85	72,0	7,15	ICD	0,636	
<b>Murkherjee, Rai, 2009</b>													
RB 0	180	1,53	L - bierne, U-wrapy	155	16,2	0,44	0,34	0,00	219,6		CC / A	0,496	
RB 5	180	1,53	L - czynne, U-wrapy	155	16,2	0,44	0,34	0,81	215,2		CC / A	0,601	
RB 10	180	1,53	L - czynne, U-wrapy	155	16,2	0,44	0,34	1,62	226,0		CC / A	0,581	
RB 15	180	1,53	L - czynne, U-wrapy	155	16,2	0,44	0,34	2,43	232,5		CC / A	0,584	
RB 20	180	1,53	L - czynne, U-wrapy	155	16,2	0,44	0,34	3,24	247,4		CC / A	0,685	
<b>Garden, Hollaway, 1998</b>													
0 - 1	100	1,01	-						14,9		CC		
1 U 1	100	1,01	L - bierne, bez zakotw.	111	12,3	0,52	0,27	0,00	34,0		SCD	1,290	
2 U 1	100	1,01	L - bierne, do podpory	111	12,3	0,52	0,27	0,00	49,7		SCD	2,343	
3 U 1	100	1,01	L - bierne, pręty kotw.	111	12,3	0,52	0,27	0,00	45,5		SCD	2,064	
4 P 1	100	1,01	L - czynne, do podpory	111	12,3	0,52	0,27	2,89	49,6		SCD	2,340	
5 P 1	100	1,01	L - czynne, pręty kotw.	111	12,3	0,52	0,27	2,92	43,7		SCD	1,939	
6 P 1	100	1,01	L - czynne, do podpory	111	12,3	0,52	0,27	5,81	50,5		R	2,401	
0 - 4.5 2#	230	0,76	-						28,5		CC		
0 - 4.5 3#	230	1,14	-						42,3		CC		
1 U 4.5	230	0,76	L - bierne, bez zakotw.	115	10,7	0,35	0,18	0,00	60,0		ED	1,105	
2 P 4.5	230	0,76	L - czynne, pręty kotw.	115	10,7	0,35	0,18	2,84	63,8		R	1,239	
3 P 4.5	230	1,14	L - czynne, pręty kotw.	115	10,7	0,35	0,18	2,80	70,5		CC / R	0,667	
4 P 4.5	230	1,14	L - czynne, pręty kotw.	115	10,7	0,35	0,18	3,60	72,8		R	0,721	
5 P 4.5	230	1,14	L - czynne, pręty kotw.	115	10,7	0,35	0,18	4,99	76,5		R	0,809	
<b>Kałuża, Ajdukiewicz, 2008</b>													
B1 RC	500	1,04	-						190,0		CC		
B2 CFRP	500	1,04	L - bierne, bez zakotw.	170,8	14,7	0,10	0,08	0,00	249,0		ICD	0,311	
B3 CFRP anch	500	1,04	L - bierne, blachy stal.	170,8	14,7	0,10	0,08	0,00	261,0		CC	0,374	
B4 CFRP 3	500	1,04	L - czynne, blachy stal.	170,8	14,7	0,10	0,08	3,00	302,0		CC	0,589	
B5 CFRP 4.5	500	1,04	L - czynne, blachy stal.	170,8	14,7	0,10	0,08	4,50	306,0		CC	0,611	
B6 CFRP 6	500	1,04	L - czynne, blachy stal.	170,8	14,7	0,10	0,08	6,00	312,0		CC	0,642	
<b>Quantrill, Hollaway, 1998</b>													
E1	100	1,00	-						29,8		SY		
E2	100	1,00	L - bierne, blachy stal.	135	7,5	1,03	0,65	0,00	68,8		CC	1,307	0,400
E3	100	1,00	L - czynne, blachy stal.	135	7,5	1,03	0,65	1,32	74,0		SCD	1,483	1,800
E4	100	1,00	L - czynne, blachy stal.	135	7,5	1,03	0,65	1,99	75,5		CC	1,534	3,000
P1	230	1,18	-						79,9		SY		
P2	230	1,18	L - bierne, blachy stal.	135	7,5	0,39	0,24	0,00	125,6		SCD	0,572	0,340
P3	230	1,18	L - czynne, blachy stal.	135	7,5	0,39	0,24	2,60	129,3		SCD	0,618	0,730
P4	230	1,18	L - czynne, blachy stal.	135	7,5	0,39	0,24	3,15	147,8		CCS / A	0,850	1,620
<b>França i inni, 2007</b>													
1	500	1,60	-						188,2		SY		
2	500	1,60	L - czynne, blachy stal., na boku	170,5	17,7	0,13	0,11	0,61	253,1	7,20	ICD	0,345	2,692



Drugorzędowy podział elementów żelbetowych wykonano pod kątem metody wykonania wzmocnienia elementu. Wyodrębniono dwie grupy elementów: pierwszą - gdzie końce naprężonych kompozytów zostały mechanicznie zakotwione przy użyciu stalowych płyt kotwiących, oraz drugą – bez mechanicznego zakotwienia. Do drugiej grupy zakwalifikowano również elementy z naprężonymi taśmami lub matami kotwionymi przy użyciu oplotów z kompozytowych mat CFRP, o włóknach ułożonych prostopadle do podłużnej osi elementu, a także elementy wzmocnione bezkutowo metodą gradientową.

W analizie porównawczej w poszczególnych zestawieniach uwzględniono elementy różniące się tylko jednym parametrem zmiennym i efektywnością wzmocnienia. W tabeli 2.1 przedstawiono w skróconej formie wybrane wpisy z bazy danych wyników badań doświadczalnych dotyczące elementów żelbetowych.

W pierwszym zestawieniu analizie poddano wpływ stopnia zbrojenia stalowego ( $\rho_s$ ) na stopień wzmocnienia w odniesieniu do jego nośności ( $\eta_u$ ). Porównano wyniki badań elementów z mechanicznym zakotwieniem kompozytu, które uległy na skutek odspojenia kompozytu zainicjowanego w środku rozpiętości (ICD). Wybrano dwie grupy elementów różniące się stopniem zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq}$ ), wynoszącym odpowiednio 0,05% i 0,10% (rys. 2.21).

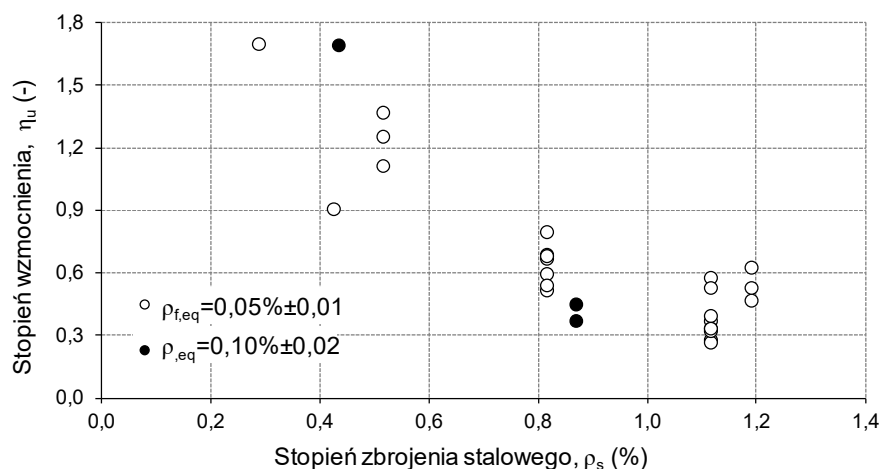


Rysunek 2.20. Wpływ stopnia zbrojenia stalowego  $\rho_s$  na stopień wzmocnienia  $\eta_u$ . (zniszczenie ICD).

W zestawieniu wyraźnie widoczna jest tendencja spadku stopnia wzmocnienia elementu wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia stalowego. W grupie elementów o stopniu zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq} = 0,10\%$ , słabiej zbrojone elementy ( $\rho_s = 0,44 \div 0,50\%$ ) wykazują większy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,86 \div 1,55$ ) niż o elementy o wyższym stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 0,89\%$ ), dla których stopień wzmocnienia wyniósł  $\eta_u = 0,64 \div 0,69$ . Podobnie w grupie elementów o stopniu zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq} = 0,05\%$ , wyższy stopień zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 0,83\%$ ) skutkował niższą efektywności wzmocnienia ( $\eta_u = 0,59$ ) niż w przypadku elementów o niższym stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 0,51\%$ ), dla których stopień wzmocnienia wyniósł  $\eta_u = 0,80$  (rys. 2.21). Prawidłowość ta dotyczy zarówno wzmocnień z kotwionymi jak i niekotwionymi końcami naprężonych taśm i mat CFRP. Dwukrotny wzrost stopnia zbrojenia stalowego elementu (z  $\rho_s = 0,44\%$  do  $\rho_s = 0,89\%$ ) spowodował ponad dwukrotny spadek stopnia jego wzmocnienia (z  $\eta_u = 1,55$  do  $\eta_u = 0,59$ ).

Podobną zależność potwierdzają elementy, które uległy zniszczeniu na skutek zerwania taśmy (R). Na rysunku 2.22 porównano wpływ stopnia zbrojenia stalowego na efektywność wzmocnienia ( $\eta_u$ ) dla dwóch grup elementów o zbliżonym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq}$ ), wynoszącym odpowiednio 0,05% i 0,10%. W obu grupach elementy o niskim stopniu zbrojenia stalowego

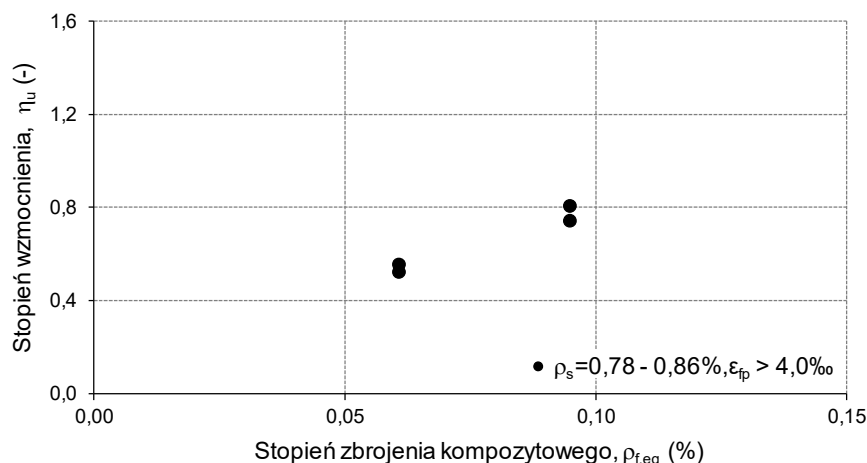
( $\rho_s = 0,29 \div 0,52\%$ ) wykazały znacząco wyższą efektywność wzmocnienia ( $\eta_u = 0,90 \div 1,70$ ), w porównaniu do elementów o wysokim stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 0,81 \div 1,19\%$ ), które wykazały dużo niższą efektywność wzmocnienia ( $\eta_u = 0,26 \div 0,79$ ).



Rysunek 2.21. Wpływ stopnia zbrojenia stalowego  $\rho_s$  na stopień wzmocnienia  $\eta_u$ . (zniszczenie R).

### Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego

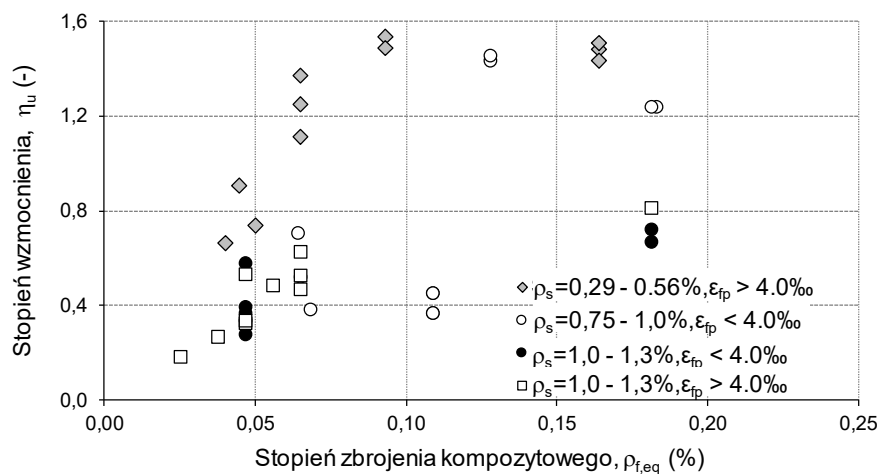
Analizie poddano wpływ ilości zbrojenia kompozytowego wyrażony sprowadzonym stopniem zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq}$  (wzór 2.4). Ze względu na duże zróżnicowanie parametrów badanych elementów, wydzielono grupy o podobnym stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s$ ) oraz zbliżonym stopniu wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp}$ ). Spośród elementów, które uległy zniszczeniu na skutek odspojenia kompozytu (ICD) wybrano jedną grupę elementów o stopniu zbrojenia stalowego wynoszącym  $\rho_s = 0,76 \div 0,86\%$  i poziomie wstępnego naprężenia  $\varepsilon_{fp}$  większym niż 4,0‰ (rys. 2.23). Porównanie wyników w tej grupie wskazuje że elementy o wyższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,09\%$ ) wykazały wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,74 \div 0,80$ ) niż elementy o niższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,06\%$ ), które wykazały niski stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,53 \div 0,56$ ).



Rysunek 2.22. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq}$  na stopień wzmocnienia  $\eta_u$  (zniszczenie ICD).

W znacznie liczniejszym zbiorze elementów, które zniszczyły się przez zerwanie kompozytowego zbrojenia (R) wyodrębniono 4 grupy elementów (rys. 2.24). W pierwszej grupie porównano elementy o niskim stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 0,29 \div 0,56\%$ ) i poziomie wstępnego naprężenia  $\varepsilon_{fp}$  większym niż 4,0‰. W grupie tej elementy o wyższym stopniu zbrojenia

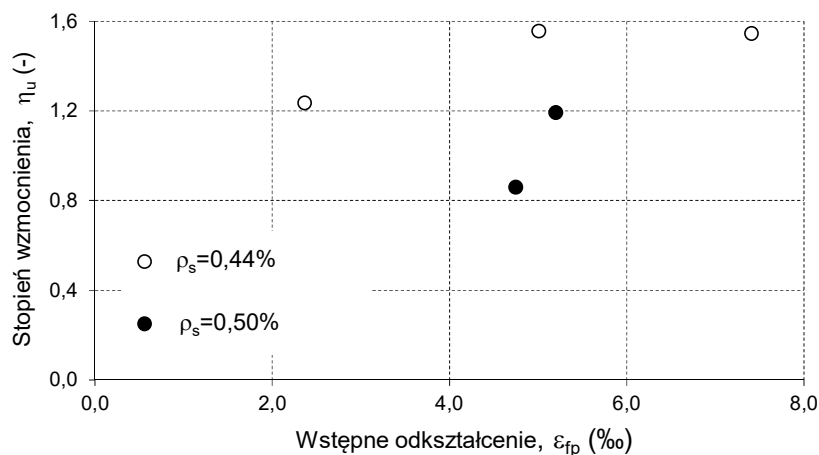
kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,09 \div 0,16\%$ ) wykazały wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 1,43 \div 1,53$ ) niż elementy o niższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,04 \div 0,06\%$ ), które wykazały niższe stopnie wzmocnienia ( $\eta_u = 0,66 \div 1,36$ ). W drugiej grupie porównano elementy o średnim stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 0,75 \div 1,0\%$ ) i poziomie wstępnego naprężenia  $\varepsilon_{fp}$  poniżej 4,0‰. W grupie tej elementy o wyższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,13 \div 0,18\%$ ) wykazały wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 1,24 \div 1,45$ ) niż elementy o niższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,06 \div 0,11\%$ ), które wykazały niższe stopnie wzmocnienia ( $\eta_u = 0,37 \div 0,71$ ). W dwóch ostatnich grupach porównano elementy o wysokim stopniu zbrojenia stalowego ( $\rho_s = 1,0 \div 1,3\%$ ), z podziałem na elementy o poziomie wstępnego naprężenia  $\varepsilon_{fp}$  poniżej 4,0‰ i powyżej 4,0‰. W obu tych grupach elementy o wyższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,18\%$ ) wykazały wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,66 \div 0,81$ ) niż elementy o niższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,02 \div 0,06\%$ ), które wykazały niższe stopnie wzmocnienia ( $\eta_u = 0,18 \div 0,62$ ). We wszystkich wyodrębnionych grupach widoczna jest tendencja wyraźnego wzrostu stopnia wzmocnienia elementu  $\eta_u$  wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq}$ .



Rysunek 2.23. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq}$  na stopień wzmocnienia  $\eta_u$  (zniszczenie R).

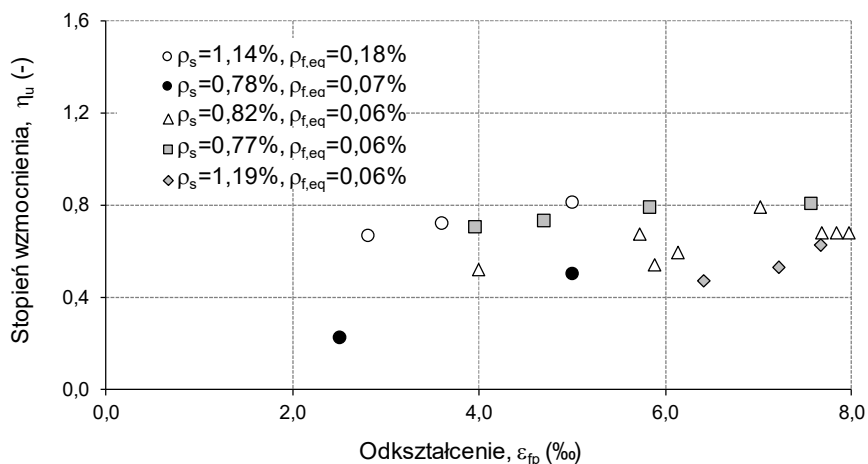
### Stopień wstępnego naprężenia kompozytu

Najważniejszym parametrem wzmocnień czynnych jest poziom wstępnego naprężenia zbrojenia, wyrażony odkształceniami ( $\varepsilon_{fp}$ ). W celu analizy wpływu tego parametru na efektywność wzmocnienia, spośród badanych elementów wyodrębniono dwie grupy elementów które uległy zniszczeniu na skutek odspojenia kompozytu (ICD), charakteryzujące się tym samym stopniem zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,10\%$ ) oraz stopniami zbrojenia stalowego odpowiednio  $\rho_s = 0,44\%$  i  $\rho_s = 0,50\%$  (rys 2.25). W pierwszej grupie ( $\rho_s = 0,44$ ) elementy o wyższym poziomie wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp} = 5,0 \div 7,4\text{‰}$ ) wykazały wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 1,56$ ) niż element o niższym poziomie wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp} = 2,4\text{‰}$ ), który wykazał niższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 1,23$ ). W drugiej grupie ( $\rho_s = 0,50\%$ ) element o wyższym poziomie wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp} = 5,2\text{‰}$ ) wykazał wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 1,20$ ) niż element o niższym poziomie wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp} = 4,7\text{‰}$ ), który wykazał niższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,86$ ). W obu grupach elementów wzrost poziomu naprężenia kompozytu CFRP ( $\varepsilon_{fp}$ ) powodował wzrost stopnia wzmocnienia elementu ( $\eta_u$ ).



Rysunek 2.24. Wpływ stopnia naprężenia wstępnego  $\varepsilon_{fp}$  na stopień wzmacnienia  $\eta_u$  (zniszczenie ICD).

Zaobserwowany prawidłowość dotyczy jedynie elementów, które zniszczyły się na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni belki (ICD). Taki mechanizm zniszczenia świadczy o braku skutecznego zakotwienia końców naprężonego kompozytu. W przypadku, gdy końce naprężonego kompozytu są skutecznie zakotwione i inicjacja odspojenia od powierzchni betonu w środkowej części elementu nie powoduje gwałtownego postępu odspojenia na całej długości kompozytu i zniszczenia wzmacnionego elementu, możliwe jest dalsze przekazywanie obciążeń na zbrojenie kompozytowe. W takich przypadkach do zniszczenia dochodzi na skutek zerwania zbrojenia kompozytowego, a o nośności tych elementów decyduje pole przekroju zbrojenia kompozytowego oraz wytrzymałość włókien kompozytu na rozciąganie. Zależność tę ilustruje rysunek 2.26. Na wykresie zestawiono wyniki badań 5 grup elementów, które uległy zniszczeniu na skutek zerwania kompozytu (R), charakteryzujących się takim samym stopniem zbrojenia stalowego i kompozytowego, a różniące się jedynie poziomem wstępnego naprężenia kompozytu.

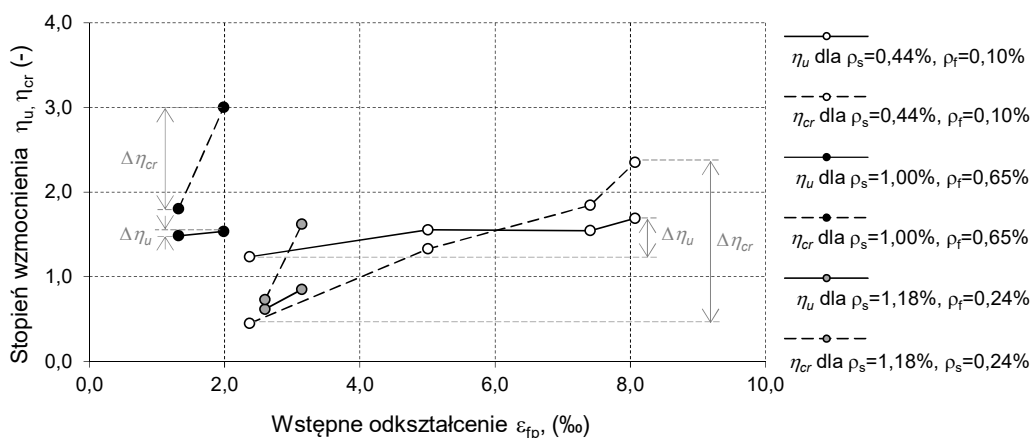


Rysunek 2.25. Wpływ stopnia naprężenia wstępnego  $\varepsilon_{fp}$  na stopień wzmacnienia  $\eta_u$  (zniszczenie R).

W pierwszej grupie ( $\rho_s = 1,14\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,18\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 2,8\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 5,0\%$  skutkował wzrostem stopnia wzmacnienia z  $\eta_u = 0,67$  jedynie do  $\eta_u = 0,81$ . W drugiej grupie elementów ( $\rho_s = 0,78\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,07\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 2,5\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 5,0\%$  skutkował wzrostem stopnia wzmacnienia z  $\eta_u = 0,22$  do  $\eta_u = 0,49$ . W trzeciej grupie ( $\rho_s = 0,82\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,06\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 4,0\%$  aż do  $\varepsilon_{fp} = 8,0\%$  skutkował znikomym wzrostem stopnia

wzmocnienia z  $\eta_u = 0,52$  do  $\eta_u = 0,68$ . Podobnie w grupie elementów ( $\rho_s = 0,77\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,06\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 4,0\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 7,6\%$  skutkował małym wzrostem stopnia wzmocnienia z  $\eta_u = 0,71$  do  $\eta_u = 0,80$ . W ostatniej grupie elementów ( $\rho_s = 1,19\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,06\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 6,4\%$  aż do  $\varepsilon_{fp} = 7,7\%$  również skutkował znikomym wzrostem stopnia wzmocnienia z  $\eta_u = 0,47$  do  $\eta_u = 0,62$ . W przeciwieństwie do poprzedniego zestawienia (rys 2.25), we wszystkich grupach elementów wpływ poziomu naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp}$ ) na efektywność wzmocnienia ( $\eta_u$ ) jest w większości przypadków znikomy.

Niezależnie od sposobu zniszczenia wzmacnianego elementu, stopień naprężenia wstępnego kompozytu ( $\varepsilon_{fp}$ ) wykazuje duży wpływ na efektywność wzmocnienia w ujęciu przyrostu momentów rysujących ( $\eta_{cr}$ ). Na rysunku 2.27 przedstawiono porównanie wyników badań trzech serii identycznych elementów analizowanych pod kątem efektywności wzmocnienia w ujęciu nośności ( $\eta_u$ ) oraz w ujęciu zarysowania elementu ( $\eta_{cr}$ ). Liniami ciągłymi oznaczono wyniki dotyczące efektywności wzmocnienia w odniesieniu do obciążenia niszczącego ( $\eta_u$ ), natomiast liniami przerywanymi wyniki odnoszące się do obciążenia rysującego ( $\eta_{cr}$ ). W pierwszej serii elementów ( $\rho_s = 0,44\%$ ,  $\rho_f = 0,10\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 2,4\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 8,1\%$  skutkował wzrostem stopnia wzmocnienia w ujęciu nośności z  $\eta_u = 1,23$  do  $\eta_u = 1,69$  ( $\Delta\eta_u = 0,46$ ), podczas gdy stopień wzmocnienia w ujęciu zarysowania wzrósł z  $\eta_{cr} = 0,45$  do  $\eta_{cr} = 2,35$  ( $\Delta\eta_{cr} = 1,9$ ). W drugiej serii ( $\rho_s = 1,0\%$ ,  $\rho_f = 0,65\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 1,3\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 2,0\%$  skutkował wzrostem stopnia wzmocnienia w ujęciu nośności z  $\eta_u = 1,48$  do  $\eta_u = 1,53$  ( $\Delta\eta_u = 0,05$ ), podczas gdy stopień wzmocnienia w ujęciu zarysowania wzrósł z  $\eta_{cr} = 1,8$  do  $\eta_{cr} = 3,0$  ( $\Delta\eta_{cr} = 1,2$ ). W trzeciej serii elementów ( $\rho_s = 1,18\%$ ,  $\rho_f = 0,24\%$ ) wzrost poziomu wstępnego naprężenia kompozytu z  $\varepsilon_{fp} = 2,6\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 3,2\%$  skutkował wzrostem stopnia wzmocnienia w ujęciu nośności z  $\eta_u = 0,62$  do  $\eta_u = 0,85$  ( $\Delta\eta_u = 0,23$ ), podczas gdy stopień wzmocnienia w ujęciu zarysowania wzrósł z  $\eta_{cr} = 0,73$  do  $\eta_{cr} = 1,62$  ( $\Delta\eta_{cr} = 0,99$ ). We wszystkich grupach wyraźnie widać znacznie większy wpływ wstępnego naprężenia kompozytu CFRP na stan graniczny użyteczności, niż na stan graniczny nośności. W analizowanych przypadkach obserwowalny jest nawet 4-krotnie większy przyrost stopnia wzmocnienia elementu przy zarysowaniu ( $\Delta\eta_{cr}$ ) niż w chwili zniszczenia ( $\Delta\eta_u$ ).

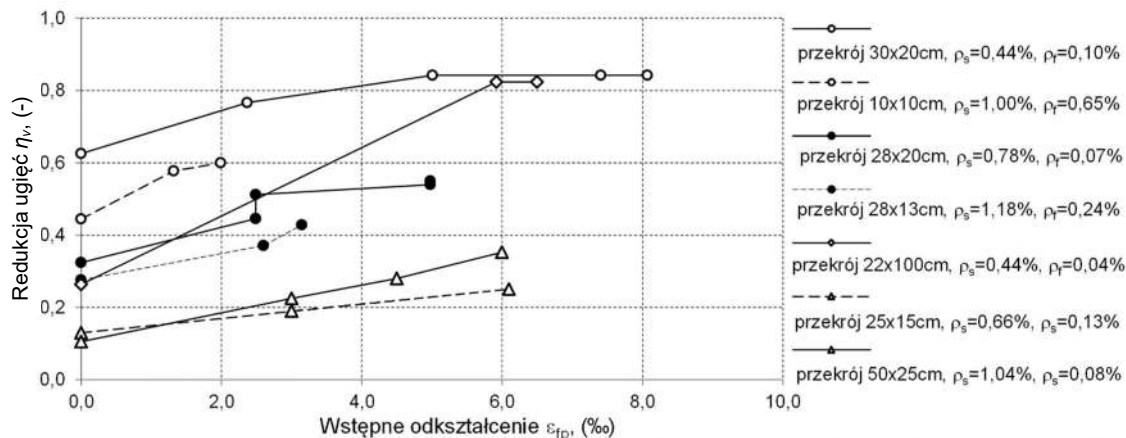


Rysunek 2.26. Wpływ stopnia naprężenia wstępnego kompozytu  $\varepsilon_{fp}$  na stopień wzmocnienia w ujęciu nośności  $\eta_u$  oraz zarysowania  $\eta_{cr}$ .

W celu potwierdzenia wpływu poziomu wstępnego naprężenia kompozytu na poprawę warunków użyteczności wzmacnianej konstrukcji na rysunku 2.28 przedstawiono zestawienie zależności ugięć wzmacnianego elementu od stopnia wstępnego naprężenia ( $\varepsilon_{fp}$ ). Wprowadzono

parametr stopnia redukcji ugięć ( $\eta_v$ ) zdefiniowany jako stosunek różnicy ugięć elementu referencyjnego ( $v_0$ ) i wzmocnionego ( $v_{wzm}$ ) do ugięć elementu referencyjnego, zarejestrowanych pod tym samym obciążeniem, odpowiadającym ugięciu dopuszczalnemu elementu referencyjnego (przyjęto  $L/200$ , gdzie  $L$  – rozpiętość elementu w osiach podpór). Parametr opisuje wzór:

$$\eta_v = (v_0 - v_{wzm}) / v_0 \quad (2.5)$$



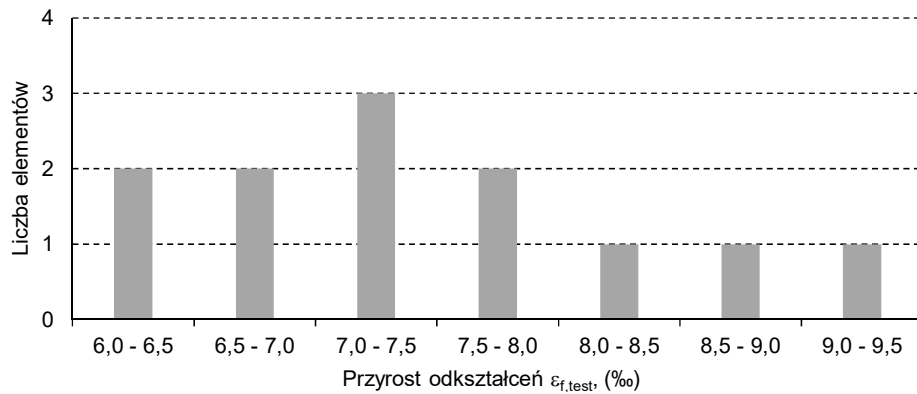
Rysunek 2.27. Wpływ stopnia naprężenia wstępnego kompozytu  $\epsilon_{fp}$  na stopień redukcji ugięć  $\eta_v$ .

Z analizy rys. 2.28 jednoznacznie wynika korzystny wpływ wzrostu wstępnego naprężenia kompozytowego zbrojenia na redukcję ugięć ( $\eta_v$ ). We wszystkich porównywanych seriach elementów badawczych obserwowalny jest niemal liniowy przyrost redukcji ugięć wraz ze wzrostem poziomu wstępnego naprężenia kompozytu.. Największy przyrost redukcji ugięć zaobserwowano w serii badań płyt o przekroju wysokości 22 cm i szerokości 100 cm. W serii tej wzmocnienie biernie skutkowało redukcją ugięć wynoszącą  $\eta_v = 0,26$ , podczas gdy wzmocnienie czynne pozwoliło uzyskać redukcję ugięć wynoszącą  $\eta_v = 0,82$ . Wśród belek największy przyrost redukcji ugięć zaobserwowano w serii badań elementów o przekroju wysokości 50 cm i szerokości 25 cm, w której wzmocnienie biernie skutkowało redukcją ugięć wynoszącą  $\eta_v = 0,12$ , podczas gdy wzmocnienie czynne pozwoliło uzyskać redukcję ugięć wynoszącą  $\eta_v = 0,36$ . Zastosowanie sprężenia w kompozycie pozwoliło ograniczyć ugięcia nawet 3-krotnie bardziej efektywnie w porównaniu do tych samych elementów wzmocnionych biernie. Obserwacja ta dowodzi kolejnej korzyści płynącej z zastosowania sprężonych kompozytów we wzmocnieniu. Jednocześnie na przykładzie analizowanych serii elementów z zaobserwowano, że zwiększanie poziomu wstępnego naprężenia kompozytu powyżej wartości 0,5 – 0,6‰ nie skutkuje poprawą redukcji ugięć (rys. 2.28), co sygnalizuje że stosowanie tak wysokiego poziomu wstępnego naprężenia zbrojenia kompozytowego nie jest uzasadnione.

Poziomu wstępnego naprężenia jest dominującym parametrem wzmocnienia, mającym wpływ na jego efektywność oraz sposób zniszczenia. Badania wzmocnionych elementów, które uległy zniszczeniu na skutek odspojenia od powierzchni betonu wykazały, że maksymalne odkształcenia kompozytu zarejestrowane w badaniach ( $\epsilon_{f,test}$ ) wahały się od 6,0 do 9,3‰, przy dominacji wartości z przedziału 7,0 – 7,5‰ (rys. 2.29). W celu maksymalizacji wykorzystania nośności kompozytu na rozciąganie oraz osiągnięcia jak największej efektywności wzmocnienia, wskazane jest wstępne sprężenie kompozytu do takiego poziomu, który będzie skutkowało jednoczesnym odspojeniem kompozytu i jego zerwaniem. Poziom wstępnych wstępnego sprężenia kompozytu spełniający ten warunek można opisać zależnością:

$$\epsilon_{fp} = \epsilon_{fu} - \epsilon_{f,test} \quad (2.6)$$

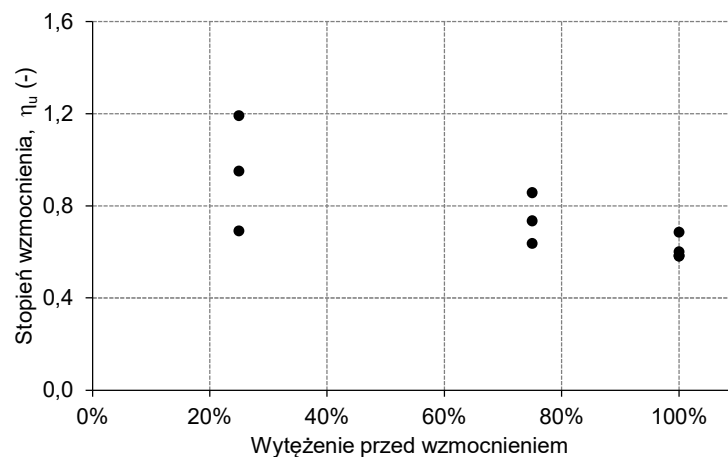
gdzie  $\epsilon_{fu}$  jest granicznym odkształceniem kompozytu powodującym zerwanie.



Rysunek 2.28. Rozkład ilościowy uzyskanych w badaniach przyrostów odkształceń w kompozycie CFRP.

### Wpływ stopnia wyłączenia elementu przed wzmocnieniem

Nieliczne jak dotąd doświadczalne badania, w których aspekt wyłączenia elementów przed wzmocnieniem brany był pod uwagę, wykazały bardzo wysoką skuteczność wzmocnień czynnych nawet przy silnym wyłączeniu elementów. W badaniach obszernym programie badawczym (Lasek, 2016), (Kotynia i inni, 2014) badaniu poddano płyty o przekroju 100 x 22 cm, wzmocniane pod obciążeniem ciężarem własnym oraz wzmocniane pod obciążeniem wstępnym do poziomu odpowiadającego 75% nośności. Badano dwie serie elementów, różniące się stopniem zbrojenia stalowego, wynoszącym odpowiednio  $\rho_s = 0,50\%$  oraz  $\rho_s = 0,89\%$ . W pierwszej serii wzmocnienie elementu obciążonego ciężarem własnym skutkowało uzyskaniem stopnia wzmocnienia  $\eta_u = 0,95 \div 1,19$ , natomiast wzmocnienie elementu silnie wyłączonego pozwoliło uzyskać stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,74 \div 0,86$ . W drugiej serii wzmocnienie elementu obciążonego ciężarem własnym skutkowało uzyskaniem stopnia wzmocnienia  $\eta_u = 0,69$ , natomiast wzmocnienie elementu silnie wyłączonego skutkowało stopniem wzmocnienia  $\eta_u = 0,64$ . Mimo 3-krotnie większego elementów przed wzmocnieniem, efektywność wzmocnienia spadła jedynie o 27% w pierwszej serii i o 7% w drugiej serii badań.



Rysunek 2.29. Zależność stopnia wzmocnienia od wyłączenia elementu  $\eta_u$  przed wzmocnieniem.

Podobne obserwacje potwierdzają wyniki badań (Murkherjee, Rai 2009). W badaniach tych wzmocniano elementy wstępnie obciążone do poziomu uplastycznienia zbrojenia stalowego (równoznacznie ze 100% wykorzystaniem nośności). Mimo tak silnego wyłączenia osiągnięto stopnie wzmocnienia w zakresie od  $\eta_u = 0,58$  do  $\eta_u = 0,68$ . Wyniki te potwierdzają że wzmocnienia czynne są wysoce efektywne w przypadku elementów silnie wyłączone przed wzmocnieniem. Ilustruje to zestawienie stopnia wzmocnienia w zależności od wyłączenia elementu przed wzmocnieniem (określonym jako procent wykorzystania nośności) przedstawione na rysunku 2.29.

## Wpływ sposobu zakotwienia zbrojenia kompozytowego

Zakotwienie końców przyklejonego zbrojenia kompozytowego ma wpływ na zachowanie wzmocnionego elementu dopiero po odspojeniu kompozytu od powierzchni betonu. W fazie przed odspojeniem kompozytu elementy wzmocnione z zakotwieniami oraz bez nich wykazują takie same ugięcia i krzywiznę w funkcji przykładanego obciążenia (Garden, Hollaway, 1998), (Kałuża, Ajdukiewicz, 2008), (You i inni, 2012). Dopiero po inicjacji odspojenia widoczna jest różnica: elementy bez zakotwienia ulegają natychmiastowemu zniszczeniu na skutek gwałtownego postępu odspojenia na całej długości kompozytu, podczas gdy w elementach z zakotwieniem kompozyt pozostaje zespolony z podłożem i pracuje w charakterze zewnętrznego ściągu. Pozwala to na dalszy przyrost obciążeń aż do zerwania kompozytu lub uszkodzenia zakotwienia. W badaniach (Kałuża, Ajdukiewicz, 2008) element wzmocniony w sposób bierny bez zakotwienia (B2) osiągnął stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,31$ , podczas gdy element wzmocniony biernie z zakotwieniem (B3) osiągnął stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,37$ . Podobnie w badaniach (You i inni, 2012) element wzmocniony biernie bez zakotwienia (NFCB1) osiągnął stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,64$ , podczas gdy element wzmocniony biernie z zakotwieniem (PFCB1-0R) osiągnął stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,71$ . Różnice efektywności były niewielkie, jednak wskazywały na korzyść stosowania zakotwienia.

Powyższe obserwacje dotyczą jedynie elementów wzmocnionych biernie. W elementach wzmocnionych naprężonymi kompozytami zakotwienie jest konieczne dla osiągnięcia wysokiej efektywności, ze względu na koncentrację naprężeń ścinających na końcach zbrojenia kompozytowego powodujące przedwczesne odspojenie w przypadku braku zakotwienia (Kotynia i inni, 2005). Jedyne badania dotyczące wzmocnień czynnych bez zakotwienia (Yu i inni, 2008) wykazały bardzo niską efektywność tego typu wzmocnień ( $\eta_u = 0,27 \div 0,28$ ) i zniszczenie na skutek odspojenia końców kompozytu. We wszystkich pozostałych analizowanych programach badawczych stosowano wzmocnienia czynne z zakotwieniem, co skutkowało wysoką efektywnością wzmocnień. Wśród elementów z zakotwieniem mechanicznym (za pomocą stalowych elementów kotwiących) uzyskano stopnie wzmocnienia od  $\eta_u = 0,64$  (Wight i inni, 2001) do  $\eta_u = 2,40$  (Garden, Hollaway, 1998). Elementy z zakotwieniem gradientowym wykazały stopnie wzmocnienia od  $\eta_u = 0,63$  (Kotynia i inni, 2005) do  $\eta_u = 0,94$  (Lasek, 2016). W obu tych grupach obserwowano zniszczenie na skutek zerwania kompozytu, świadczące o wysokim stopniu wykorzystania jego nośności na rozciąganie.

Oddzielną grupę stanowią elementy wzmocnione czynnie z zakotwieniem w postaci poprzecznych oplotów z mat CFRP. Elementy wzmocnione w ten sposób wykazały stopnie wzmocnienia od  $\eta_u = 0,22$  (Yu i inni, 2008) do  $\eta_u = 1,37$  (Kim i inni, 2008b). Wzmocnienia te wykazują niską efektywność ze względu na niską trwałość zakotwień kompozytowych skutkującą zniszczeniem na skutek ich przedwczesnego uszkodzenia. Osiągnięcie wyższego stopnia wzmocnienia ( $\eta_u = 1,82$ ) było możliwe jedynie poprzez dodatkowe wzmocnienie zakotwień z mat CFRP łącznikami mechanicznymi (Kim i inni, 2008b). Uzyskanie wysokiego stopnia wykorzystania wytrzymałości kompozytu na rozciąganie, potwierdzone zniszczeniem na skutek zerwania naprężonego kompozytu zakotwionego oplotami z mat CFRP było możliwe jedynie w małowymiarowych elementach o bardzo niskim stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,07\%$ ), co skutkowało jednocześnie niskim stopniem wzmocnienia ( $\eta_u = 0,22 \div 0,50$ ) (Yu i inni, 2008). Jediną obserwowaną zaletą zakotwień kompozytowych był stopniowy postęp zniszczenia w przypadku uszkodzenia zakotwienia, w przeciwieństwie do gwałtownych zniszczeń na skutek zerwania kompozytu lub uszkodzenia zakotwienia z elementów stalowych. Mimo to stosowanie zakotwień z oplotów kompozytowych jest niewskazane ze względu na niski stopień wykorzystania wytrzymałości naprężonego kompozytu na rozciąganie i niższą efektywność wzmocnień.



### 2.4.3. Analiza wyników badań doświadczalnych wzmocnionych elementów sprężonych

W przeanalizowanej literaturze dostępna jest bardzo niewielka liczba badań dotyczących elementów sprężonych wzmocnionych w sposób czynny. Spośród zebranych wyników tylko 15% badanych elementów stanowiły elementy z betonu sprężonego, z czego jedynie 6 elementów poddano wzmocnieniu naprężonymi kompozytami CFRP – pozostałe stanowiły elementy referencyjne lub wzmocnione biernie. Jeszcze mniejszą grupę stanowią wzmocnione czynnie, wielkoskalowe elementy sprężone o przekroju dwuteowym – jest to 1 element w badaniach (Fernandes i inni, 2013) i 1 element w badaniach (Czaderski, Motavalli, 2007). W badaniach (Pellegrino, Modena, 2009) dla elementu sprężonego nie przeprowadzono analizy elementu referencyjnego, przez co niemożliwe jest określenie uzyskanego stopnia wzmocnienia. Ze względu na bardzo niewielką liczbę badań opisujących wzmocnianie elementów z betonu sprężonego, nie jest możliwe wykonanie tak dogłębnej analizy porównawczej jak w przypadku elementów żelbetowych poprzez wydzielenie grup elementów różniących się tylko jednym analizowanym parametrem. W tabeli 2.2 przedstawiono w skróconej formie wybrane wpisy z bazy danych wyników badań doświadczalnych dotyczące elementów sprężonych.

Tabela 2.2. Skrócona baza charakterystyk oraz wyników badań elementów sprężonych.

Element	Przekrój		Zbrojenie CFRP						Wyniki badań				
	h	$\rho_s$	Sposób wzmocnienia (L- laminaty, M- maty)	$E_f$	$\epsilon_{fu}$	$\rho_f$	$\rho_{f,eq}$	$\epsilon_{fp}$	$F_{li}$	$\epsilon_{f,test}$	Sposób zniszczenia	$\eta_u$	$\eta_{cr}$
	(mm)	(%)		(GPa)	(‰)	(%)	(%)	(‰)	(kN)	(‰)			
<b>Aram i inni, 2008</b>													
Pb1	250	0,66	-						94,0		CC		
Pb2	250	0,66	L - biernie, bez zakotw.	165	17,0	0,16	0,13	0,00	110,4	6,70	ICD	0,174	0,020
Pb3	250	0,66	L - czynne, gradient	165	17,0	0,16	0,13	6,10	100,0	9,00	ED	0,064	0,193
Pb4	250	0,66	L - czynne, gradient	165	17,0	0,16	0,13	3,00	110,2	7,90	ICD / ED	0,172	0,084
<b>Pellegrino, Modena, 2009</b>													
PRC-PrEA	500	0,36	L - czynne, blachy stal.	166	18,0	0,06	0,05	4,00	206,1		A	1,859	6,314
<b>Kim i inni, 2008a</b>													
B-1	280		-						109,8				
B-2	280		-						70,7				
B-3	280		M - czynne, blachy stal.	227	16,7	0,06	0,05	8,40	122,9		R	0,738	0,588
<b>Fernandes i inni, 2013</b>													
REF1	300	1,29	-						137,0		CC		
REF2	300	1,55	-						142,2		CC		
STR_NON	300	1,55	L - biernie, wzm. pod obc. 2x40kN	165	15,0	0,26	0,22	0,00	170,9	6,50	CC	0,224	0,089
STR_PRE	300	1,55	L - czynne, wzm. pod obc. 2x40kN	165	15,0	0,26	0,22	4,00	188,1	9,20	CC	0,347	0,379
<b>Czaderski, Motavalli, 2007</b>													
Girder 3	450	0,71	-						352,0		CC		
Girder 4	450	0,71	L - biernie, bez zakotw.	165	17,0	0,06	0,05	0,00	435,0	9,80	ICD	0,236	
Girder 2	450	0,71	L - czynne, gradient	165	17,0	0,06	0,05	6,00	511,0	7,80	ICD / ED	0,452	

Wśród analizowanych elementów sprężonych wyróżnić można małowymiarowe belki o przekroju prostokątnym wysokości od 250 do 500 mm oraz wielkowymiarowe belki dwuteowe o wysokości przekroju od 500 do 1325 mm. Stopień zbrojenia sprężającego ( $\rho_p$ ) belek wyniósł od 0,17% (Kim i inni, 2008a) aż do 1,66% (Fernandes i inni, 20013). Elementy były silnie sprężone, naprężenia wstępne zbrojenia sprężającego wynosiły od 1240 do 1400 MPa. Wyjątkiem były wielkowymiarowe dźwigary mostowe (Czaderski, Motavalli, 2007), w których poziom naprężenia kabli i cięgien wynosił od 500 do 800 MPa.

Ilość zewnętrznego zbrojenia kompozytowego aplikowanego podczas wzmocnienia była relatywnie niewielka, o czym świadczą stopnie zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq}$ ) pozostające w niskim zakresie od 0,05% (Kim i inni, 2008a) do 0,22% (Fernandes i inni, 20013). Poziom wstępny naprężenia taśm kompozytowych we wzmocnieniach czynnych wahał się w zakresie od  $\varepsilon_{fp} = 3,0\%$  do  $\varepsilon_{fp} = 6,1\%$ . W jednym przypadku zastosowano maty naprężone wstępnie do poziomu  $\varepsilon_{fp} = 8,4\%$  (Kim i inni, 2008a).

Porównanie rezultatów badań, podobnie jak w przypadku elementów żelbetowych, wskazuje na wysoką efektywność wzmocnień czynnych przy użyciu zewnętrznego zbrojenia kompozytowego. Wśród małowymiarowych belek elementy silnie zbrojone ( $\rho_p = 1,58\%$ ), wzmocnione taśmami naprężonymi do poziomu  $\varepsilon_{fp} = 3,0\%$  do  $6,0\%$  wykazały stopień wzmocnienia od  $\eta_u = 0,06$  do  $\eta_u = 0,17$ , natomiast element słabo zbrojony ( $\rho_p = 0,17\%$ ), wzmocniony silnie naprężonymi matami ( $\varepsilon_{fp} = 0,84\%$ ) wykazał stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,74$ . W przypadku wielkoskalowych elementów o przekroju dwuteowym zarówno belki o wysokim stopniu zbrojenia sprężającego oraz kompozytowego ( $h = 500$  mm,  $\rho_p = 1,66\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,22\%$ ), jak i elementy o mniejszych stopniach zbrojenia ( $h = 1325$  mm,  $\rho_p = 0,62\%$ ,  $\rho_{f,eq} = 0,05\%$ ) osiągnęły zbliżone stopnie wzmocnienia, wynoszące odpowiednio  $\eta_u = 0,35$  (Fernandes i inni, 2013) i  $\eta_u = 0,45$  (Czaderski, Motavalli, 2007).

W większości programów badawczych uzyskano wyższe stopnie wzmocnienia w elementach wzmocnionych czynnie w porównaniu do elementów wzmocnionych biernie. W badaniach (Fernandes i inni, 2013) i (Czaderski, Motavalli, 2007) wzmocnienia biernie skutkowały stopniem wzmocnienia od  $\eta_u = 0,22$  do  $\eta_u = 0,24$ , podczas gdy wzmocnienia czynne pozwoliły osiągnąć stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,35$  do  $\eta_u = 0,45$ . Wyjątek stanowiły elementy badawcze (Aram i inni, 2008), które ulegały zniszczeniu na skutek przedwczesnego odspojenia nieskutecznie zakotwionego kompozytu, przez co stopień wzmocnienia elementu wzmocnionego czynnie był taki sam lub niższy jak w przypadku elementu wzmocnionego biernie. Natomiast stopień wzmocnienia w ujęciu momentów rysujących był we wszystkich przypadkach znacznie wyższy dla elementów wzmocnionych czynnie ( $\eta_{cr} = 0,08 \div 0,38$ ) niż dla elementów wzmocnionych biernie ( $\eta_{cr} = 0,02 \div 0,09$ ) (Aram i inni, 2008), (Fernandes i inni, 2013).

We wzmocnieniach czynnych elementów sprężonych stosowano zakotwienia mechaniczne przy użyciu blach stalowych oraz zakotwienia gradientowe. Zakotwienia stalowe pozwalały uzyskać najwyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,35 \div 0,74$ ) oraz wysokie wykorzystanie wytrzymałości kompozytu na rozciąganie potwierdzone zniszczeniem elementu na skutek jego zerwania (Kim i inni, 2008). Zakotwienie gradientowe okazało się skuteczne jedynie w przypadku wielkowymiarowego dźwigara o dużej rozpiętości (Czaderski, Motavalli, 2007). W badaniu uzyskano stopień wzmocnienia  $\eta_u = 0,45$  i wykorzystanie wytrzymałości kompozytu na rozciąganie na poziomie 82%. Wzmocnienie gradientowe belki małowymiarowej (Aram i inni, 2008) było nieskuteczne i skutkowało stopniem wzmocnienia  $\eta_u = 0,17$  i wykorzystanie wytrzymałości kompozytu na rozciąganie na poziomie 54%.

Unikatowym dla elementów sprężonych problemem jest negatywne ugięcie powstałe na skutek sprężenia, powodujące odchylenie dolnej powierzchni elementu z płaszczyzny poziomej, co w przypadku dużych odchyłek uniemożliwia przyklejenie naprężonego kompozytu. W analizowanych badaniach belek małowymiarowych negatywne ugięcia na skutek sprężenia były na tyle małe, że możliwe było ich zniwelowanie stosując zmienną grubość zaprawy klejowej między kompozytem a powierzchnią betonu (Aram i inni, 2008), (Kim i inni, 2008a), (Pellegrino, Modena, 2009). W badaniach (Fernandes i inni, 2013) zastosowano wstępne obciążenie w celu zniwelowania ujemnej strzałki ugięcia przed wzmocnieniem. W badaniach (Czaderski, Motavalli, 2007) na dolnej powierzchni wzmocnianego czynnie dźwigara wykonano reprofilację zaprawą cementową o zmiennej

grubości, w celu uzyskania płaskiej powierzchni. Metoda okazała się skuteczna i pozwoliła wykonać wzmocnienie oraz uzyskać wysoki stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,45$ ).

Przytoczone analizy pozwalają na stwierdzenie, że wzmocnienia czynne przy użyciu zewnętrznego zbrojenia kompozytowego są wysoce efektywne w przypadku elementów sprężonych. Mimo niskiego stopnia zbrojenia kompozytowego w elementach wielkowymiarowych, ponad 10-krotnie mniejszego od stopnia zbrojenia sprężającego ( $\rho_p / \rho_{f,eq} = 12,4$ ), możliwe jest uzyskanie nawet 45% przyrost nośności w porównaniu do elementu niewzmocnionego ( $\eta_u = 0,45$ ) (Czaderski, Motavalli, 2007).

## 2.5. Podsumowanie stanu wiedzy

Zaprezentowany w niniejszym rozdziale przegląd programów badawczych oraz praktycznych aplikacji dotyczących wzmocnień na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonych kompozytów CFRP pozwolił podsumować stan wiedzy w tej dziedzinie oraz zidentyfikować istotne parametry zmienne mające wpływ na efektywność wzmocnień.

Elementy badawcze charakteryzowały się dużym zróżnicowaniem rozmiarów przekrojów żelbetowych (od 100 do 600 mm) oraz sprężonych (od 250 do 1325 mm). Ponadto odnotowano duże zróżnicowanie stopnia zbrojenia stalowego ( $\rho_s$  od 0,36% do 1,60%) oraz sprężającego ( $\rho_p$  od 0,17% do 1,66%). Wzmocnienia wykonywano przy pomocy systemów wykorzystujących do naciągu oparcie na zewnętrznych konstrukcjach wsporczych, oparcie urządzeń o boczne powierzchni wzmocnianych elementów, oraz kompaktowe systemy w całości mocowane do powierzchni elementu na której przyklejano zewnętrzne zbrojenie kompozytowe. Stopień zbrojenia kompozytowego  $\rho_f$  we wzmocnionych elementach wahał się w zakresie od 0,05% do 1,03%. Do zakotwienia naprężonego zbrojenia kompozytowego stosowano stalowe elementy kotwiące, oploty z mat FRP, a także bezkątowe metody gradientowe. Badano elementy wzmocniane bez wstępnego obciążenia (wzmocniane w pozycji odwróconej), wzmocniane pod wpływem ciężaru własnego, a także elementy silnie wyteżone przed wzmocnieniem. Poziom obciążenia wstępnego wahał się od 25% nośności do poziomu uplastycznienia stali zbrojeniowej. Spośród analizowanych elementów badawczych 85% stanowiły elementy żelbetowe. Dotychczas wciąż bardzo niewielka liczba badań dotyczyła wzmocniania konstrukcji sprężonych, zwłaszcza wielkowymiarowych.

Przedstawiona w rozdziale 2.4 analiza wyników badań doświadczalnych potwierdziła wysoką skuteczność wzmocniania elementów żelbetowych oraz sprężonych na zginanie przy użyciu wstępnie naprężonych kompozytów CFRP. Wykonanie wzmocnienia skutkowało wzrostem nośności badanych elementów o 196% ( $\eta_u = 1,69$ ) (You i inni, 2012), a w szczególnych przypadkach belek małowymiarowych nawet o 240% ( $\eta_u = 2,40$ ) (Garden, Hollaway, 1998). Analiza porównawcza wykazała znaczący wpływ stopnia zbrojenia stalowego na efektywność wzmocnienia wyrażoną stopniem wzmocnienia, który spada wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia. Przy wysokim stopniu zbrojenia zwykłego ( $\rho_s = 0,89\%$ ), stopień wzmocnienia był satysfakcjonujący ( $\eta_u = 0,59$ ), natomiast przy stosunkowo niskim stopniu zbrojenia ( $\rho_s = 0,44\%$ ) osiągnięto znacznie wyższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 1,55$ ). Na efektywność wzmocnienia wpływa również zwiększenie stopnia zbrojenia kompozytowego  $\rho_{f,eq}$ . Elementy charakteryzujące się niskim stopniem zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,04\%$ ) wykazały niższy stopień wzmocnienia ( $\eta_u = 0,66$ ) niż elementy o wyższym stopniu zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq} = 0,65\%$ ), ( $\eta_u = 1,53$ ).

Najistotniejszym parametrem wzmocnienia aktywnego jest poziom wstępnego naprężenia zbrojenia kompozytowego. Zwiększenie siły sprężającej w kompozycie ma pozytywny wpływ nie tylko na poprawę nośności wzmocnianego elementu, ale przede wszystkim na warunki użytkowalności. Przyrost stopnia wzmocnienia w odniesieniu do zarysowania ( $\Delta\eta_{cr}$ ) był nawet

4-krotnie większy niż przyrost stopnia wzmocnienia w odniesieniu do nośności ( $\Delta\eta_u$ ) w odpowiadających elementach różniących się jedynie poziomem wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp}$  od 2,4‰ do 8,1‰). Równie wyraźnie obserwowalny jest korzystny wpływ sprężenia na ograniczenie ugięć. Poziom wstępnego naprężenia kompozytu nie ma natomiast znaczącego wpływu na nośność elementów wzmocnionych technikami zapewniającymi skuteczne zakotwienie końców kompozytu, chroniące przed zniszczeniem w momencie odspojenia kompozytu od powierzchni betonu. W takich przypadkach do zniszczenia elementu dochodzi na skutek zerwania kompozytu, a o nośności i stopniu wzmocnienia decyduje jedynie wytrzymałość włókien na rozciąganie.

Badania wykazały również wysoką efektywność zastosowania wzmocnienia w przypadku elementów silnie wyciężonych przed wzmocnieniem. Wykonanie wzmocnienia na elementach obciążonych do poziomu stanowiącego od 75% do 100% nośności (wyznaczonej przez uplastycznienie zbrojenia stalowego) pozwoliło skutecznie zwiększyć nośność wzmocnionego elementu nawet o 68% ( $\eta_u = 0,68$ ).

W rezultacie pozytywnych wyników badań doświadczalnych wiele metod wzmocniania czynnego znalazło zastosowanie w praktyce inżynierskiej i jest od lat z powodzeniem stosowanych do wzmocnień konstrukcji mostowych. Dotyczy to jednak tylko systemów opartych na urządzeniach sprężająco-kotwiących o niewielkich wymiarach, których aplikacja jest możliwa przez zamocowanie jedynie do powierzchni wzmocnianego elementu konstrukcyjnego, zazwyczaj w pozycji sufitowej. Systemy wzmocnień wymagające zewnętrznych elementów oporowych lub silnej ingerencji we wzmocniany przekrój nie są praktycznie stosowane w konstrukcjach mostowych.

Analiza stanu wiedzy w dziedzinie badań elementów sprężonych wzmocnionych przy użyciu naprężonych kompozytów upewniła mnie w potrzebie podjęcia badań własnych nad zastosowaniem bezkotwowej techniki wzmocnienia gradientowego. Jedyne jak dotąd badania nad użyciem tej metody wykonane w instytucie EMPA (Czaderski, Motavalli, 2007) mają dużą wartość naukową i praktyczną, jednak z uwagi na jednostkową serię powinny zostać powtórzone w odrębnym programie badawczym. Programem takim jest Projektu TULCOMEPA, w zakresie którego przeprowadzone będą badania na dźwigarach mostowych. Szczególną zaletą tych badań będzie rzeczywisty efekt skali, który pozwoli odnieść zyskane wyniki do warunków identycznych jak w planowanym wzmocnieniu na istniejącym moście w Szczercowskiej Wsi.

### 3. Opis programu badawczego

#### 3.1. Cel przeprowadzenia badań - Projekt TULCOEMPA

Badania doświadczalne przedstawione w poniższym rozdziale wykonano w ramach polsko-szwajcarskiego projektu „*Innovative Structural Health Monitoring in Civil Engineering Infrastructure Sustainability*”, akronim *TULCOEMPA*, realizowanego przez Politechnikę Łódzką we współpracy ze szwajcarskim instytutem badawczym EMPA Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology. Głównym celem projektu było wykonanie pionierskiego wzmocnienia dźwigarów mostu przez rzekę Pilsię w Szczercowskiej Wsi przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych CFRP z zastosowaniem innowacyjnej metody gradientowego kotwienia taśm.

Most zakwalifikowano do wzmocnienia ze względu na wymóg podwyższenia klasy obiektu mostowego. Zarządca drogi (Zarząd Dróg Wojewódzkich w Łodzi) wyraził wstępną zgodę na zastosowanie innowacyjnych metod z wykorzystaniem kompozytów FRP do wzmocnienia konstrukcji mostu. Warunkiem tej aplikacji była doświadczalna weryfikacja efektywności wzmocnienia przed przystąpieniem do realizacji na moście. W tym celu uruchomiono program badawczy, który obejmował dwa zasadnicze zadania podzielone na szereg etapów pośrednich:

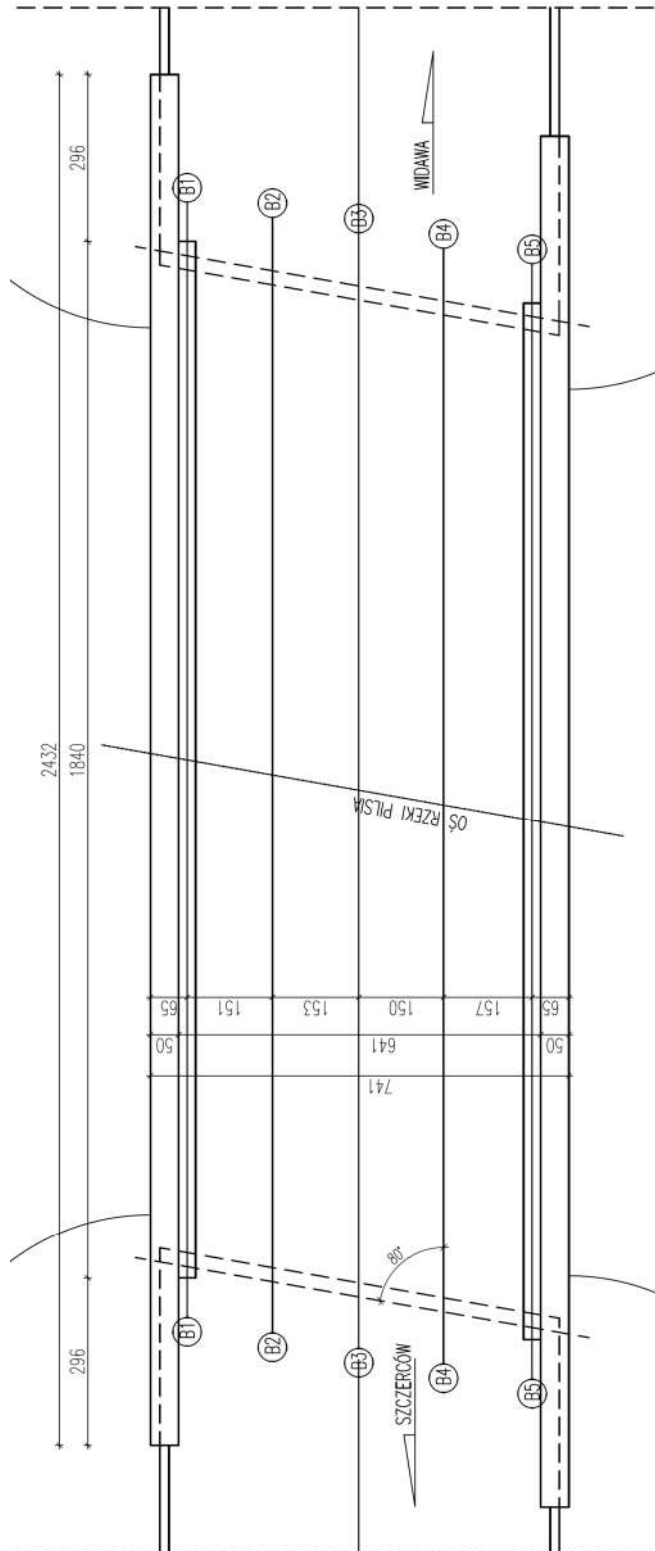
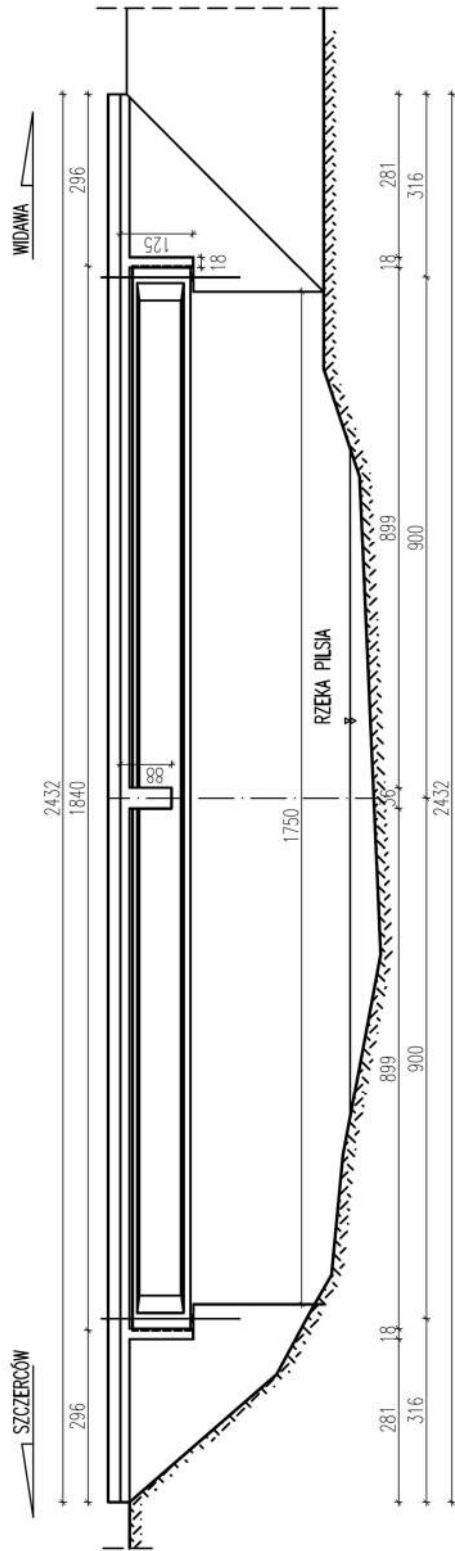
- 1) badania laboratoryjne dwóch zrekonstruowanych dźwigarów mostowych, obejmujące:
  - a. rekonstrukcję dźwigarów mostowych w skali 1:1,
  - b. przygotowanie dźwigara do wzmocnienia,
  - c. wykonanie wzmocnienia w sposób identyczny do rozwiązania zaproponowanego dla konstrukcji mostu,
  - d. określenie nośności dźwigara referencyjnego oraz wzmocnionego w badaniu niszczącym
  - e. analizę efektywności wzmocnienia,
- 2) wykonanie wzmocnienia na istniejącej konstrukcji mostu, obejmującą:
  - a. przygotowanie konstrukcji mostu do wzmocnienia,
  - b. wykonanie pionierskiego wzmocnienia konstrukcji metodą gradientowa.

Realizacja tych zadań stanowi zasadnicze cel niniejszej pracy, opisany w rozdziale 1.3. Program badawczy realizowano w Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Łódzkiej oraz w Structural Engineering Research Laboratory w instytucie EMPA.

#### 3.2. Opis konstrukcji mostu w Szczercowskiej Wsi

Most przez rzekę Pilsię w Szczercowskiej Wsi w gminie Szczerców usytuowany jest w ciągu drogi wojewódzkiej nr 480 (km 40+578), pomiędzy miejscowościami Szczerców (od strony wschodniej) i Widawa (od strony zachodniej). Jest to jednoprzęsłowy most belkowy o rozpiętości teoretycznej 17,4 m. Konstrukcję nośną mostu stanowi 5 prefabrykowanych dźwigarów kablobetonowych typu WBS o przekroju dwuteowym, długości 18,4 m i wysokości 1,0 m. Zbrojenie sprężające każdego z dźwigarów stanowi 5 kabli w postaci wiązki 18 drutów o średnicy 5 mm w osłonie stalowej. 3 kable mają trasę krzywoliniową, natomiast 2 umieszczone w dolnej półce dźwigara mają przebieg prostoliniowy. Dźwigary usytuowane są na łożyskach stalowych stycznych, w rozstawie w osi podpór 18,0 m. W kierunku poprzecznym dźwigary połączone są za pomocą 3 żelbetowych poprzecznic, jednej w środku rozpiętości i dwóch przy podporach. Pomost stanowi monolityczna płyta żelbetowa o grubości 0,16 m i szerokości 7,4 m, wykończona warstwami drogowymi (rys. 3.1). Podpory mostu stanowią żelbetowe przyczółki masywne posadowione na palach. Most wyposażony jest w balustrady stalowe. Konstrukcję mostu wzniesiono w 1965 roku. W Załączniku przedstawiono oryginalne rysunki wykonawcze mostu.





Rysunek 3.2. Widok z boku oraz plan rozmieszczenia dźwigarów mostu (wymiary w cm).



Rysunek 3.3. Widok mostu w Szczercowskiej Wsi.

Na rysunku 3.2 przedstawiono widok mostu od strony zachodniej oraz widok z góry z zaznaczonym położeniem osi dźwigarów konstrukcyjnych. Dźwigary usytuowane są równolegle, w osiowych odstępach wynoszących od 1,50 m do 1,57 m. Przyczółki mostu nie są ustawione prostopadle do osi dźwigarów – kąt między osią podłużną mostu a osią poprzeczną przyczółków wynosi  $80^\circ$ . W rezultacie podpory sąsiadujących dźwigarów przesunięte są o 27 cm w kierunku podłużnym. Przesunięcie pomiędzy skrajnymi dźwigarami wynosi 1,08 m.

Droga wojewódzka nr 480, w ciągu której usytuowany jest most, objęta została przez Zarząd Dróg Wojewódzkich w Łodzi szerokim programem renowacji, mającym na celu umożliwienie ruchu pojazdów o większej masie na tej trasie. Inne mosty znajdujące się w jej ciągu zakwalifikowano do grupy obiektów mostowych klas A lub B (wg normy PN-85/S-10030 *Obiekty mostowe. Obciążenia*). W związku z tym konieczne było podniesienie klasy mostu w Szczercowskiej Wsi do klasy B. Rzeczywisty stan konstrukcji określono na podstawie wykonanie ekspertyzy wykonanej w ramach przeglądu 5-letniego mostu. Na rysunku 3.3 przedstawiono widok mostu przed remontem.

### 3.2.1. Ekspertyza stanu mostu

Przed rozpoczęciem projektu, w 2010 roku firma Tarcopol wykonała okresowy przegląd 5-letni mostu w Szczercowskiej Wsi (Tarcopol, 2010). W ramach przeglądu zespół pod kierunkiem mgr inż. Tomasza Zająca wykonał następujące prace:

- Oględziny stanu konstrukcji i wyposażenia mostu,
- Badania chemiczne próbek w celu określenia zagrożenia korozją chlorkową i siarczanową oraz stopnia skarbonatyzowania otuliny betonowej,
- Badania sklerometryczne dla oceny jednorodności i wytrzymałości betonu na ściskanie,
- Badania wytrzymałościowe próbek betonu pobranych z konstrukcji.

#### Oględziny konstrukcji

Podczas wstępnych oględzin mostu oceniano stan elementów konstrukcyjnych, nawierzchni oraz elementów wyposażenia mostu. Zwracano uwagę na kompletność i stan wyposażenia (barier, urządzeń dylatacyjnych, urządzeń odwadniających, łożysk dźwigarów), mechaniczne uszkodzenia oraz ubytki w nawierzchni asfaltowej oraz w betonie płyty pomostu, zarysowanie oraz ubytki betonu elementów konstrukcyjnych, a także oznaki korozji zbrojenia stalowego. Na podstawie oględzin stwierdzono szereg uszkodzeń mogących mieć wpływ na nośność konstrukcji i warunki użytkowania.

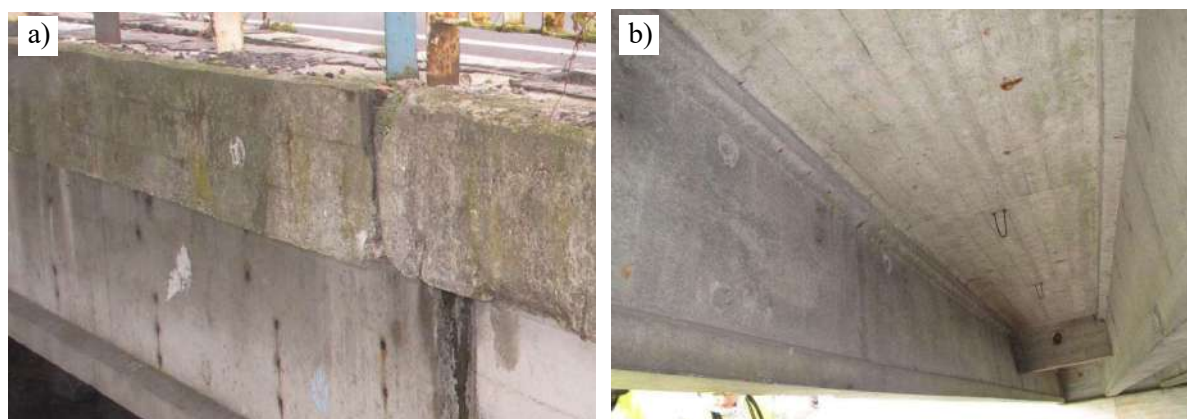


Stan asfaltowej nawierzchni jezdni na moście oraz na wjazdach na most uznano za dobry. Zaobserwowano prawidłowe działanie systemu odwadniającego, stwierdzono natomiast brak urządzeń dylatacyjnych. W barierach ochronnych stwierdzono liczne uszkodzenia powłoki antykorozyjnej i silną korozję, a także nienormatywną wysokość i rozstaw poprzeczek barier (rys. 3.2).



Rysunek 3.4. a) Widok wjazdu na most, b) Stan barier (Tarcopol, 2010).

W żelbetowej konstrukcji płyty pomostu stwierdzono ubytki, spękanie oraz korozję betonu na górnej powierzchni kap chodnikowych oraz na bocznej powierzchni gzymsów. Na dolnej powierzchni płyty zaobserwowano rdzawe wykwity oraz odkryte, korodujące fragmenty zbrojenia świadczące o niedostatecznej grubości otuliny betonowej, a także porostanie glonów świadczące o nieszczelności izolacji i obecności wody przeciekającej z nawierzchni jezdni (rys. 3.3).



Rysunek 3.5. a) Uszkodzenia gzymsu, b) Uszkodzenia spodu płyty pomostu (Tarcopol, 2010).

Stan dźwigarów uznano za dobry, aczkolwiek w jednym z dźwigarów skrajnych stwierdzono powstanie rysy świadczącej o możliwości zaistnienia korozji kanałów kablowych i zagrożeniu dla trwałości konstrukcji (rys. 3.4). Zaobserwowano również pojedyncze rdzawe wykwity na dolnej powierzchni dźwigarów świadczące o ogniskach korozji zbrojenia zwykłego. Odnotowano silną korozję i zanieczyszczenie łożysk stalowych oraz zanieczyszczenie szczeliny dylatacyjnej utrudniające swobodny przesuw dźwigarów na podporach (rys. 3.5). Na podstawie pomiarów stwierdzono że strzałka wygięcia dolnej powierzchni dźwigarów wynosi od 30 do 35 mm.

W przyczółkach mostu stwierdzono ubytki w otulinie betonowej skutkujące korozją odsłoniętego zbrojenia. Po wschodniej stronie rzeki stwierdzono osunięcie nasypu i odsłonięcie skrzydła przyczółka zagrażające jego stateczności. Efektem było pęknięcie przyczółka i jego przemieszczenie, powodujące całkowity zanik szczeliny dylatacyjnej przy podporach dźwigarów (rys. 3.6). Uszkodzenie to całkowicie uniemożliwiło swobodne wydłużanie przęsła.



Rysunek 3.6. a) Korozja łożysk, b) Zanieczyszczenie szczeliny dylatacyjnej (Tarcopol, 2010).



Rysunek 3.7. a) Zarysowanie betonu, b) Korozja zbrojenia (Tarcopol, 2010).



Rysunek 3.8. Obsunięcie nasypu skutkujące pęknięciem i przemieszczeniem przyczółka (Tarcopol, 2010).

## Badania chemiczne

Badania chemiczne betonu wykonano w celu określenia zagrożenia korozją chlorkową i siarczanową oraz stopnia skarbonatyzowania otuliny betonowej. Próbkę betonu pobrano z dźwigara, płyty pomostu oraz przyczółka (patrz tabela 3.1). Próbkę tę w postaci pyłu betonowego pobrano za pomocą odwiertu, wiertłem o średnicy 16 mm, z głębokości do 3 cm. Część badań przeprowadzono na w otworach powstałych przy pobraniu próbek do badań wytrzymałościowych (rys. 3.9). Zakres przeprowadzonych badań chemicznych obejmował:

- oznaczenie wartości wskaźnika pH,
- oznaczenie zawartości chlorków, siarczanów, azotanów i azotynów.

W badaniach do oznaczenia pH wykorzystano Rainbow–Test. Jest to metoda bezpośredniej oceny zasięgu i zaawansowania procesu karbonatyzacji betonu, polegająca na określeniu przebiegu zmian wartości pH w betonie badanego elementu na podstawie oceny rozkładu barw na powierzchni jego przełomu (podczas sukcesywnego odkuwania) uzyskiwanego poprzez pokrycie jej aerozolem natryskiem, zawierającym kompozycję odczynników chemicznych, identyfikujących wartości pH w zakresie od 5 do 13. Odczyn pH równy 11, uznawany powszechnie za wartość graniczną, poniżej której zanika naturalna zdolność betonu do pasywacji względem zbrojenia, odpowiada zabarwieniu betonu na fioletowo. Przejście palety barw z koloru fioletowego na zielony (pH = 9) sygnalizuje spadek pH poniżej wartości uznawanej za graniczną i potencjalne zagrożenie korozyjne zbrojenia. Przejście palety barw z koloru zielonego na pomarańczowy sygnalizuje spadek pH poniżej 9 i świadczy o znacznym zaawansowaniu procesu karbonatyzacji.

W badaniach oznaczenie soli szkodliwych dla betonu wykorzystano: pałeczki *Merckquant 10019* i 10020 do ilościowego oznaczenia siarczanów, azotanów i azotynów oraz zestaw *Chlorid-Aquamerck 11106* do stwierdzenia obecności i stężenia chlorków. Zgodnie z zaleceniami Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, przyjęto dla elementów żelbetowych graniczną zawartość chlorków w betonie, odpowiadającą 0,4% wagi cementu. Przyjmując iż do produkcji betonu wykorzystano około 400 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> mieszanki, oraz przyjmując wartość gęstości pozornej na poziomie 2500 kg/m<sup>3</sup>, warunek ten sprowadza się do granicznej wartości zawartości jonów chlorków równej: około 0,064% masy betonu. Natomiast w betonie skarbonatyzowanym warunek ten sprowadza się do granicznej wartości zawartości jonów chlorków równej: około 0,016% masy betonu. Jako graniczną zawartość siarczanów w betonie przyjęto wartość na poziomie 0,50% masy betonu.

Tabela 3.1. Wyniki badań chemicznych próbek betonu (Tarcopol, 2010).

Nr	Miejsce pobrania próbki	PH /mm	ZAWARTOŚĆ						
			Chlorków		Siarczanów		Azotanów		Azotynów
			udział % w stosunku do wagi betonu <sup>x)</sup>						Jakościowo
			Jakościowo	Ilościowo	Jakościowo	Ilościowo	Jakościowo	Ilościowo	
+/-	[%]	+/-	[%]	+/-	[%]	+/-			
1, 4	Belka ustroju niosąca od strony dolnej wody i Szerzecowa 1-bok belki, 4- spód belki	13	+	0,012 (0-5mm) 0,008 (5-15mm) 0,006 (15-30mm)	-	0	-	0	-
2	Przyczółek od strony Szerzecowa	9/10 dalej 13	+	0,014 (0-5mm) 0,010 (5-30mm) 0,008(30-50mm)	-	0	-	0	-
3	Nadbeton belek WBS między belką B4 i B3 od strony Szerzecowa	13	+	0,012 (0-5mm) 0,008 (5-15mm) 0,006 (15-30mm)	-	0	-	0	-

Uzyskane wyniki badań chemicznych betonu zestawiono w tabeli 3.1. Na rysunku 3.9 przedstawiono wyniki badań do oznaczenia pH. Na podstawie otrzymanych wyników badań chemicznych betonu określono następujące wnioski:

- powierzchniowa karbonatyzacja betonu nastąpiła we wszystkich elementach konstrukcji mostu,
- otulina betonowa stanowi wystarczającą ochronę prętów zbrojeniowych,
- nieprzekroczenie dopuszczalne stężenia chlorków nie zostało przekroczone w żadnej próbce,
- nie stwierdzono występowania siarczanów, azotanów i azotynów w betonie.



Rysunek 3.9. Wyniki badań chemicznych próbek oraz zestaw badawczy Rainbow-Test (Tarcopol, 2010).

### Badania sklerometryczne

Badania sklerometryczne betonu przeprowadzono celem oceny jednorodności betonu i oznaczenia jego wytrzymałości na ściskanie. Pomiary wykonano młotkiem Schmidta typu N według normy PN-74/B-06262 (PN, 1974). Badaniom poddano beton płyty pomostowej, dźwigarów oraz beton przyczółków. Na podstawie odczytanych liczb odbicia ( $L$ ) obliczono wytrzymałość betonu ( $R$ ) zgodnie ze wzorem wg Instrukcji ITB Nr 210 (ITB, 1977):

$$R = 0,004 L^2 - 0,914 L + 7,36 \quad (3.1)$$

Wyniki obliczeń wytrzymałości betonu oraz określenia jednorodności zestawiono w tabeli 3.2. Na podstawie badań określono minimalną wytrzymałość doraźną na ściskanie dla betonu dźwigarów równą  $R_{min} = 61,20$  MPa, dla betonu płyty pomostu  $R_{min} = 44,74$  MPa, dla przyczółka po stronie zachodniej (kierunek miasta Widawa)  $R_{min} = 40,50$  MPa, a dla przyczółka po stronie wschodniej (kierunek miasta Szczerców)  $R_{min} = 41,00$  MPa. We wszystkich badaniach stwierdzono bardzo dobrą jednorodność betonu. Przebieg badań oraz wykorzystany młotek Schmidta przedstawia rysunek 3.10.

Tabela 3.2. Wynik badań sklerometrycznych (Tarcopol, 2010).

Lp.	Element obiektu	Średnia wartość sprowadz. liczby odbicia $\bar{L}$	Średnia wytrzymałość doraźna na ściskanie $\bar{R}$ [MPa]	Minimalna wytrzymałość doraźna na ściskanie $R_{\min}$ [MPa]	Ocena jednorodności betonu
1	Płyta pomostowa	48,82	60,62	44,74	bardzo dobra
2	Belki ustroju niosącego	52,06	71,06	61,20	bardzo dobra
3	Przyczółek od strony Widawy	43,02	44,00	40,50	bardzo dobra
4	Przyczółek od strony Szczercowa	43,07	44,10	41,0	bardzo dobra



Rysunek 3.10. a) Przebieg badań sklerometrycznych, b) Młotek Schmidta użyty do badań (Tarcopol, 2010).

### Badania wytrzymałościowe

Badania obejmowały oszacowanie średniej wytrzymałości betonu przyczółka, dźwigara i płyty pomosty na podstawie laboratoryjnych badań niszczących próbek pobranych z konstrukcji. Próbki pobrano za pomocą wiertnicy ze środka dźwigara B1 w strefie przypodporowej (odwiert O1), przyczółka od strony wschodniej (odwiert O2) oraz z płyty pomostu (odwiert O3) (rys. 3.11). Z rdzenia odwiertu O1 o średnicy 80 mm wycięto jedną próbkę cylindryczną o wysokości 80 mm, z rdzenia odwiertu O2 o średnicy 100 mm wycięto 3 próbki o wysokości 100 mm, natomiast z rdzenia odwiertu O3 o średnicy 100 mm wycięto 2 próbki o wysokości 100 mm. Wycięte próbki laboratoryjne poddano badaniom niszczącym wytrzymałości na ściskanie wg PN-EN 12504-1 (EN, 2009) w maszynie wytrzymałościowej.

Na podstawie oględzin próbek stwierdzono że beton dźwigara wykonano na kruszywie granitowym, natomiast beton przyczółka i pomostu wykonano na kruszywie naturalnym (otoczaki, pospółka, żwir). Na podstawie badań laboratoryjnych określono wartość średniej oraz minimalnej wytrzymałości betonu na ściskanie dla każdego z elementów ustroju nośnego mostu. Ze względu na małą liczbę próbek nie określano klasy betonu. Wynik badań oraz obliczeń przedstawiono w tabeli 3.3. Badania pozwoliły określić średnią wytrzymałość na ściskanie betonu dla dźwigara wynoszącą  $R_{sr} = 57,6$  MPa, dla przyczółka wynoszącą  $R_{sr} = 28,9$  MPa oraz dla płyty pomostu wynoszącą  $R_{sr} = 43,5$  MPa.

Tabela 3.3. Wynik badań wytrzymałościowych (Tarcopol, 2010).

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Średnica odwiertu [mm]	Współczynnik korekcyjny	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Dźwigar B1	O1/1	$\phi$ 80	0,98	57,59
	<b>Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie <math>R_{sr}</math></b>			<b>57,6</b>
	<b>Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie <math>R_{i,min}</math></b>			<b>57,6</b>
	Odchylenie standardowe $S_R$			-
	Współczynnik zmienności wytrzymałości $V_R$			-
Przyczółek od strony Szczercowa	O2/1	$\phi$ 100	1,0	35,32
	O2/2	$\phi$ 100	1,0	31,36
	O2/3	$\phi$ 100	1,0	24,43
	<b>Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie <math>R_{sr}</math></b>			<b>28,9</b>
	<b>Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie <math>R_{i,min}</math></b>			<b>24,4</b>
Odchylenie standardowe $S_R$			5,4	
Współczynnik zmienności wytrzymałości $V_R$			19%	
Płyta pomostu	O3/1	$\phi$ 100	1,0	52,18
	O3/2	$\phi$ 100	1,0	34,77
	<b>Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie <math>R_{sr}</math></b>			<b>43,5</b>
	<b>Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie <math>R_{i,min}</math></b>			<b>34,8</b>
	Odchylenie standardowe $S_R$			24,0
Współczynnik zmienności wytrzymałości $V_R$			55%	



Rysunek 3.11. Odwierty do pobrania próbek do badań laboratoryjnych (Tarcopol, 2010).

## Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej ekspertyzy stan techniczny obiektu uznano za dostateczny. Uszkodzenia, które zaobserwowano miały wpływ na nośność, estetykę oraz na pogorszenie warunków użytkowania mostu. Zalecono zamontować na obiekcie normatywne wyposażenie, monitorować stan dźwigarów z uwagi na zaobserwowane uszkodzenia, oraz przeprowadzić prace z zakresu bieżącego utrzymania w celu ograniczenia dalszej degradacji obiektu i zapewnienia bezpiecznej eksploatacji do czasu rozpoczęcia prac zwianych z remontem lub przebudową.

Na podstawie stwierdzonych w badaniach wytrzymałości na ściskanie betonu elementów konstrukcyjnych potwierdzono założenia projektowe, wg których obecna konstrukcja mostu kwalifikuje się do klasy D obiektów mostowych. Pozwala to dopuścić do ruchu na moście pojazdy o masie całkowitej do 20 t.

W porozumieniu z Zarządem Dróg Wojewódzkich opracowany został projekt przebudowy mostu przewidujący szereg prac remontowych, w tym wykonanie wzmocnienia istniejących dźwigarów przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP metodą gradientową, opracowaną w szwajcarskim laboratorium EMPA we współpracy z firmą S&P Clever Reinforcement. Zastosowanie tego rozwiązania pozwoli na podniesienie klasy obiektu mostowego i dostosowanie jego konstrukcji do przenoszenia większych obciążeń z zachowaniem oryginalnych elementów konstrukcyjnych.

### 3.2.2. Opis dźwigarów mostowych

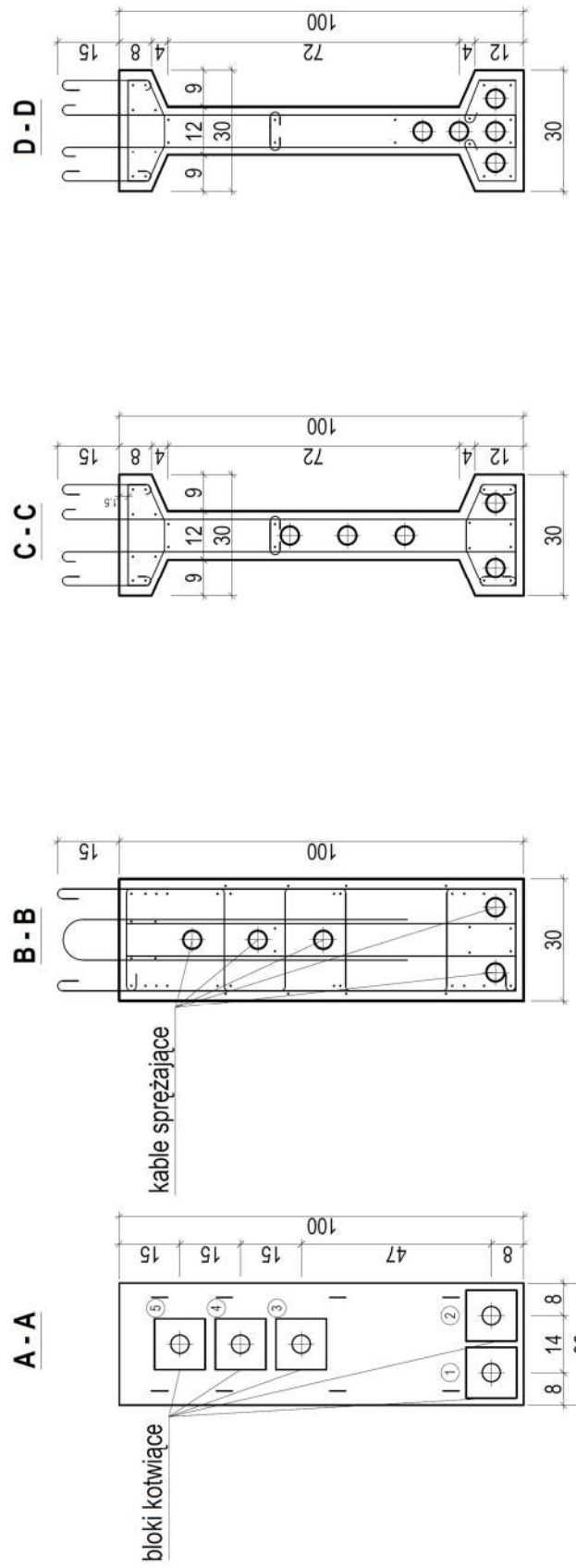
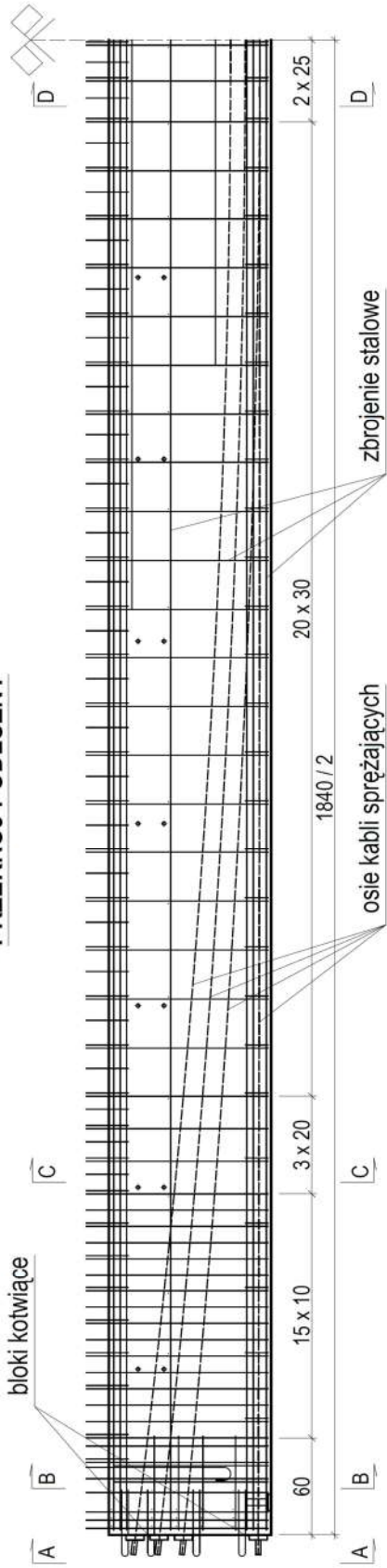
Dźwigary stanowiące główny ustrój mostu to dźwigary kablobetonowe prefabrykowane typu WBS. Długość całkowita każdego dźwigara wynosi 18,4 m. Wysokość przekroju dwuteowego jest równa 1,0 m, szerokość półek wynosi 0,30 m, natomiast szerokość środka 0,12 m. Grubość dolnej półki to 0,12 m, natomiast górnej 0,08 m. W strefach przypodporowych na długości 0,30 m dźwigary mają przekrój prostokątny o wymiarach 0,30 x 1,0 m (rys. 3.12). Dźwigary zgodnie z projektem wykonano z betonu marki  $R_w = 500 \text{ kG/cm}^2$ , co odpowiada w przybliżeniu współczesnej klasie betonu C40/50. Do wykonania dźwigara użyto  $3,12 \text{ m}^3$  betonu.

Główne zbrojenie stalowe w strefie rozciąganej stanowi 8 prętów o średnicy 6 mm umieszczonych w dolnej półce dźwigara, natomiast główne zbrojenie ściskane stanowi 10 prętów o średnicy 6 mm w górnej półce. Strefy zakotwienia kabli sprężających są dodatkowo zbrojone 4 strzemionami poziomymi o średnicy 6 mm. Zbrojenie poprzeczne stanowią pionowe strzemiona dwucięte o średnicy 8 mm w rozstawie co 30 cm w środku rozpiętości dźwigara i w rozstawie co 10 cm w strefach przypodporowych na długości 2,1 m. Strzemiona posiadają haki wystające ponad górną powierzchnię dźwigara, służące do połączenia z płytą pomostu. Półki dźwigara zbrojone są wkładkami z prętów o średnicy 6 mm oraz w górnej półce dodatkowo wkładkami z prętów o średnicy 8 mm z hakami wystającymi ponad górną powierzchnię dźwigara. W strefie przypodporowej strzemiona są wielokrotnie odgięte co stanowi dodatkowe zbrojenie poprzeczne w kierunku poziomym dla stref zakotwienia kabli sprężających. Wszystkie pręty zbrojeniowe wykonano ze stali gładkiej gatunku St-0S. Łącznie do wykonania zbrojenia zwykłego jednego dźwigara użyto 287 kg stali.

Zbrojenie sprężające dźwigara WBS stanowi 5 kabli wykonanych z wiązki 18 drutów o średnicy 5 mm, w osłonach kablowych o średnicy 45 mm ze stali o grubości 0,3 mm. Klasa stali kablowej wg projektu jest określona jako  $R_r = 16500 \text{ kG/cm}^2$  co odpowiada charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie ok. 1618 MPa. 3 kable mają trasę krzywoliniową o strzałkach paraboli od 45,9 cm do 47,4 cm, natomiast 2 kable umieszczone w dolnej półce dźwigara mają przebieg prostoliniowy. Projektowana siła naciągu każdego z kabli to 37 T co odpowiada 363 kN. Zakotwienie kabli wykonane jest ze stalowych bloków o wymiarach 125 x 125 mm i grubości 50 mm. Kable po sprężeniu zainiektowano zaprawą cementową.

Dźwigary posadowione są na przyczółkach za pośrednictwem stalowych łożysk stycznych wykonanych z płyt stalowych o wymiarach 80 x 300 mm i grubości 30 mm zlicowanych z dolną powierzchnią betonu. Osiowy rozstaw łożysk podporowych wynosi 18,0 m.

### PRZEKRÓJ PODŁUŻNY



Rysunek 3.12. Przekroje oraz zbrojenie dźwigara mostowego WBS (wymiar w cm).



### 3.3. Projekt przebudowy i wzmocnienia mostu

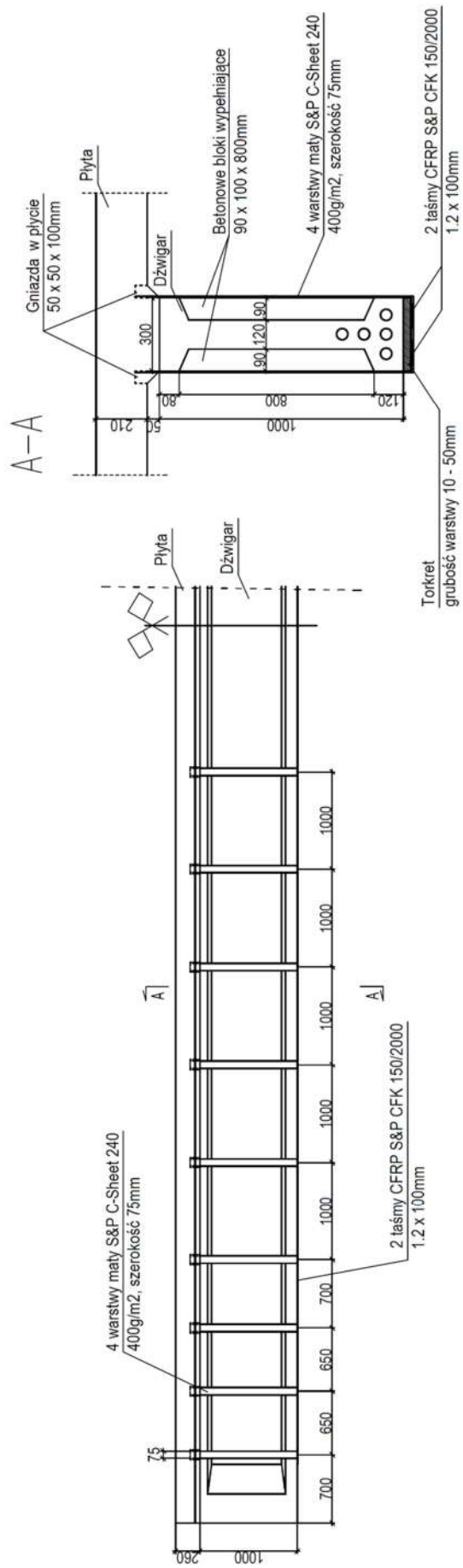
Projekt ogólnej przebudowy mostu przez rzekę Pilsię, przygotowany przez pracownię Mostopol, przewidywał wykonanie następujących prac:

- Rozbiórkę istniejącej konstrukcji z zachowaniem dźwigarów kablobetonowych,
- Wykonanie pali fundamentowych oraz nowych przyczółków o szerokości 9,90 m,
- Ułożenie istniejących dźwigarów na nowych przyczółkach oraz instalacja nowych, kablobetonowych dźwigarów skrajnych,
- Wykonanie nowej, żelbetowej płyty pomostu, o grubości 0,21 m, wraz z nowymi poprzecznicami (skrajnymi i środkową).
- Wzmocnienie oryginalnych dźwigarów za pomocą materiałów z włókien węglowych,
- Wykonanie warstw nawierzchni jezdnej oraz wyposażenia mostu (barier, odwodnienia itp.).

Za projekt wzmocnienia konstrukcji odpowiedzialny był zespół Politechniki Łódzkiej pod kierunkiem dr hab. inż. Renaty Kotyni. Jediną skuteczną metodą wzmocnienia na zginanie było zastosowanie naprężonych taśm CFRP, jako że w przypadku konstrukcji sprężonych aplikacja kompozytów sposobem bierny jest nieefektywna, co potwierdzają badania przedstawione w rozdziale 2. Ze względu na obecność kabli sprężających w dolnej półce dźwigara (rys. 3.12), niemożliwe było zastosowanie typowych systemów wzmocnień czynnych wykorzystujących mechaniczne kotwienie kompozytu w betonie, ponieważ wykonanie otworów w betonie groziło uszkodzeniem kabli. Kolejnym problemem było niebezpieczeństwo powstania ognisk korozji na styku stalowych elementów zakotwienia mechanicznego z betonom, w środowisku o wysokiej wilgotności powietrza tuż nad powierzchnią wody w rzece. Mając na uwadze powyższe wymagania zdecydowano o zastosowaniu technologii gradientowego kotwienia taśm kompozytowych, stanowiących wzmocnienie dźwigarów mostowych na zginanie.

Projekt wzmocnienia przewidywał aplikację taśm kompozytowych z włókien węglowych S&P CFK 150/200 o szerokości 100 mm i grubości 1,2 mm (rys. 3.13). Przyjęto instalację dwóch taśm na dolnej powierzchni każdego z pięciu dźwigarów. Zaplanowano sprężenie taśm siłą 120 kN, co odpowiada odkształceniom wstępnym 6%. Jako zakotwienie zastosowano gradację siły sprężającej w taśmach, z wykorzystaniem urządzenia grzewczego przyspieszającego wiązanie kleju. Dokładny opis procedury aplikacji metody gradientowej zamieszczono w rozdziale 4.3. Po instalacji każdej z taśm CFRP urządzenia sprężająco-kotwiące będą demontowane, pozostawiając na obiekcie jedynie przyklejone taśmy kompozytowe.

Aplikacja naprężonych taśm kompozytowych na dolnej powierzchni dźwigarów kablobetonowych, które na skutek sprężenia doznały ujemnego ugięcia, wymagała wykonania reprofilacji, tzn. wyrównania i wypoziomowania dolnych powierzchni dźwigarów. W przeciwnym razie wprowadzanie siły rozciągającej w kompozycie powodowałoby jego odrywanie od powierzchni betonu. Powierzchnia uzyskana w efekcie reprofilacji musiała wykazywać następujące cechy: wysoką wytrzymałość na rozciąganie, odporność na wysokie temperatury powstające podczas podgrzewania zaprawy klejowej oraz stosunkowo szybki przyrost wytrzymałości umożliwiający szybkie wykonanie wzmocnienia. Mając na uwadze powyższe wymagania zdecydowano o zastosowaniu mineralnej zaprawy naprawczej do betonu typu PCC (*polymer cement concrete*) na bazie zaprawy cementowej z kruszywem mineralnym i dodatkiem syntetycznych mikrowłókien. Do wykonania reprofilacji przewidziano zaprawę AP UVM 8 nakładaną metodą torkretowania na sucho w jednej warstwie o zmiennej grubości od 10 do 50 mm. Wybory zaprawy i metody aplikacji dokonano na podstawie odrębnego programu badań własnych nad właściwościami zapraw reprofilacyjnych, opisanego w rozdziale 5.2.



Rysunek 3.13. Projekt wzmocnienia dźwigarów mostowych przy użyciu kompozytów CFRP (wymiały w mm).

W następnej kolejności projekt objął wykonanie wzmocnienia na ścinanie w postaci oplotów z mat S&P C-Sheet 240 400g/m<sup>2</sup>. Przewidziano rozmieszczenie oplotów w rozstawach 0,65 – 1,0 m na całej długości dźwigarów, z pominięciem środkowej strefy w pobliżu poprzecznicy mostu (rys. 3.13). Przyjęto wykonanie oplotów z pasów maty o szerokości 75 mm składających się z 4 warstw materiału. Końce mat zostaną zakotwione w gniazdach o wymiarach 50 x 50 x 100 mm wykonanych w dolnej powierzchni płyty pomostu. W miejscach oplotów na bocznej powierzchni dźwigarów zamocowane zostaną betonowe bloki wypełniające przestrzeń między półkami i środkiem dwuteowego przekroju dźwigarów. Na dolnej powierzchni dźwigarów oplot z mat obejmie przyklejone uprzednio naprężone taśmy CFRP stanowiące wzmocnienie na zginanie. Takie rozwiązanie zapewni dodatkowe zabezpieczenie dla naprężonych taśm przed odspojeniem w sytuacji awaryjnej.



## **4. Realizacja programu badawczego**

### **4.1. Budowa dźwigarów w laboratorium EMPA**

Na potrzeby badań laboratoryjnych zrekonstruowano w warunkach laboratoryjnych dwa kompletne dźwigary kablobetonowe wraz z fragmentami płyty pomostu. Dźwigary zrekonstruowano w skali 1:1, co oznacza że każdy z dźwigarów charakteryzował się długością całkowitą 18,4 m i wysokością przekroju dwuteowego równą 1,0 m. Na każdym z dźwigarów wykonano płytę żelbetonową reprezentującą fragment płyty pomostu, o szerokości 1,25 m i grubości 0,21 m. Rekonstrukcję dźwigarów wykonano w laboratorium Structural Engineering Research Laboratory w instytucie EMPA. Do budowy dźwigarów zastosowano materiały o gatunkach i klasach jak najwierniej odpowiadających właściwościami oryginalnym dźwigarom mostowym. Dokładny przebieg kolejnych etapów budowy dźwigarów laboratoryjnych przedstawiono w kolejnych podrozdziałach.

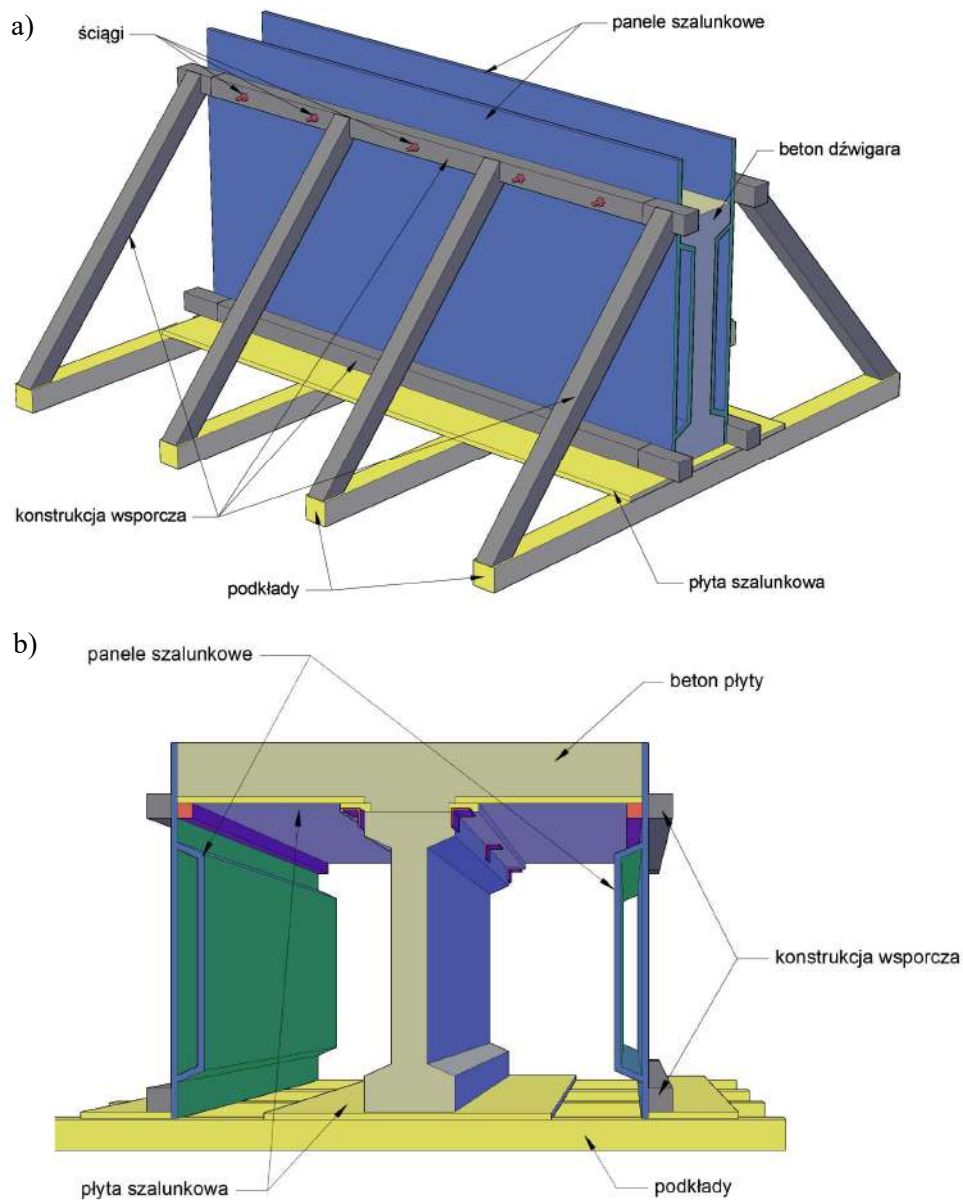
#### **4.1.1. Przygotowanie i transport materiałów**

Pierwszym etapem przygotowania dźwigarów do badań było zamówienie materiałów do wykonania dźwigarów (zbrojenia zwykłego oraz szalunków) i ich transport do laboratorium EMPA. Zbrojenie zwykle dostarczone przez firmę P.W. Optimax sp. z o. Asortyment zbrojenia obejmował:

- pręty o średnicy 6 mm, w kręgu – stal gładka gatunku S235, masa 460 kg,
- pręty proste o średnicy 8 mm, długości 12 m – stal gładka gatunku S235, masa 30 kg,
- strzemiona i figury z prętów o średnicach 6, 8 i 22 mm – stal gładka gatunku S235, masa 900 kg,
- strzemiona i figury z prętów o średnicy 10 mm – stal żebrzana gatunku BST500S, masa 140 kg,

Szczegóły zbrojenia przedstawiono w rozdziale 4.1.2. Mimo zamówienia zbrojenia pasywnego zgodnie z projektem w postaci stali gładkiej gatunku S235, badania materiałowe przeprowadzone w laboratorium EMPA nie potwierdziły zgodności charakterystyki wytrzymałościowej dostarczonego zbrojenia z projektem. Mimo wykonania zbrojenia w postaci prętów gładkich próbki wykazały wyższe wytrzymałości na rozciąganie niż wynikające z gatunku wskazanego w projekcie. Opis i rezultaty badań materiałowych przedstawiono w rozdziale 5.1. Zbrojenie sprężające produkcji szwajcarskiej firmy Stahlton AG zostało dostarczone przez producenta bezpośrednio do laboratorium EMPA. Szczegóły zbrojenia sprężającego przedstawiono w rozdziale 4.1.3.

Ze względu na złożony kształt przekroju dźwigarów (przekrój dwuteowy w części środkowej, przechodzący w przekrój prostokątny w strefach przypodporowych), niemożliwe było zastosowanie systemowych szalunków dostępnych w laboratorium EMPA do budowy elementów badawczych. Na potrzeby budowy dźwigarów zespół Politechniki Łódzkiej zaprojektował i zlecił wykonanie specjalistycznych szalunków drewnianych ze sklejki wodoodpornej o grubości 27 mm. Szalunki miały postać łączonych ze sobą, modułowych paneli, co umożliwiło ich transport oraz wielokrotne użycie do betonowania elementów próbnych oraz dwóch kompletnych dźwigarów. Łącznie wykonano 16 drewnianych paneli, w tym 12 symetrycznych paneli wewnętrznych o długości 2,50 m oraz 4 panele skrajne (montowane w miejscu zmiany przekroju dźwigara) o długości 1,85 m. Projekt paneli umożliwił ich wykorzystanie do betonowania dźwigarów, a następnie do użycia jako podstawa szalunku fragmentów płyt pomostu (rys. 4.1). Panele szalunkowe przetransportowano do laboratorium EMPA wraz ze zbrojeniem stalowym (rys. 4.2). Kompletnie rysunki wykonawcze paneli szalunkowych przedstawiono w Załączniku.



Rysunek 4.1. Koncepcja wykorzystania paneli szalunkowych podczas betonowania dźwigara (a) i betonowania płyty (b).



Rysunek 4.2. Drewniane panele szalunkowe w laboratorium EMPA.

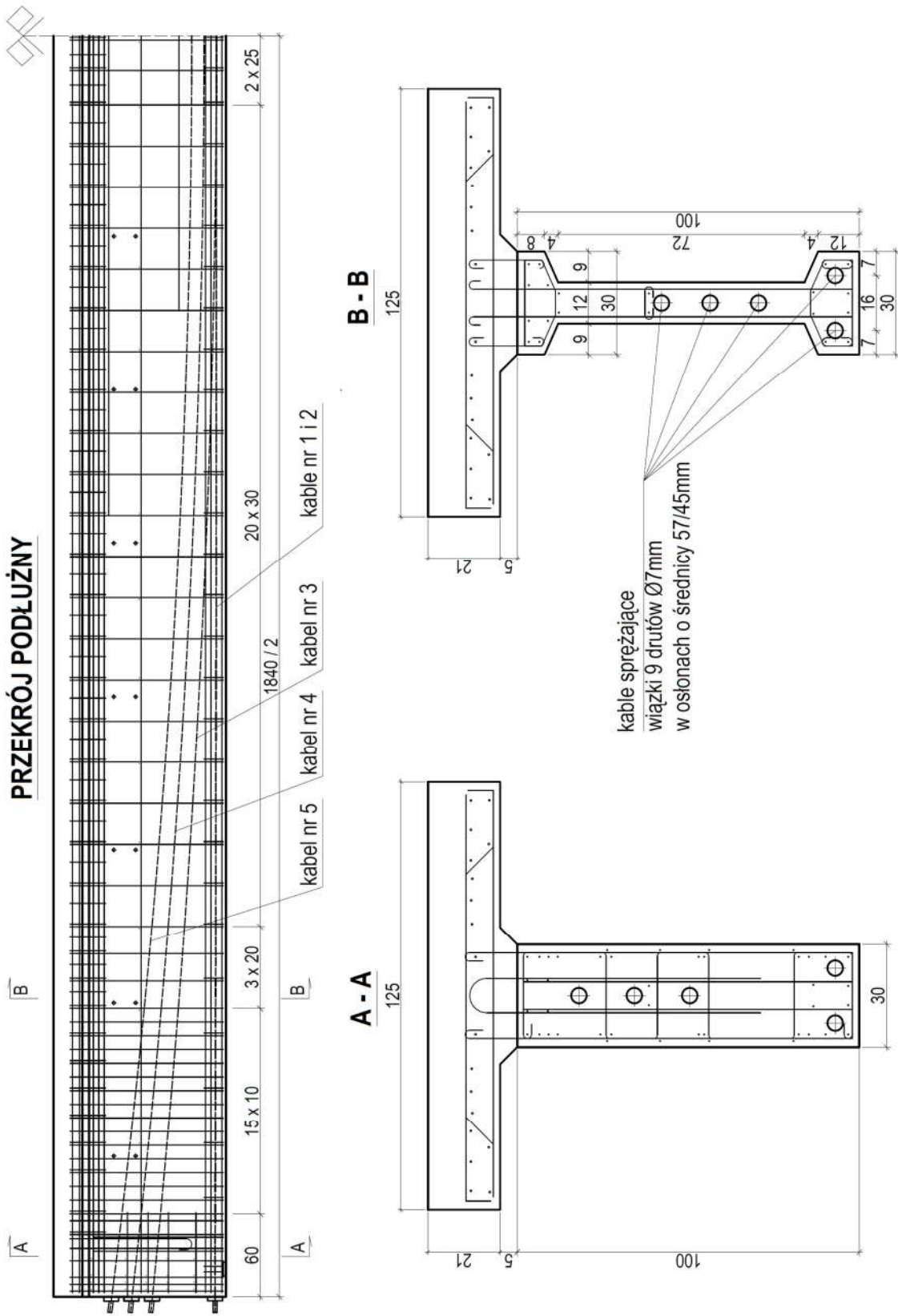
#### 4.1.2. Zbrojenie dźwigarów

Kolejnym etapem budowy dźwigarów laboratoryjnych było przygotowanie zbrojenia. W laboratorium EMPA wykonano szkielety zbrojenia dwóch dźwigarów, w sposób dokładnie odwzorowujący oryginalny projekt dźwigarów mostowych (patrz rozdział 3.2.2). Główne zbrojenie rozciągane wykonano z 8 prętów o średnicy 6 mm w dolnej półce dźwigara. Główne zbrojenie ściskane wykonano z 10 prętów o średnicy 6 mm w górnej półce. Zbrojenie poprzeczne wykonano z pionowych strzemion dwuciętych z prętów o średnicy 8 mm w rozstawie co 10 - 30 cm. Półki dźwigara zbrojono wkładkami z prętów o średnicy 6 mm, a w górnej półce dodatkowo wkładkami z prętów o średnicy 8 mm. Strzemiona oraz wkładki z prętów o średnicy posiadały haki wystające ponad górną powierzchnię dźwigara, służące do późniejszego połączenia z betonem płyty. Strefy zakotwienia kabli sprężających dodatkowo zbrojono 4 strzemionami poziomymi o średnicy 6 mm oraz wielokrotnie odgiętymi strzemionami pionowymi. W szalunkach umieszczono dwie płyty stalowe łożysk stycznych stanowiących podpory dźwigara. Płyty o wymiarach 300 x 80 mm i grubości 30 mm usytuowano symetrycznie w rozstawie osiowym 18,0 m. Rysunki zbrojenia dźwigarów przedstawiono na rysunku 4.3. Kompletne rysunki wykonawcze zamieszczono w Załączniku.

Za dostarczenie zbrojenia sprężającego odpowiadała szwajcarska firma Stahlton AG. Na podstawie archiwalnej dokumentacji projektowej mostu w Szczercowskiej Wsi stwierdzono, że w belkach zastosowano kable ze stali sprężającej o wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie  $R_r = 16500 \text{ kG/cm}^2$  (co odpowiada wytrzymałości  $R_r = 1618 \text{ MPa}$ ) w postaci wiązek 18 drutów o średnicy 5 mm (o polu powierzchni przekroju stali  $A_p = 353 \text{ mm}^2$ ). W konsultacji z dostawcą zbrojenia sprężającego zdecydowano, że do wykonania zbrojenia belek laboratoryjnych posłużą wiązki drutów ze stali gatunku Y1670C o średnicy 7 mm, których charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie wynosiła  $f_{tk} = 1670 \text{ MPa}$ . Każdy kable składał się z wiązki 9 drutów, co odpowiadało polu powierzchni przekroju stali sprężającej  $A_p = 346 \text{ mm}^2$ . W ten sposób zachowano wysoką zgodność z oryginalnym projektem dźwigarów mostowych. Pełny opis charakterystyki materiałowej stali sprężającej przedstawiono w rozdziale 5.1.

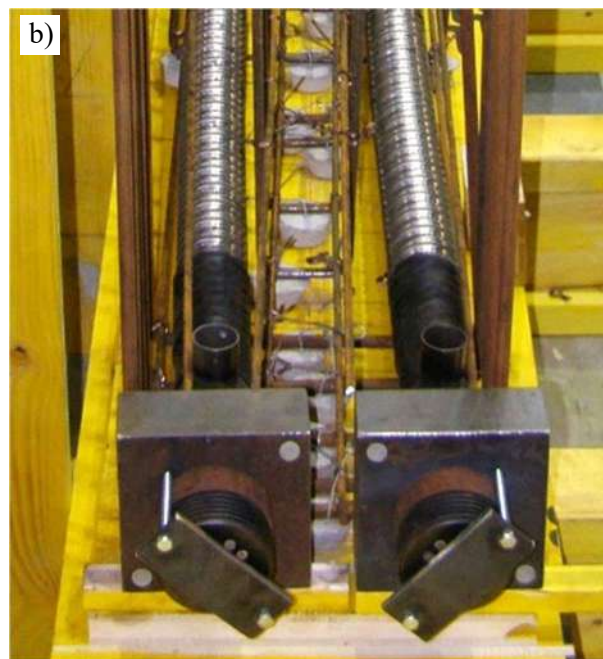
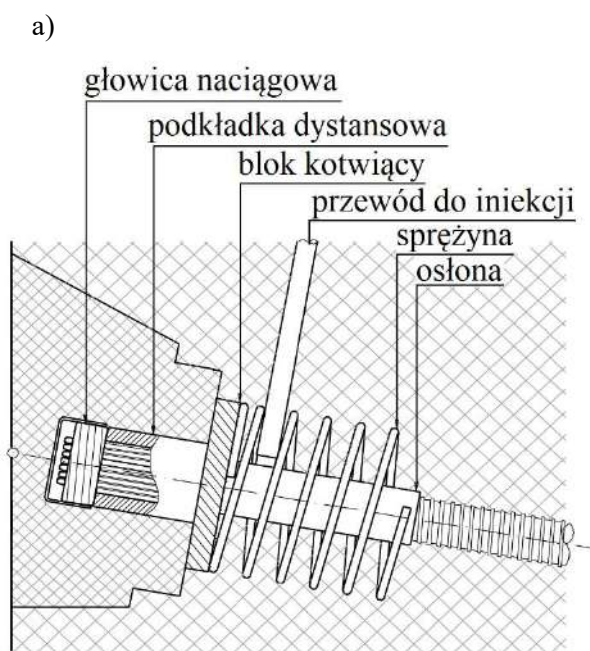
Kable sprężające wykonano na specjalne zamówienie jako modyfikację systemu Stahlton BBRV Typ A (BBRV, 2010). Jako bloki kotwiące zastosowano płyty stalowe o wymiarach 125 x 125 x 50 mm. Bezpośrednio pod płytami kotwiącymi nie zastosowano standardowych sprężyn stalowych. Kable wykonano w stalowych osłonach karbowanych o średnicy 45 mm na środkowym odcinku kabli oraz 57 mm na odcinkach skrajnych o długości 3,5 m na obu końcach kabli. Wszystkie kable wyposażono w głowice aktywne (pozwalające wykonać naciąg) na obu końcach. Na rysunku 4.4 przedstawiono standardową głowicę BBRV Typ A oraz zmodyfikowane głowice kabli wykonanych do dźwigarów laboratoryjnych. Kable wykonano o stałych długościach, wynoszących 18410 mm dla kabli o przebiegu prostoliniowym (nr 1 i 2) oraz od 18419 do 18434 mm dla kabli odgiętych (nr 3 – 5).

Kable sprężające zamontowano w szkieletach zbrojenia równocześnie z prętami zbrojenia zwykłego, stosując podpory ze stalowych prętów mocowane do strzemion. Końce kabli sprężających zamocowano na czas betonowania do wewnętrznych powierzchni deskowania za pomocą śrub montażowych wkręcanych w bloki kotwiące, w taki sposób aby zewnętrzna powierzchnia bloków kotwiących była zlicowana z powierzchnią betonu. W deskowaniu wykonano otwory w których umieszczono głowice kotwiące. Do zamocowania końców kabli do deskowania pod odpowiednim kątem wykorzystano specjalne przekładki z tworzywa sztucznego o zmiennej grubości, pozwalające uzyskać właściwy kąt nachylenia kabli do poziomu, wynoszący od  $5,58^\circ$  dla kabla nr 3 do  $6,95^\circ$  dla kabla nr 5 (rys. 4.5). Trasowanie osi kabli sprężających wykonano z uwzględnieniem zmiennego położenia środka ciężkości wiązki drutów w metalowych osłonach na długości kabli (rys 4.6). Na rysunkach 4.7 – 4.9 przedstawiono przebieg procesu wykonania zbrojenia dźwigarów.

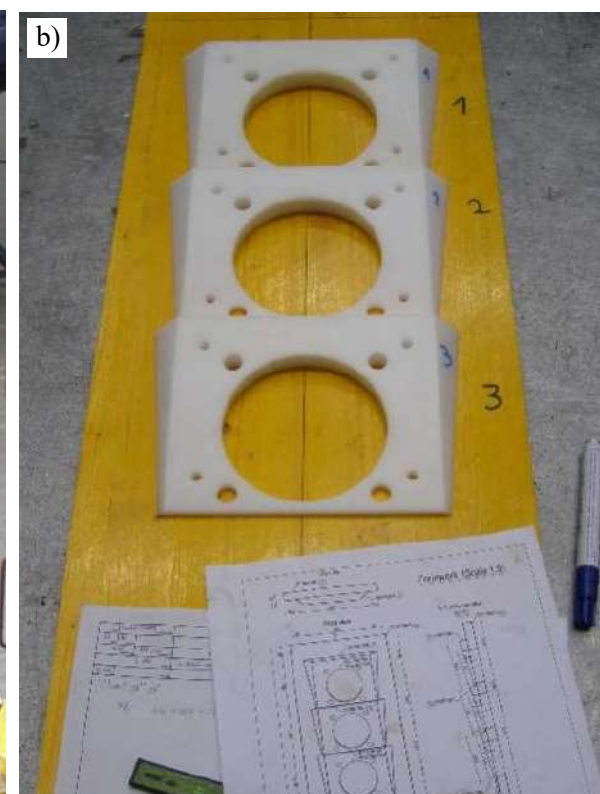


Rysunek 4.3. Przekrój i zbrojenie dźwigarów laboratoryjnych (wymiar w cm).

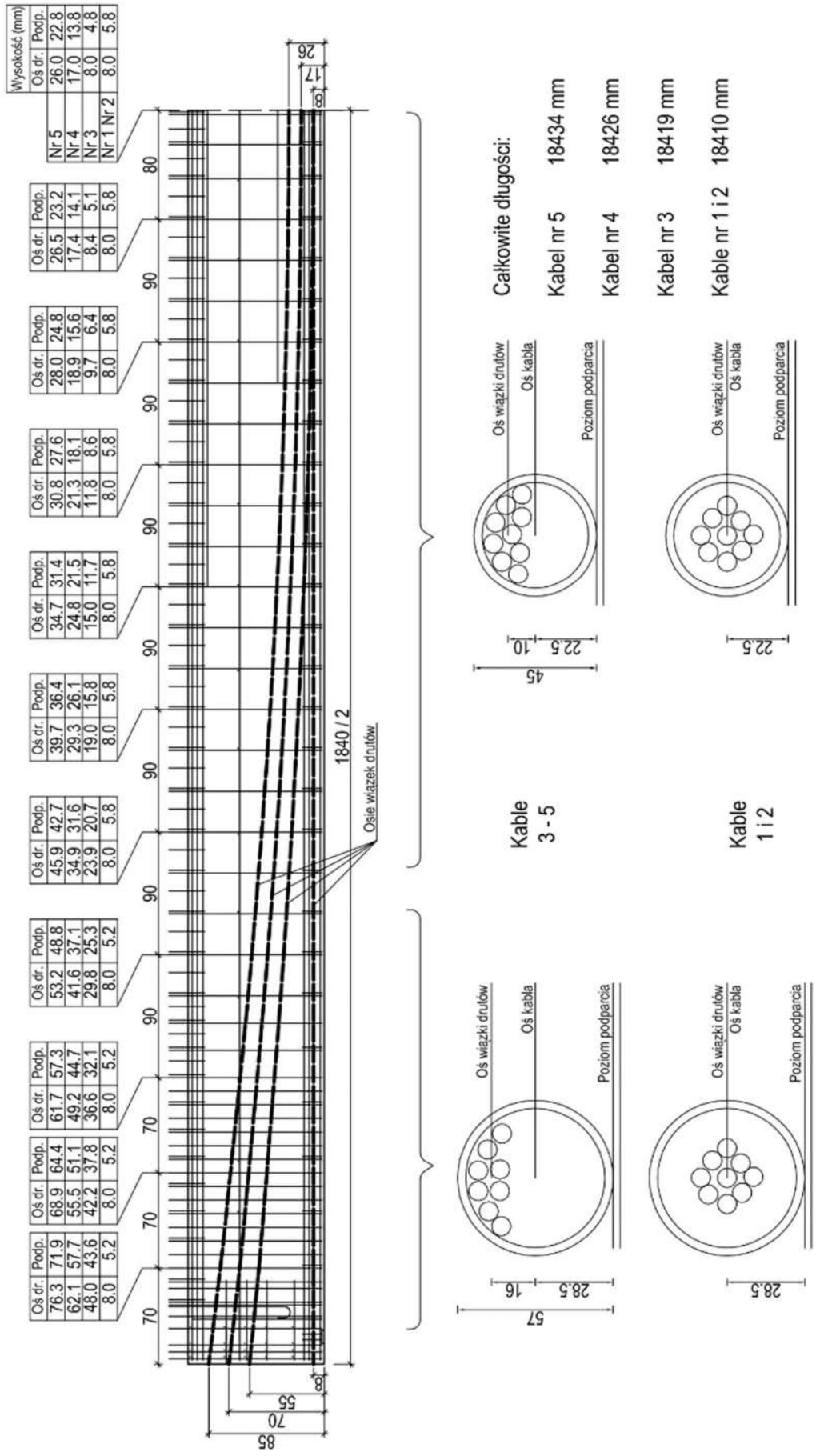




Rysunek 4.4. a) Głowica BBRV Typ A (BBRV, 2010), b) zmodyfikowane głowice kabli dźwigara laboratoryjnego.



Rysunek 4.5. a) Głowice sprężające kabli zamontowane w deskowaniu, b) Widok przekładek do montażu głowic kabli.



Rysunek 4.6. Trasowanie kabli sprężających (wymiar w cm).



*Rysunek 4.7. Przygotowanie szkieletów zbrojenia dźwigarów laboratoryjnych.*



*Rysunek 4.8. Montaż kabli sprężających.*



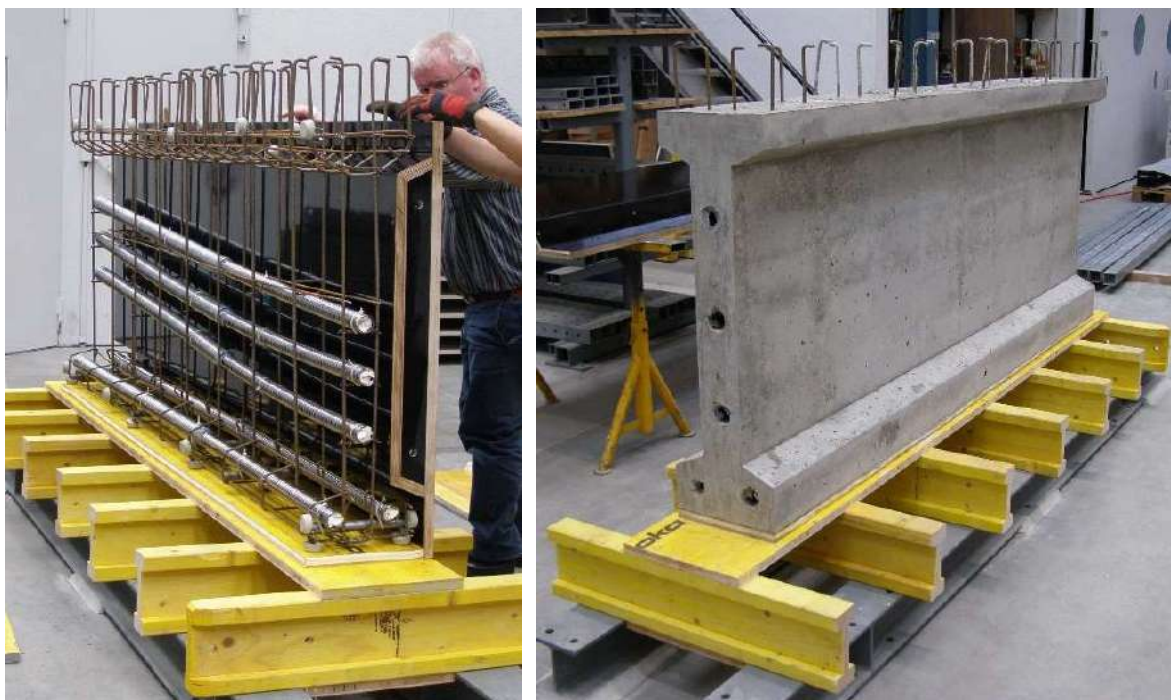
*Rysunek 4.9. Kompletne zbrojenie dźwigarów laboratoryjnych.*

### 4.1.3. Betonowanie dźwigarów

Na podstawie ekspertyzy mostu (patrz rozdział 3.2.1) stwierdzono, że wytrzymałość na ściskanie betonu, z którego wykonane zostały dźwigary mostowe wynosiła  $f_{cm} = 57,6$  MPa. W oryginalnym projekcie mostu zawarto informację o klasie betonu dźwigarów  $R_w = 500$  kG/cm<sup>2</sup>, która odpowiada charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie równej  $f_{ck} = 49,0$  MPa. Podczas budowy dźwigarów laboratoryjnych założeniem było, aby osiągnąć wytrzymałość betonu na ściskanie zbliżoną do rzeczywistej po upływie 28 dni od betonowania, kiedy to planowano wykonanie sprzężenia.

W celu podjęcia decyzji o wyborze właściwej mieszanki betonowej przygotowano element próbny o długości 2,5 m o przekroju i zbrojeniu identycznym jak dźwigar laboratoryjny (rys. 4.10). Z uwagi na bardzo małą szerokość środnika dźwigara ( $b_w = 120$  mm) oraz obecności kabli sprężających o dużej średnicy (57 mm) pierwsze próbne betonowania z wykorzystaniem betonu zwykłego zakończyły się niepowodzeniem na skutek niecałkowitego wypełnienia szalunku betonem. Na podstawie prób zdecydowano o użyciu betonu samozagęszczalnego.

Dostawcą mieszanki betonowej była szwajcarska firma Toggenburger. Wybrano beton samozagęszczalny klasy C35/45, który według informacji dostawcy powinien wykazać wytrzymałość na ściskanie  $f_{cm} = 55$  MPa po upływie 28 dni od betonowania. Mając na uwadze duży odstęp czasowy między planowanym betonowaniem dźwigarów a terminem badania ich nośności, w recepturze mieszanki betonowej część cementu została zastąpiona popiołem lotnym, w ilości 70 kg/m<sup>3</sup>, w celu ograniczenia przyrostu wytrzymałości betonu w czasie po upływie 28 dni. Szczegółową recepturę zastosowanej mieszanki betonowej przedstawiono w tabeli 4.1.



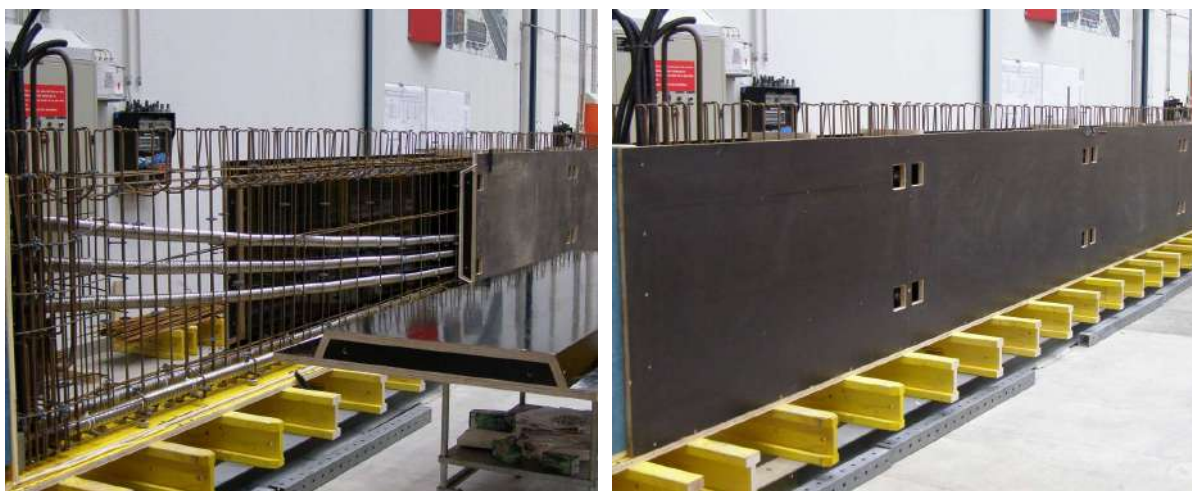
Rysunek 4.10. Przygotowanie i rezultaty próbnego betonowania.

Właściwe betonowanie belek laboratoryjnych przeprowadzono kolejno, w odstępie czasowym jednego tygodnia. Do betonowania każdej belki użyto 3,1 m<sup>3</sup> betonu samozagęszczalnego C 35/45, co odpowiadało masie 7,5 tony. Pierwszy element został rozformowany po upływie 3 dni, po czym szalunek został oczyszczony i przygotowany do betonowania drugiego elementu. Drugi element rozformowano po upływie 3 dni od betonowania. Przebieg betonowania przedstawiono na rysunkach 4.11 – 4.14. Podczas betonowania dźwigarów wykonano próbki sześcienne oraz

prostokątne w celu doświadczalnego badania wytrzymałości betonu po 7 i 28 dniach od betonowania oraz w dniu badania nośności każdego z dźwigarów. Wyniki badań laboratoryjnych próbek betonu przedstawiono w rozdziale 5.1.

Tabela 4.1. Receptury mieszanek betonowych użytych to wykonania dźwigarów laboratoryjnych.

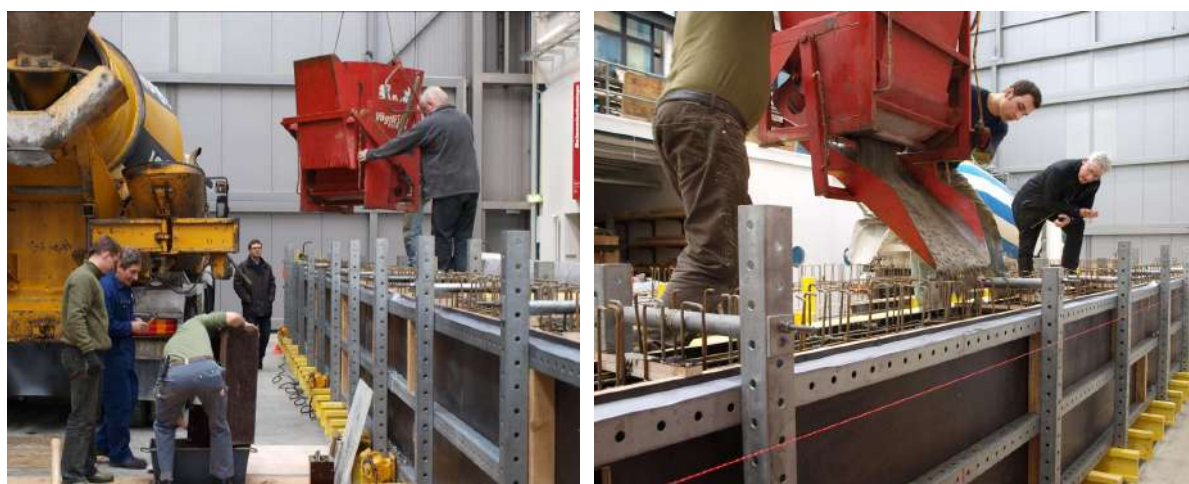
Składnik	Jedn.	Dźwigar 1	Dźwigar 2	Receptura na 1m <sup>3</sup>
Woda	kg	668,0	655,0	189,0
Cement CEM II/A-LL 42.5NW	kg	1383,2	1386,2	395,6
Popioły lotne (Hydrolith)	kg	238,5	240,4	68,4
Superplastyfikator (GleniumSky 587)	kg	18,41	18,36	5,25
Regulator lepkości (RheoMatrix 100)	kg	1,32	1,38	0,39
Kruszywo 0/4 mm	kg	1797,4	1782,8	511,5
Kruszywo otoczkowe 4/8 mm	kg	3388,7	3364,6	964,8
Kruszywo otoczkowe 8/16 mm	kg	1199,0	1183,8	340,4
Całkowita masa	kg	8419,8	8401,7	2403,1
Objętość	m <sup>3</sup>	3,5	3,5	1,0
Stosunek w/c	-	0,45	0,44	0,44
Gęstość	kg/m <sup>3</sup>	2405,6	2400,5	2403,1



Rysunek 4.11. Montaż paneli szalunkowych.



*Rysunek 4.12. Montaż konstrukcji wsporczej dla szalunków.*



*Rysunek 4.13. Betonowanie dźwigarów.*



*Rysunek 4.14. Widok dźwigara po rozformowaniu.*

#### 4.1.4. Sprężenie

Kluczowym etapem budowy dźwigarów laboratoryjnych było ich sprężenie. Za wykonanie sprężenia odpowiadała firma Stahlton, która dostarczyła kable sprężające do obu belek. Mając na celu wiarygodne odwzorowanie istniejących dźwigarów mostowych, w oparciu o normę PN-EN-1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c) oraz PN-B-03246:2002 (PN, 2002), przeprowadzono szczegółowe obliczenia przewidywanych strat siły sprężającej w belkach laboratoryjnych, które zamieszczone są w rozdziale 7.1.

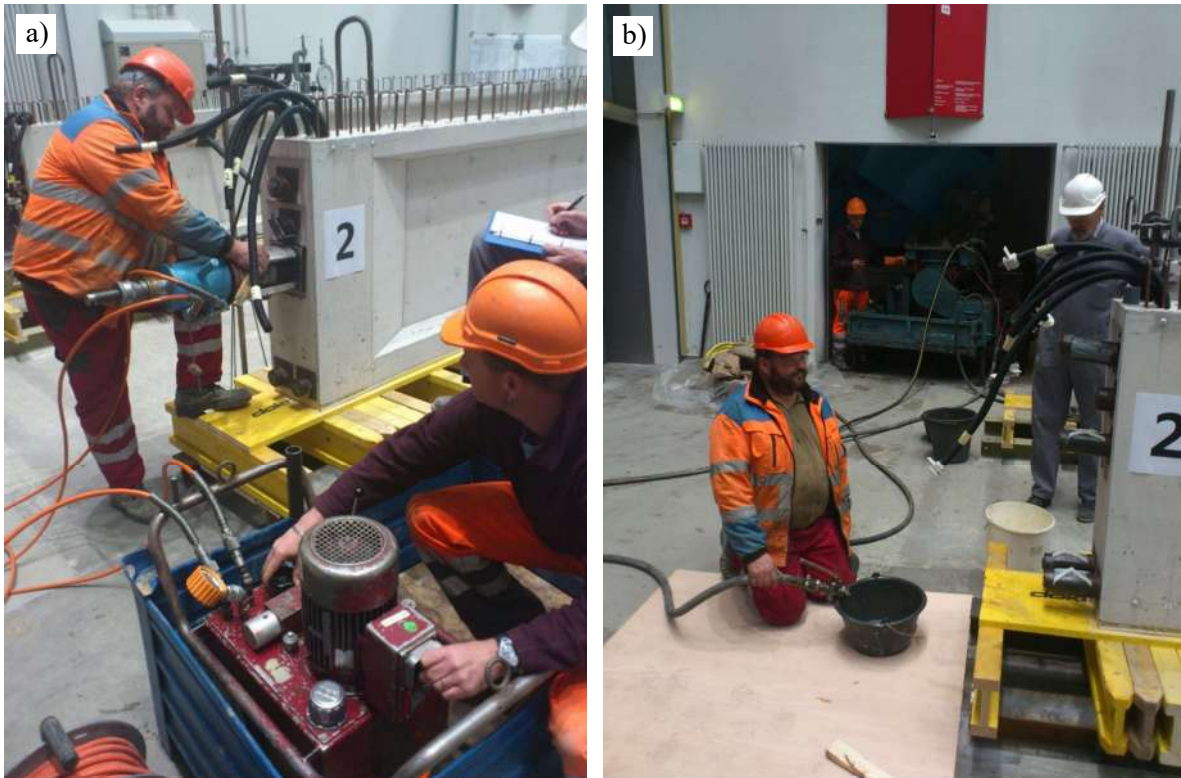
Na podstawie obliczeniowej analizy strat siły sprężającej podjęto decyzję o sprężeniu kabli w dźwigarach laboratoryjnych z taką samą siłą, z jaką sprężone zostały dźwigary mostowe zgodnie z projektem archiwalnym, wynoszącą 37 ton, co odpowiada sile 363 kN. Analiza wykazała iż początkowa siła sprężająca w obu typach dźwigarów wyniosła  $F_{p0} = 5 \times 363,0 \text{ kN} = 1815,0 \text{ kN}$ , natomiast po uwzględnieniu wszystkich strat, w środku rozpiętości siła sprężająca osiąga minimalną wartość równą  $F_p = 1480,0 \text{ kN}$  w przypadku dźwigara laboratoryjnego i  $F_p = 1544,2 \text{ kN}$  w przypadku dźwigara mostowego. Należy przy tym dodać, że poziom strat w dźwigarach mostowych określono na podstawie normy z uwzględnieniem strat doraźnych i długotrwałych, jednak nie ma całkowitej pewności co do faktycznego poziomu siły sprężającej w istniejącej konstrukcji.

Sprężanie każdego dźwigara wykonano w laboratorium EMPA dokładnie 28 dni po betonowaniu. Do naciągu kabli wykorzystano systemowy siłownik hydrauliczny kompatybilny z głowicami sprężającymi BBRV Typ A. Kable sprężane były pojedynczo, w następujący sposób: na głowicy kabla montowano siłownik hydrauliczny i opierano go na płycie kotwiącej (rys. 4.15). Następnie przez zwiększenie ciśnienia w siłowniku wprowadzano siłę rozciągającą w kablu skutkującą wysunięciem jego głowicy. Po naciągnięciu kabla z siłą 363 kN, między głowicą kabla a płytą kotwiącą montowano przekładki dystansowe, które utrzymywały siłę naciągu po demontażu siłownika. Długość przekładki przy zastosowanej konfiguracji wyniosła 130 mm. Metoda ta pozwoliła w dużym stopniu ograniczyć straty siły sprężającej wynikające z poślizgu zakotwienia.

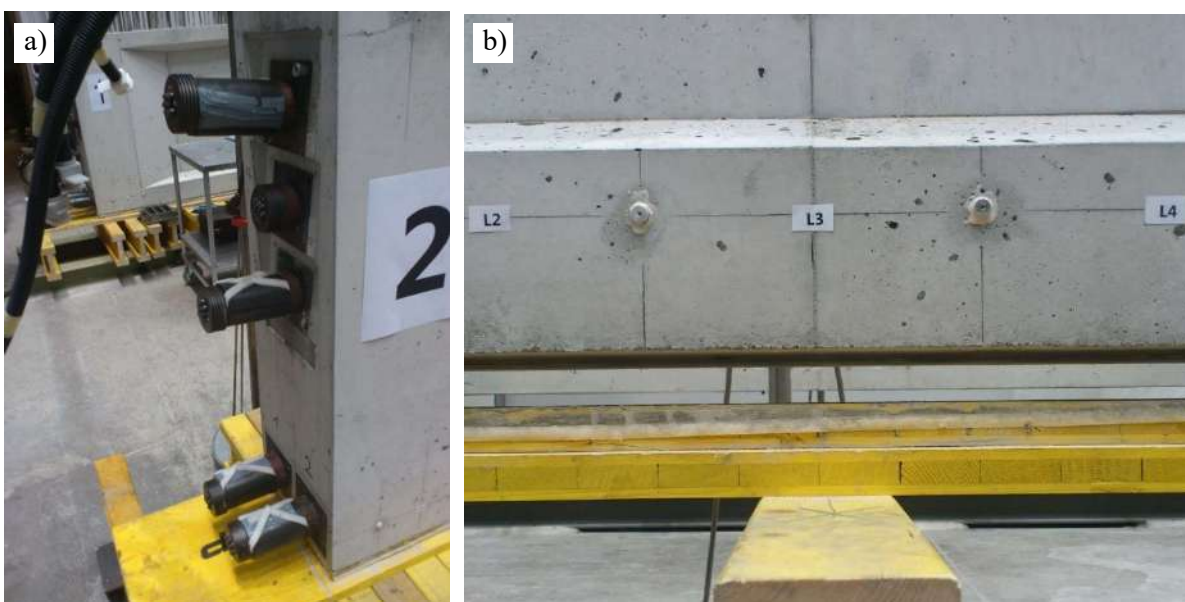


Rysunek 4.15. a) Sprężanie dźwigara nr 1, b) Numeracja kabli sprężających.

Kable sprężano w następującej kolejności: nr 3, nr 1, nr 2, nr 4 i nr 5 (patrz rys. 4.15). Kabel nr 4 naprężany był z przeciwnej strony dźwigara niż pozostałe, w celu uzyskania bardziej równomiernego rozkładu strat siły sprężającej wynikającej z tarcia. Ze względu na nieosiowe ułożenie kabli nr 1 i 2, naprężanie pierwszego z nich powodowało duże wyboczenie dźwigara, dochodzące do 40 mm. Sprężenie pozostałych kabli nie pozwoliło całkowicie zredukować wyboczenia, przez co dźwigar musiał być wyprostowany poprzez podparcie zastrzałem w środku rozpiętości. Po wprowadzeniu siły sprężającej we wszystkich cięgnach, kable zostały zainiektowane zaprawą cementową w celu ich ochrony przed korozją (rys. 4.16).



Rysunek 4.16. a) Sprężenie dźwigara nr 2, b) Iniekcja kabli dźwigara nr 2.



Rysunek 4.17. a) Głowice kabli po sprężeniu dźwigara 2, b) Widok uniesionej podstawy dźwigara nr 2 w środku rozpiętości ze względu na wygięcie w płaszczyźnie pionowej.

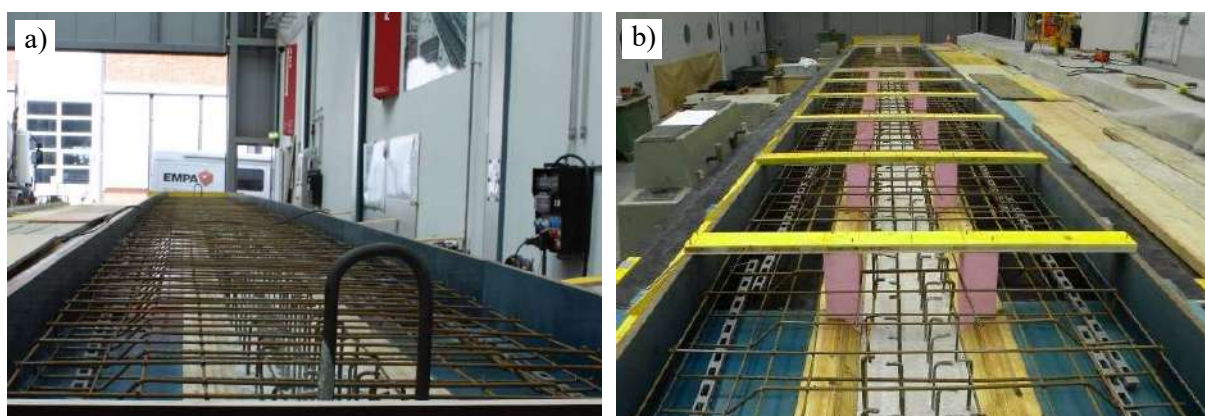


Proces sprężania kabli w drugim dźwigarze miał taki sam przebieg jak dźwigarze pierwszym, jednak w celu uniknięcia dużego wybożenia podczas sprężania kabli nr 1 i 2, siłę naciągu wprowadzano w nich wieloetapowo, na przemian zwiększając naciąg w każdym z nich. Pozwoliło to zredukować wybożenie do 15 mm w środku rozpiętości dźwigara, dzięki czemu zewnętrzne podparcie nie było konieczne. Na skutek sprężenia oba dźwigary doznały wygięcia w płaszczyźnie pionowej dochodzące do 50 mm w środku rozpiętości dźwigarów (rys. 4.17)

#### 4.1.5. Zbrojenie i betonowanie płyt

W ostatnim etapie budowy dźwigarów laboratoryjnych wykonano żelbetowe płyty odzwierciedlające udział płyty pomostu współpracującej z dźwigarami. Płyty miały szerokość 1,25 m i grubość 0,21 m, co odpowiadało rzeczywistej, docelowej grubości płyty pomostu po remoncie mostu (patrz: projekt przebudowy mostu, rozdział 3.3). Zbrojenie płyt wykonano z podłużnych prętów prostych o średnicy 6 i 8 mm oraz ze strzemion prostych i odgiętych z prętów o średnicy 8 mm, ze stali gatunku S235 (patrz rys. 4.3). Kompletnie rysunki zbrojenia płyt zamieszczono w Załączniku.

Szalunki płyt wykonano przy użyciu drewnianych paneli, które wcześniej służyły jako szalunek dźwigarów. Konstrukcja wsporcza z regulacją wysokości pozwoliła ustawić szalunek w taki sposób, aby płaszczyzna płyty przebiegała równoległe do powierzchni dźwigara, który był wygięty w efekcie sprężenia. W płycie drugiego dźwigara przewidziano otwory służące do wykonania wzmocnienia na ścinanie. W celu uniknięcia potrzeby wykuvania otworów w betonie, w szalunku zamocowane zostały dodatkowe elementy ze styropianu o wymiarach 10 x 10 x 21 cm w rozstawie co 1,0 m (rys. 4.18). Po rozformowaniu płyty wkładki zostały usunięte, dzięki czemu uzyskano w betonie otwory o wymiarach 10 x 10 cm przechodzące na wylot płyty, umożliwiające wykonanie oplotów z mat CFRP.

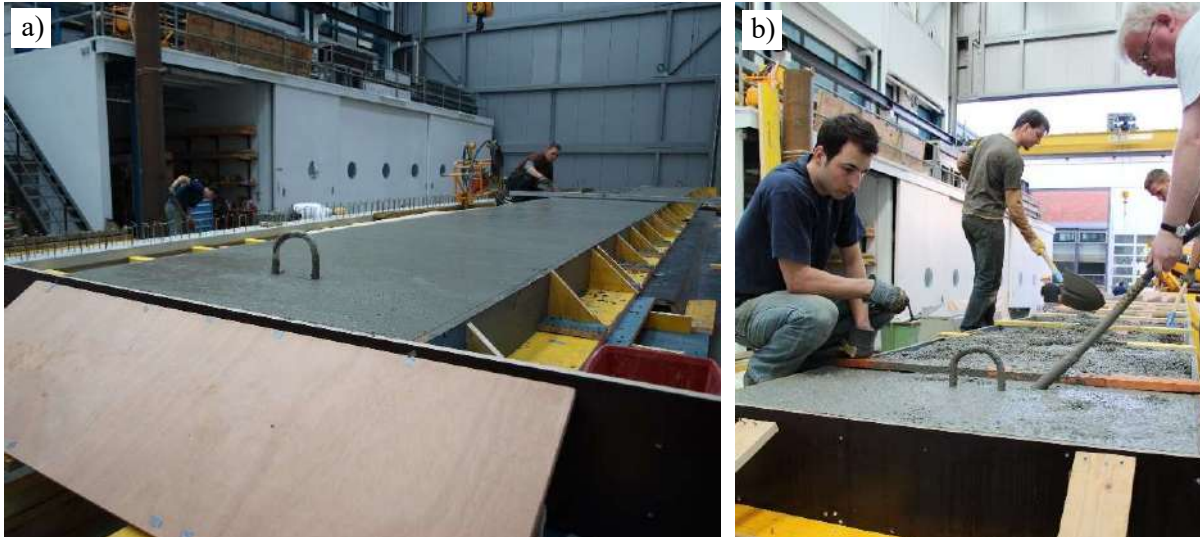


Rysunek 4.18. a) Zbrojenie płyty dźwigara nr 1 (a) i dźwigara nr 2 z wkładkami styropianowymi (b).



Rysunek 4.19. a) Betonowanie płyty dźwigara nr 1 (a) i dźwigara nr 2 (b).

Do wykonania płyt użyto beton towarowy klasy C30/37 dostarczony przez firmę Toggenburger. Podczas betonowania każdej z płyt wykorzystano ok. 5,0 m<sup>3</sup> mieszanki betonowej. Za każdym razem pobrano próbki sześciennie oraz prostopadłościennie do badania charakterystyk wytrzymałościowych betonu. Wyniki badań materiałowych przedstawiono w rozdziale 5.1 w tabeli 5.2. Na rysunkach 4.19 – 4.21 przedstawiono przebieg procesu wykonania płyt w laboratorium.



*Rysunek 4.20. Widok płyty dźwigara nr 1 (a) i dźwigara nr 2 (b) po ułożeniu mieszanki betonowej.*

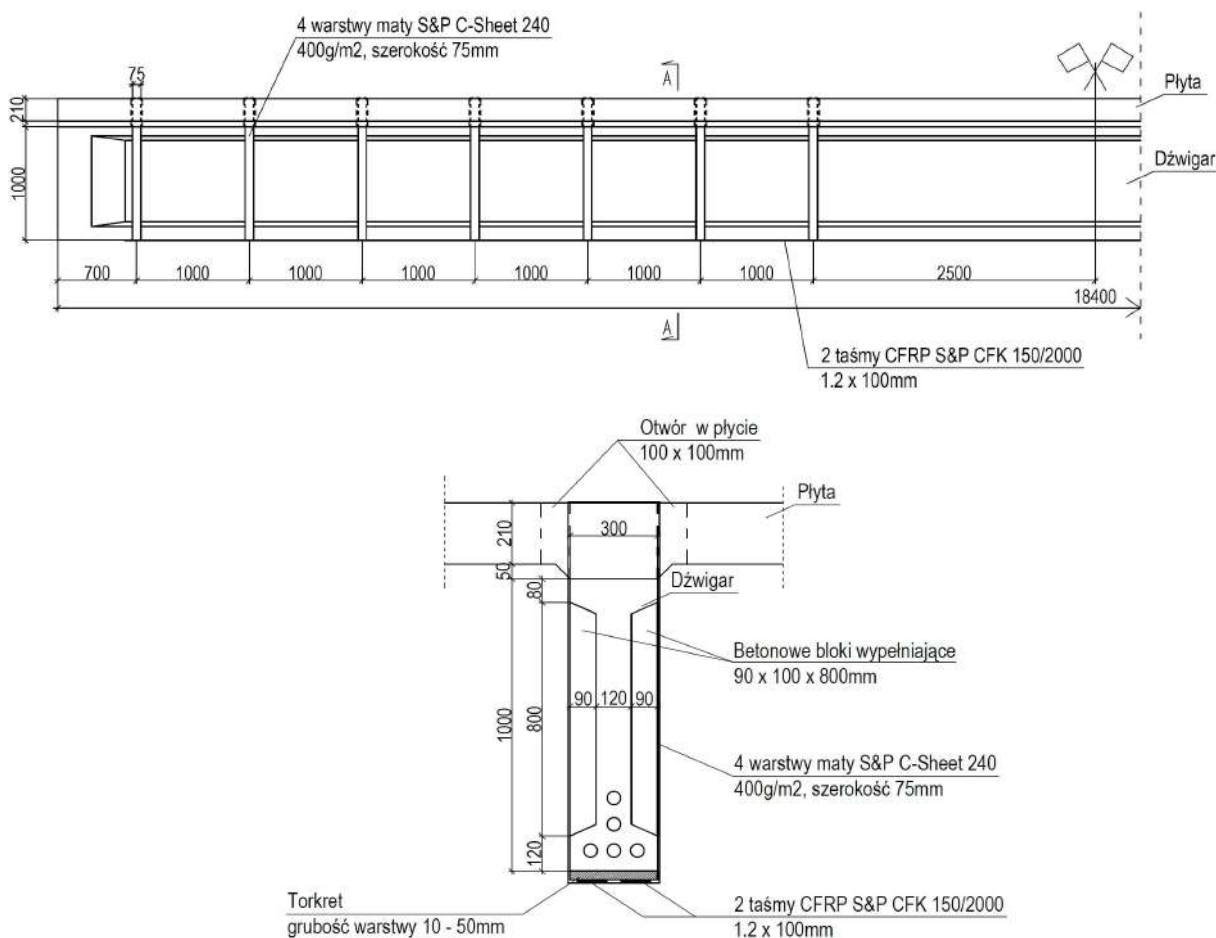


*Rysunek 4.21. Widok dźwigara nr 1 po rozformowaniu.*

## 4.2. Przygotowanie dźwigara do wzmocnienia

### 4.2.1. Opis technologii

Przed wzmocnieniem dźwigar nr 2 poddano kilkietapowemu procesowi przygotowania. W pierwszym etapie dolna powierzchnia dźwigara została oczyszczona i przygotowana do reprofilacji w procesie hydromonitoringu. Następnie strefach przypodporowych, po obu stronach dźwigara zamontowano stalowe obejmy ze śrubami kotwiącymi i otworami służącymi do montażu urządzeń sprężająco-kotwiących w procesie naprężania kompozytów CFRP. W kolejnym etapie na bocznych powierzchniach dźwigara przyklejono betonowe bloki o kształcie trapezu, które miały za zadanie wypełnić przestrzeń między półkami dwuteowego dźwigara do jednolitego przekroju prostokątnego i umożliwić wykonanie oplotów z mat CFRP wokół przekroju belki. Projekt wzmocnienia mostu przewidywał wykonanie oplotów typu U-wrap z końcami mat zakotwionymi w gniazdach wykonanych w dolnej powierzchni płyty. W przypadku dźwigara laboratoryjnego zdecydowano o wykonaniu pełnych, zamkniętych oplotów. W tym celu w miejscu oplotów w płycie dźwigara wykonano otwory umożliwiające przewleczenie mat i połączenie ich na zakład na górnej powierzchni płyty (rys. 4.22). Otwory wykonano usuwając styropianowe wkładki umieszczonych w szalunku na etapie betonowania płyty. Zmodyfikowano również rozstaw oplotów, stosując równomierny rozstaw co 1,0 m. W ostatnim etapie wykonano reprofilację dolnej powierzchni dźwigara przy użyciu zaprawy AP UVM 8 nakładanej maszynowo metodą torkretowania „na sucho”. Powierzchnia, na której zaplanowano przyklejenie naprężonych taśm CFRP została wyrównana do poziomu i zrównana z dolnymi powierzchniami zamontowanych wcześniej stalowych obejm. Szczegółowy opis poszczególnych etapów przygotowania dźwigara do wzmocnienia przedstawiono w podrozdziałach 4.2.2 – 4.2.6.



Rysunek 4.22. Projekt wzmocnienia na ścinanie dźwigara laboratoryjnego.

#### 4.2.2. Hydromonitoring

Przygotowanie powierzchni betonu wykonano na podstawie metody opracowanej i przebadanej w badaniach przepięciowych, których celem było wytypowanie właściwej zaprawy reprofilacyjnej. Badania opisano szczegółowo w rozdziale 5.2. Cała dolną powierzchnię dźwigara na odcinku rozpiętości osiowej między podporami (17,8 m) poddano hydromonitoringowi strumieniem wody pod ciśnieniem 2500 bar, co pozwoliło usunąć zewnętrzną warstwę otuliny betonowej na głębokości 1 cm i odsłonić ziarna kruszywa grubego. Hydromonitoring wykonano 10 miesięcy po betonowaniu dźwigara nr 2, kiedy wiek betonu wynosił 311 dni. Na czas jego wykonania dźwigar przeniesiono na zewnątrz hali laboratorium w EMPA i ustawiono na podporach o wysokości 1,8 m. Dźwigar dodatkowo zastabilizowano stalowymi zastrzałami i zamontowano siatki chroniące przed odpryskami kawałków betonu. Hydromonitoring dźwigara w laboratorium EMPA wykonała firma Granjet. Proces przeprowadzono w pozycji sufitowej przy użyciu dyszy obrotowej (rys. 4.23). Czas trwania całego procesu wyniósł 4 godziny. Uzyskana w ten sposób powierzchnia spełniała wymagania stawiane podłożom pod warstwy reprofilacyjne (rys. 4.24).



Rysunek 4.23. Urządzenia wykorzystane w procesie hydromonitoringu.

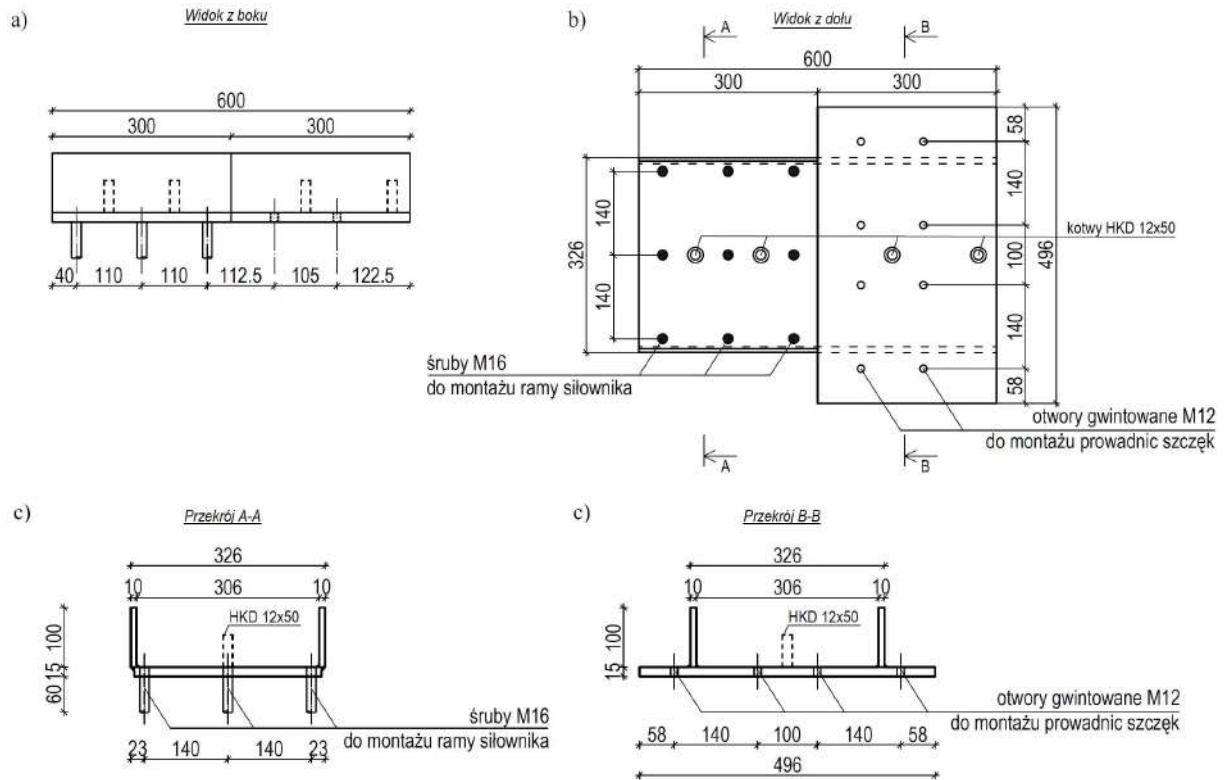


Rysunek 4.24. a) Dźwigar na stanowisku roboczym, b) Powierzchnia betonu po wykonaniu hydromonitoringu.

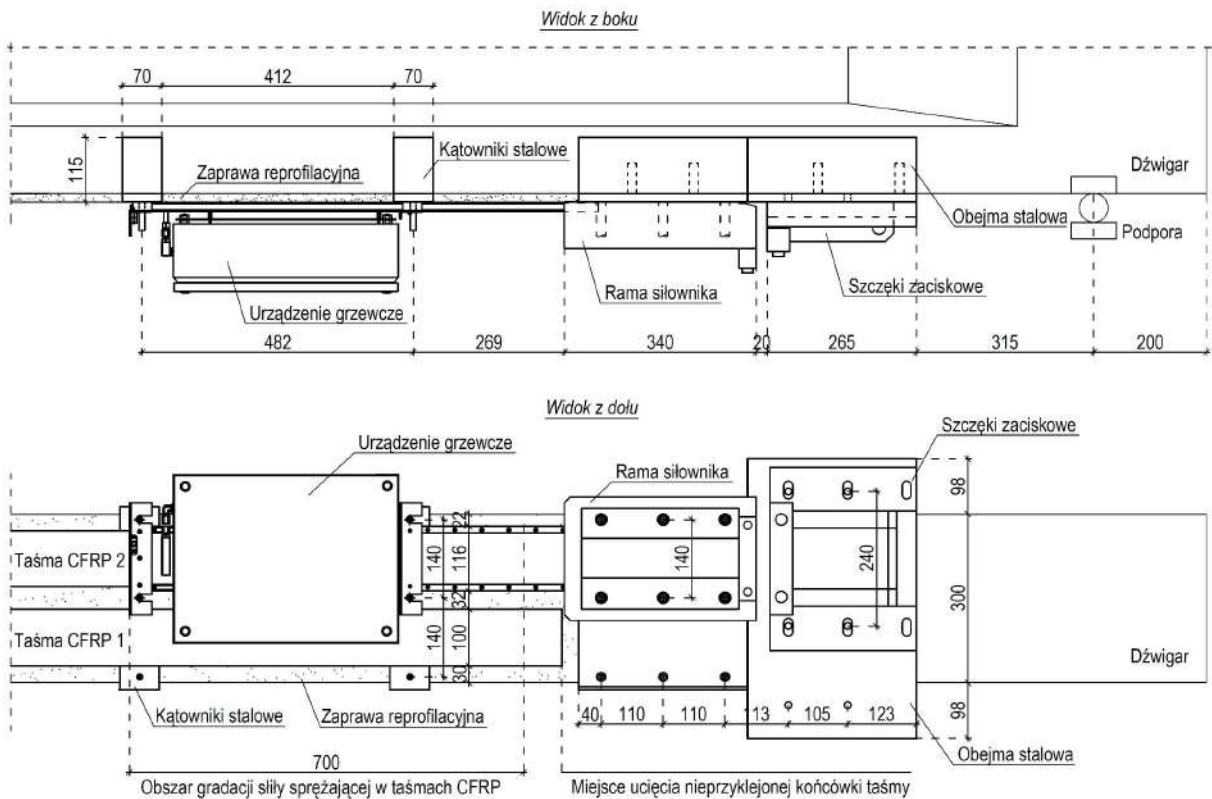
#### 4.2.3. Montaż obejm kotwiących

Wykonanie wzmocnienia przy użyciu naprężonych taśm CFRP wymagało zamontowania na wzmocnianej konstrukcji urządzeń sprężających oraz urządzenia grzewczego niezbędnego do wykonania gradacji siły sprężającej w taśmie CFRP. Standardowo urządzenia sprężająco-kotwiące mocowane są do powierzchni betonu przy użyciu stalowych kotew montowanych w otworach wykonanych w podłożu betonowym (patrz roz. 1.6.3). W przypadku badanego dźwigara zastosowanie

standardowych kotew było niemożliwe ze względu na obecność dwóch kabli sprężających położonych w dolnej półce dźwigara (patrz rys. 4.3). Nawiercenie otworów w tym obszarze groziłoby przecięciem kabli spowodowałoby ich uszkodzenie.



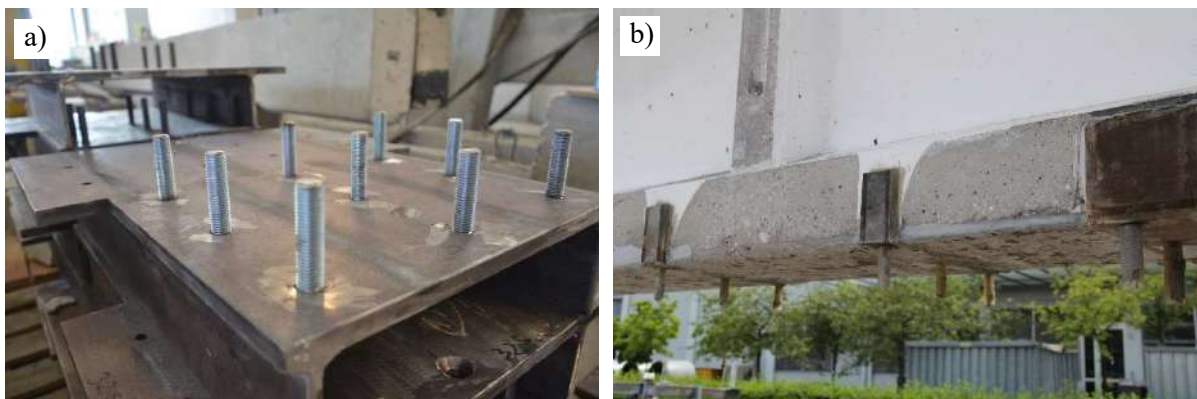
Rysunek 4.25. Projekt stalowej obejmy do montażu urządzeń sprężających: a) widok z boku, b) widok z dołu, c) przekrój A-A, d) przekrój B-B (wymiarzy w mm).



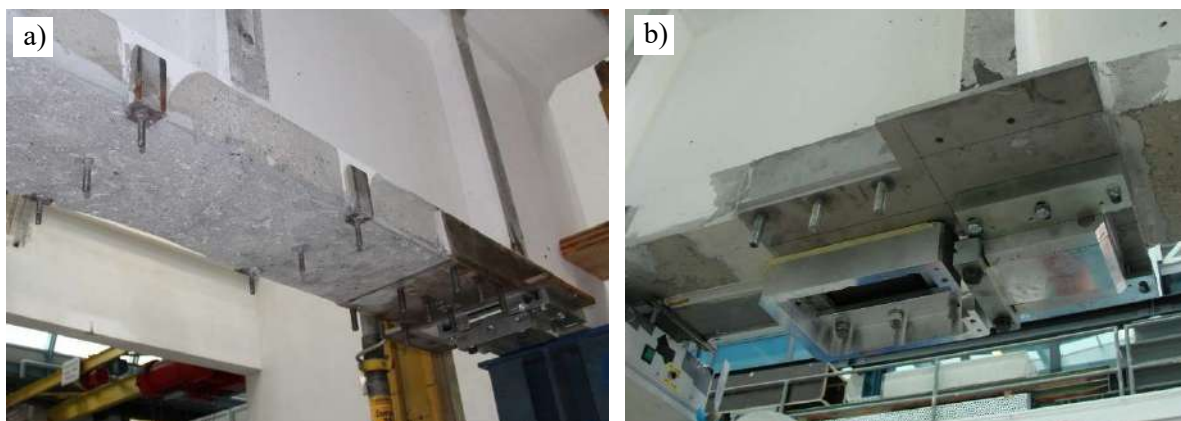
Rysunek 4.26. Schemat układu urządzenia sprężającego i urządzenia grzewczego (wymiarzy w mm).

W takiej sytuacji jedynym bezpiecznym rozwiązaniem było zastosowanie stalowych obejm, za pośrednictwem których urządzenia zamontowano na elemencie bez konieczności montowania stalowych kotew w betonie. Obejmy zaprojektowano w taki sposób, aby przylegały do dolnej i bocznych powierzchni półki dolnej dźwigara (rys. 4.25). Do dolnej powierzchni obejmę przyspawano 3 rzędy śrub M16, ponadto wykonano 4 rzędy otworów na śruby M12 umożliwiającą montaż urządzeń sprężających w dwóch pozycjach (symetrycznie względem osi dźwigara), podczas naprzemiennego sprężania taśm kompozytowych jedna po drugiej (rys. 4.26). Tylna część obejmę została poszerzona poza obrys dźwigara w celu instalacji szczęk zaciskowych z prowadnicami. Obejmy mocowano do powierzchni betonu za pomocą kleju S&P Resin 220 na całej powierzchni styku ich z podłożem betonowym. Dodatkowo obejmę zamocowano do dźwigara czterema stalowymi kotwami Hilti HKD umieszczonymi w osi belki, pomiędzy kablami sprężającymi, bez ryzyka ich uszkodzenia (po dwie kotwy w części przedniej i tylnej obejmę, patrz rys. 4.25).

W miejscu instalacji urządzenia grzewczego zamontowano zestaw 6 śrub M10. Ze względu na niewielkie obciążenia działające na urządzenie grzewcze, wynikające jedynie z jego ciężaru własnego, śruby do jego montażu zamocowano za pośrednictwem oddzielnych kątowników stalowych przyklejonych do dolnej i bocznej powierzchni dźwigara oraz za pośrednictwem kotew umieszczonych w osi belki (rys. 4.26). Komplet stalowych obejm, kątowników i kotew zamontowano symetrycznie w obu strefach przypodporowych dźwigara przeznaczonego do wzmocnienia. Wszystkie elementy stalowe wykonane w Szwajcarii ze stali gatunku S235JR (niemieckie oznaczenie FeE 235 B). Na rysunku 4.27 przedstawiono widok stalowych obejm i kątowników zamocowanych na dźwigarze oraz podczas montażu urządzeń sprężających.



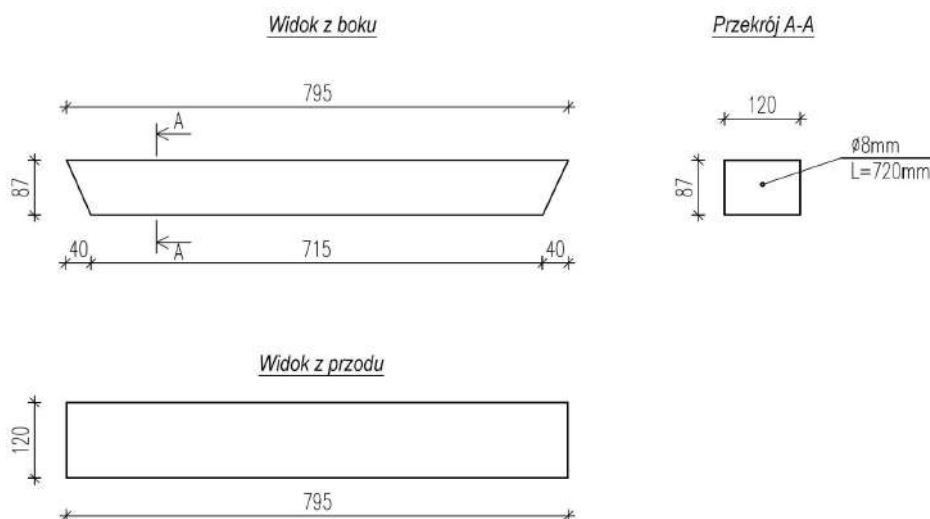
Rysunek 4.27. Obejmy stalowe podczas produkcji (a) i montażu na dźwigarze (b).



Rysunek 4.28. Widok stalowej obejmę i kątowników zainstalowanych na dźwigarze (a) oraz podczas montażu urządzeń sprężających (b).

#### 4.2.4. Montaż bloków wypełniających

Projekt wzmocnienia dźwigara obejmował wzmocnienie na ścinanie w postaci pionowych oplotów z mat CFRP. Oploty w postaci zamkniętych pętli obejmowały dolną powierzchnię dźwigara oraz górną powierzchnię płyty (patrz rys. 4.22). Wykonanie wzmocnienia wymagało przyklejenia oplotów do wszystkich powierzchni, w tym bocznych powierzchni dźwigara. Ze względu na dwuteowy kształt przekroju dźwigara, puste przestrzenie między środnikiem a pionowymi odcinkami mat CFRP wypełniono trapezowymi blokami betonowymi przyklejonymi na całej powierzchni styku przy użyciu kleju S&P Resin 220. Zapewniło to w miejscach wykonania oplotów jednolity, prostokątny kształt przekroju dźwigara.



Rysunek 4.29. Rysunek wykonawczy trapezowych bloków wypełniających (wymiary w mm).

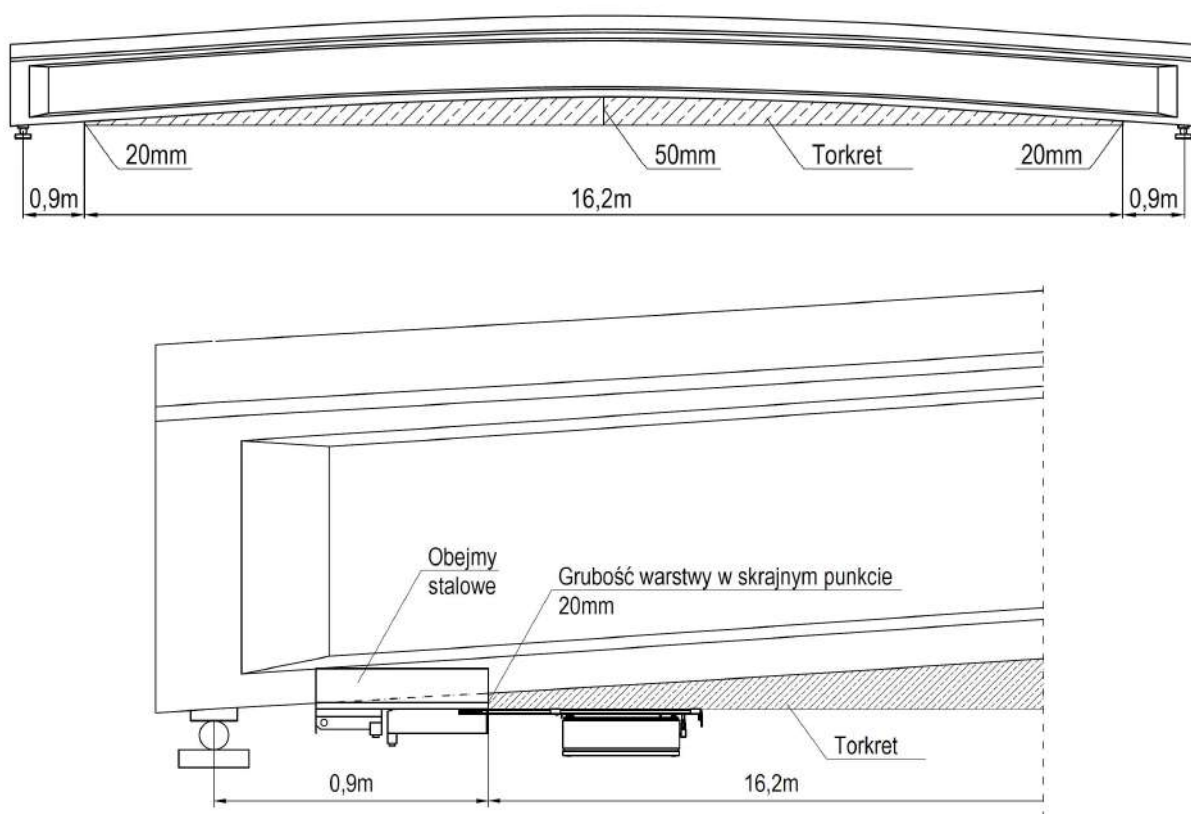
28 betonowych bloków o kształcie trapezu, dopasowanych wymiarami do przestrzeni pomiędzy półkami i środnikiem dźwigara, zabetonowano w laboratorium EMPA. Bloki wykonano z betonu klasy C15/20 i zbrojono pojedynczymi prętami stalowymi o średnicy 8 mm (rys. 4.29). Po rozformowaniu powierzchnie bloków, a także powierzchnia dźwigara w miejscu planowanego montażu wypełnień została oszlifowana. Bloki montowano po obu stronach dźwigara w równych odstępach co 1,0 m. Pierwszy blok przyklejono w odległości 0,5 m od osi podpory. Na rysunku 4.30 przedstawiono bloki wypełniające przed montażem oraz po przyklejeniu do powierzchni dźwigara.



Rysunek 4.30. Betonowe bloki po rozformowaniu (a) i po przyklejeniu do powierzchni dźwigara (b).

#### 4.2.5. Reprofilacja

Kluczowym etapem przygotowania dźwigara do wzmocnienia było wykonanie reprofilacji jego dolnej powierzchni. Na podstawie przeprowadzonej serii badań przyczepnościowych (patrz rozdz. 5.2) wytypowano zaprawę reprofiliacyjną typu PCC nakładaną metodą torkretowania „na sucho”. Wybrana zaprawa AP UVM 8 charakteryzowała się gwarantowaną wytrzymałością na ściskanie równą 80 MPa oraz wytrzymałością na odrywanie równą 2 MPa (po 28 dniach, wg producenta) (AP, 2010a). Maksymalna średnica kruszywa w zaprawie wynosiła 8 mm.

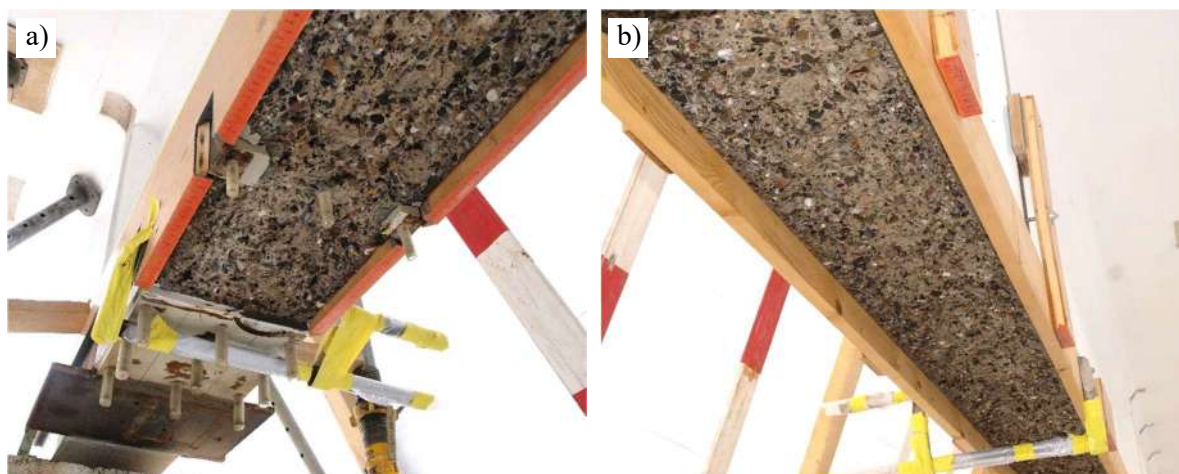


Rysunek 4.31. Schematyczna ilustracja grubości warstwy zaprawy reprofiliacyjnej (skala pionowa 10x większa niż skala pozioma).

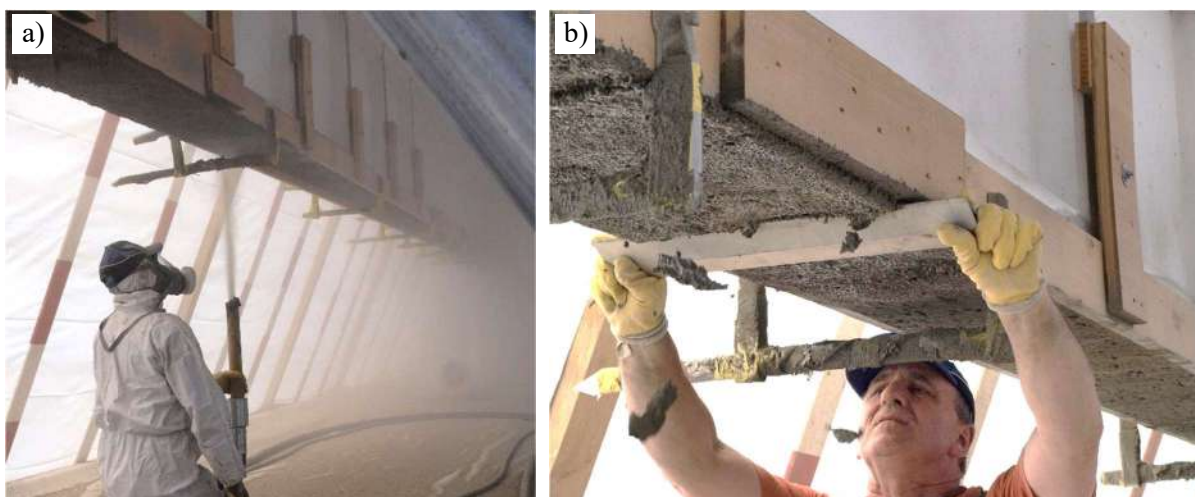
Na bocznych powierzchniach dźwigara wykonano szalunek, którego dolna krawędź zapewniała idealnie poziomą dolną powierzchnię warstwy reprofiliacyjnej. Szalunek ustawiono w taki sposób, aby w strefach przypodporowych warstwa zaprawy miała taką samą grubość jak stalowe obejmy, które wyznaczały końce obszaru reprofilacji. W rezultacie grubość warstwy wyniosła od 20 mm w skrajnych punktach obszaru reprofilacji do 50 mm w środku rozpiętości dźwigara (rys 4.31). Długość strefy reprofilacji wyniosła 16,2 m.

Reprofilację w laboratorium EMPA wykonała firma SPB Torkret. Zaprawę nakładano w całości w jednej warstwie. W celu uzyskania równej powierzchni materiał наносzono z zapasem, poniżej obrysu szalunku, po czym nadmiar skrawano przy pomocy aluminiowej listwy. Do wykonania warstwy reprofiliacyjnej zużyto 800 kg zaprawy AP UVM 8. Proces wykonania reprofilacji trwał 6 godzin. Po jego zakończeniu powierzchnia zaprawy była odpowiednio pielęgnowana przez okres 7 dni. Szalunek zdjęto po upływie 2 dni od nałożenia zaprawy. Na rysunkach 4.32 – 3.34 przedstawiono przebieg procesu wykonania reprofilacji dźwigara.





Rysunek 4.32. Widok szalunku w strefie przypodporowej (a) i w środku rozpiętości dźwigara (b).



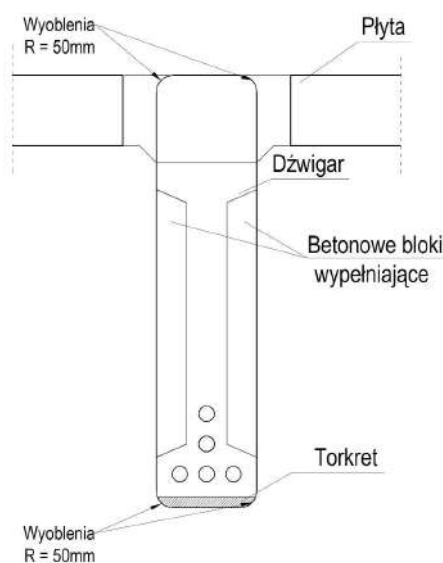
Rysunek 4.33. Nakładanie zaprawy torkretowej (a) i skrawanie nadmiaru zaprawy (b).



Rysunek 4.34. Widok dźwigara po wykonaniu reprofilacji.

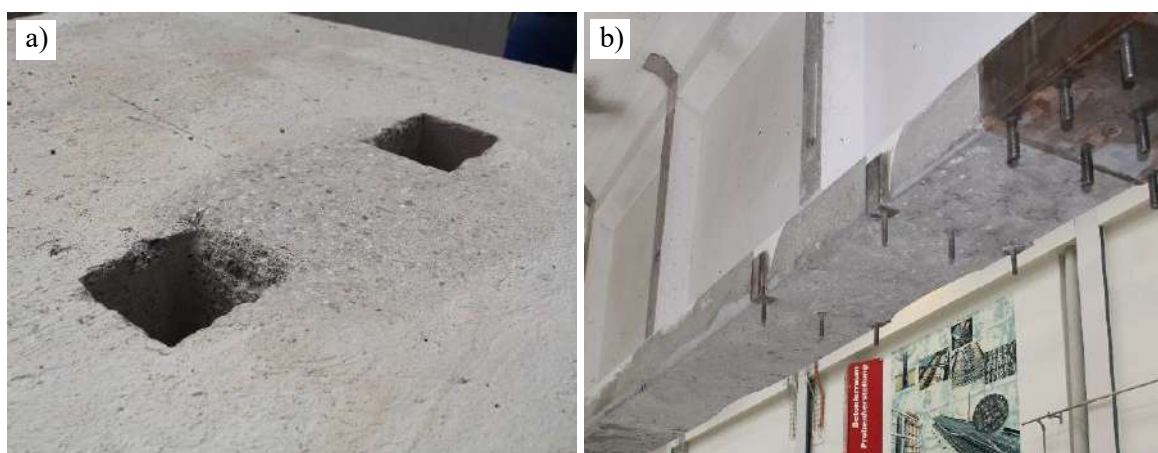
#### 4.2.6. Wykonanie otworów w płycie

Ostatnim etapem przygotowania dźwigara do wzmocnienia było wykonanie otworów w płycie, niezbędnych do wykonania pionowych oplotów z mat CFRP. Otwory o przekroju kwadratowym 10 x 10 cm wykonano poprzez usunięcie styropianowych wkładek umieszczonych w żelbetowej płycie dźwigara na etapie jej betonowania. Rozstaw otworów był taki sam jak rozstaw betonowych bloków wypełniających (patrz rys. 4.22). Wewnętrzne powierzchnie otworów były zlicowane z bocznymi powierzchniami dźwigara i bloków wypełniających, aby zapewnić prostoliniowy przebieg oplotów z mat CFRP. Po mechanicznym usunięciu wkładek styropianowych wewnętrzne krawędzie otworów wyoblono w celu uniknięcia uszkodzenia mat CFRP na styku z ostrymi krawędziami betonu. Wyoblono w celu uniknięcia uszkodzenia mat CFRP na styku z ostrymi krawędziami betonu. Wyoblono wykonano skuwając nadmiar betonu, zachowując wymaganą krzywiznę o promieniu min. 50 mm. W analogiczny sposób wykonano wyoblono dolnych krawędzi dźwigara w miejscach planowanej aplikacji oplotów (rys. 4.35).



Rysunek 4.35. Schemat wyoblono naroży betonu w miejscach wykonania oplotów.

Po wykonaniu wszystkich czynności przygotowawczych cała dolna powierzchnia dźwigara, powierzchnie betonowych bloków wypełniających oraz górna powierzchnia płyty w obszarach pomiędzy otworami zostały oszlifowane dla uzyskania gładkiego podłoża do przyklejenia taśm i mat CFRP (rys. 4.36).



Rysunek 4.36. Widok górnej (a) oraz dolnej (b) powierzchni dźwigara po kompletnym przygotowaniu do wzmocnienia.

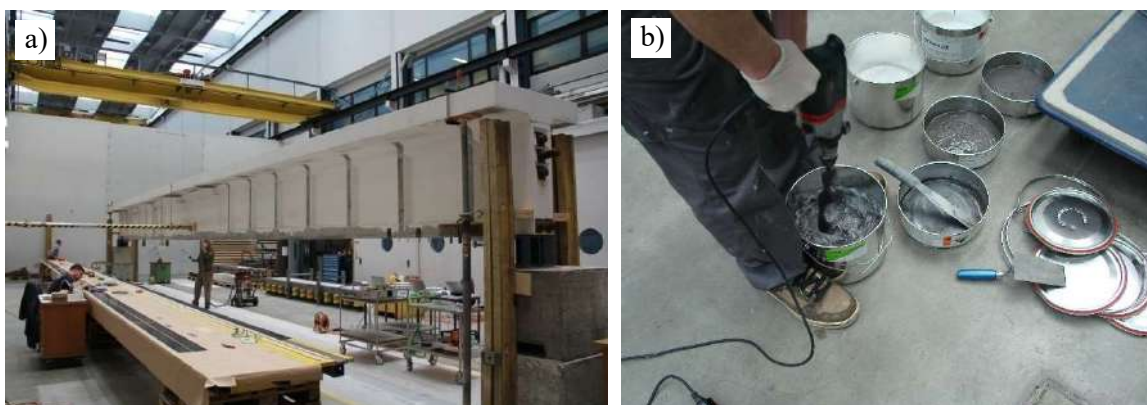
### 4.3. Wzmocnienie dźwigara

#### 4.3.1. Przygotowanie stanowiska do wzmocnienia

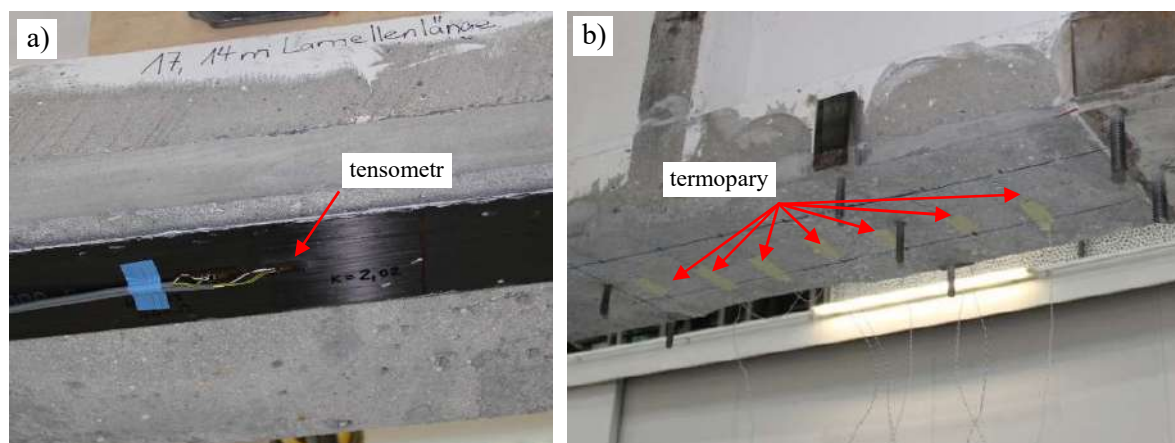
Zasadniczą fazą realizacji programu badań było wykonanie wzmocnienia dźwigara. Przed przystąpieniem do wzmocnienia przygotowano powierzchnie betonu oraz materiały do wykonania wzmocnienia. W sąsiedztwie dźwigara ustawiono stoły robocze pozwalające na rozwinięcie taśm i mat CFRP oraz naniesienie na nich zaprawy klejowej. Przygotowano dwie taśmy S&P CFK 150/2000 (S&P, 2012a) o długości 17,2 m oraz rolki z matą CFRP S&P C-Sheet 240 400 g/m<sup>2</sup> (S&P, 2012c). Do przyklejania taśm użyto zaprawy żywicznej S&P Resin 220 (S&P, 2012b), natomiast do przyklejenia mat użyto zaprawy żywicznej S&P Resin 55 (S&P, 2012d). Charakterystyki wytrzymałościowe kompozytów oraz zapraw klejowych określone na podstawie badań doświadczalnych oraz danych producentów opisano w tabeli 5.1, rozdział 5.1.

Obie zaprawy klejowe przygotowano zgodnie z instrukcjami aplikacji poprzez wymieszanie dwóch składników (żywicy i utwardzacza) w proporcjach masowych 4:1 w przypadku zaprawy Resin 220 oraz 2:1 w przypadku zaprawy Resin 55 (rys. 4.37). Na czas wykonywania wzmocnienia uruchomiono system pomiarowy rejestrujący:

- ciśnienie w siłownikach hydraulicznych systemu sprężającego S&P,
- odkształcenia w naprężanych taśmach CFRP za pośrednictwem tensometrów elektrooporowych umieszczonych w środku rozpiętości taśm,
- temperaturę w zaprawie klejowej w strefie zakotwienia gradientowego za pomocą termopar (rys. 4.38).



Rysunek 4.37. a) Stanowisko do wzmocnienia dźwigara, b) mieszanie zaprawy klejowej Resin 220.



Rysunek 4.38. Widok czujnika odkształceń taśmy CFRP (a) oraz czujników temperatury (b).

### 4.3.2. Wzmocnienie na zginanie

Aplikację naprężonych taśm kompozytowych na dolnej powierzchni dźwigara wykonano przy użyciu urządzeń sprężająco-kotwiących systemu S&P Clever Reinforcement, w skład których wchodzi:

- aluminiowe szczęki zaciskowe z szynami prowadzącymi,
- aluminiowe bloki oporowe do montażu siłowników hydraulicznych,
- urządzenia grzewcze kontrolujące temperaturę wiązania zaprawy, podzielone na 8 sektorów,
- siłowniki hydrauliczne wraz z przewodami,
- ręczne pompy hydrauliczne z manometrami analogowymi i cyfrowymi.
- odkształcenia w naprężanych taśmach CFRP za pośrednictwem tensometrów elektrooporowych umieszczonych w środku rozpiętości taśm,

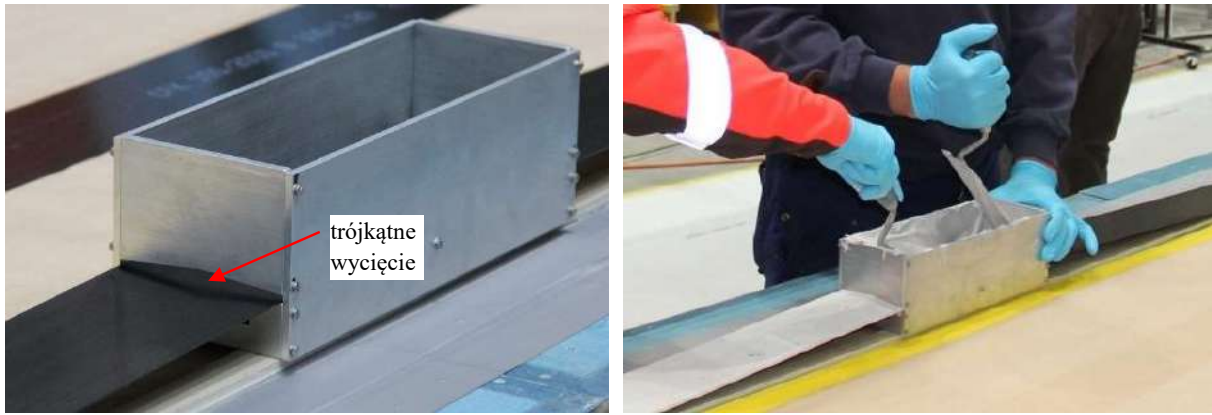
Naprężenie taśm wykonano przy użyciu identycznego kompletu urządzeń sprężająco-kotwiących zamontowanych po obu stronach dźwigara, w obszarach przypodporowych (rys. 4.39).



Rysunek 4.39. Komplet urządzeń sprężająco-kotwiących po jednej stronie dźwigara.

W pierwszej kolejności na przygotowanych wcześniej stalowych obejmach (patrz rys. 4.28), zamontowano szczęki kotwiące. Szczęki montowano za pośrednictwem regulowanych szyn, które umożliwiają przesuw szczęk podczas naprężania taśmy oraz późniejsze zablokowanie przesuwu dla utrzymania wprowadzonej siły sprężającej w taśmie. Następnie na stole roboczym rozłożono pierwszą taśmę CFRP i naniesiono na nią wymieszaną zaprawę klejową S&P Resin 220. Zaprawę nakładano w postaci dwuspadowego "daszka" o grubość 5 mm, przy użyciu aluminiowego pojemnika przesuwanego wzdłuż taśmy. Pojemnik posiadał w ścianie szczytowej trójkątne wycięcie, co zapewniało jednolitą grubość warstwy kleju na całej długości taśmy (rys. 4.40). Końcowe odcinki taśmy o długości 50 cm, przeznaczone do umieszczenia w urządzeniach sprężających pozostawiono wolne od zaprawy klejowej. Jednocześnie cienką warstwę kleju naniesiono bezpośrednio na powierzchnię dźwigara w strefach planowanej gradacji siły sprężającej, w celu wyeliminowania ryzyka powstania pęcherzy powietrza mogących obniżyć wytrzymałość zaprawy klejowej.

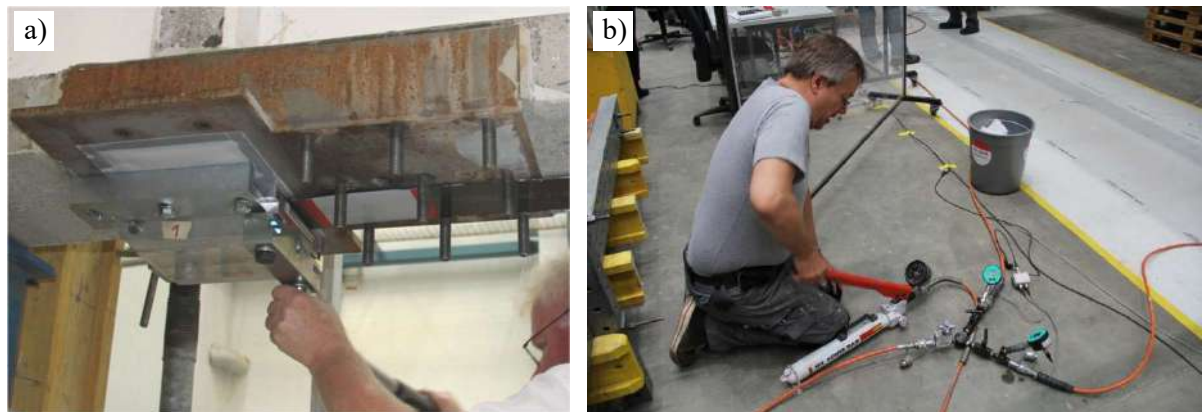
Taśma z klejem przyłożono do dolnej powierzchni dźwigara, a jej końce umieszczano w szczękach kotwiących. Dwie śruby zaciskające szczęki dokręcano kluczem dynamometrycznym momentem równym 170 Nm (rys. 4.41). Następnie na dolnej powierzchni dźwigara zamontowano urządzenia grzewcze oraz bloki oporowe z siłownikami. Obydwa siłowniki hydrauliczne podłączone były do jednej ręcznej pompy wyposażonej w zawory zwrotne z obustronną regulacją przepływu, co pozwoliło na niezależne kontrolowanie ciśnienia w każdym siłowniku (rys. 4.42).



Rysunek 4.40. Pojemnik przesuwny służący do równomiernego nanoszenia zaprawy klejowej.



Rysunek 4.41. Przenoszenie taśmy z klejem na powierzchnię dźwigara.

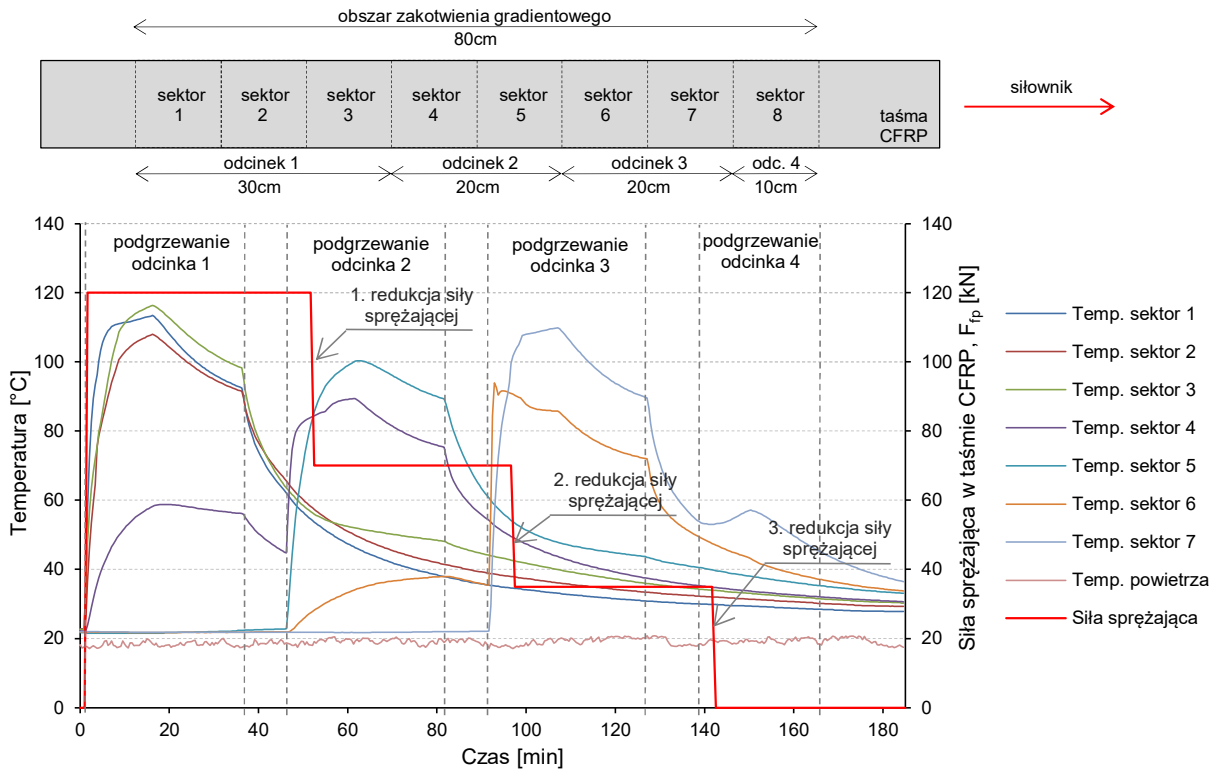


Rysunek 4.42. a) Montaż końca taśmy w szczęcie zaciskowej, b) Wprowadzenie siły sprężającej w taśmie.

Po zamontowaniu kompletnego systemu sprężająco-kotwiącego wykonano sprężenie taśmy CFRP poprzez naciąg siłą 120 kN, co odpowiadało odkształceniom  $\varepsilon_{fp} = 6\%$ . Na skutek naprężenia taśma uległa wydłużeniu o 104 mm, co odpowiadało przesunięciu obu szczęk kotwiących o 52 mm.

Bezpośrednio po wykonaniu sprężenia rozpoczęto procedurę gradientowego zakotwienia taśmy. Panel roboczy urządzenia grzewczego podzielony na 8 sektorów o długości 10 cm każdy umożliwił kontrolowanie temperatury w każdym sektorze z osobna. W pierwszej kolejności uruchomiono podgrzewanie pierwszego odcinka taśmy o długości 30 cm (sektor 1, 2 i 3 - rys. 4.43). Elektryczne grzałki ustawiono na temperaturę grzania ok. 140 °C, co pozwoliło osiągnąć temperaturę zaprawy klejowej wynoszącą 100 °C mierzoną za pomocą termopar. Podgrzewanie pierwszego odcinka taśmy trwało 35 minut, po czym grzałki wyłączono i rozpoczęto 10-minutową fazę studzenia kleju. Po upływie

10 minut rozpoczynano podgrzewanie drugiego odcinka taśmy o długości 20 cm (sektor 4 i 5), trwające 35 minut. Po upływie 5 minut od rozpoczęcia podgrzewania drugiego odcinka, to jest 15 minut po zakończeniu grzania odcinka pierwszego, wykonano pierwszą redukcję siły sprężającej w taśmie. Siłę naciągu taśmy zredukowano o 50 kN, to znaczy do poziomu 70 kN, co potwierdziły odkształcenia taśmy CFRP ustabilizowane po redukcji na poziomie 3,5%.



Rysunek 4.43. Przebieg zmian temperatury w kolejnych sektorach zakotwienia gradientowego wraz z siłą sprężającą w taśmie CFRP podczas wykonywania wzmocnienia.

Czas wykonania redukcji siły sprężającej wybrano tak, aby zaprawa klejowa na pierwszym odcinku zakotwienia (sektory 1, 2, 3) wykazywała odpowiednio wysoką wytrzymałość, potrzebną do przeniesienia różnicy siły sprężającej i utrzymania pełnego naprężenia taśmy na całej długości pomiędzy zakotwieniami, a jednocześnie zachowała na tyle wysoką plastyczność, aby nie doszło do uszkodzenia na skutek zmian odkształceń w taśmie kompozytowej po stronie zakotwienia (Czaderski i inni, 2012).

Po wykonaniu redukcji siły sprężającej kontynuowano podgrzewanie drugiego odcinka taśmy przez pozostałe 30 minut. Powyższe kroki postępowania powtarzane były w podobny sposób na kolejnych odcinkach taśmy. Po zakończeniu podgrzewania drugiego odcinka przechodzono do 10-minutowej fazy studzenia, po czym rozpoczynano podgrzewanie trzeciego odcinka (sektory 6 i 7). Po 5 minutach wykonano drugą redukcję siły sprężającej, zmniejszając siłę naciągu o 35 kN, do poziomu 35 kN, co potwierdził spadek odkształceń taśmy CFRP do poziomu 1,75%. Trzeci odcinek taśmy podgrzewano przez pozostałe 30 minut, po czym studzono przez kolejne 10 minut. W końcowej fazie pozostały odcinek taśmy o długości 10 cm (sektor 8) podgrzewano przez 35 minut. Po upływie 5 minut od rozpoczęcia podgrzewania sektora 8 wykonywano trzecią redukcję siły sprężającej, o pozostałe 35 kN, do całkowitego odciążenia końcowego fragmentu taśmy. Ostatni odcinek taśmy podgrzewano przez pozostałe 30 minut i studzono przez kolejne 15 minut, po czym urządzenia sprężające oraz urządzenie grzewcze zdemontowano z uchwytów, a nieprzyklejony odcinek taśmy który znajdował się w urządzeniach sprężających odcięto. Cała procedura sprężenia taśmy trwała 185 minut

Przebieg procedury aplikacji wzmocnienia zamieszczono w tabeli 4.2 oraz zilustrowano na rysunku 4.43. Sprężenie i zakotwienie drugiej taśmy CFRP wykonano w analogiczny sposób co pierwszej.

Tabela 4.2. Procedura wykonania gradientowego zakotwienia naprężonej taśmy CFRP.

Urządzenia grzewcze			Siłowniki	
Czas	Etap	Czynność	Czas	Czynność
00:00 - 00:35	Podgrzewanie odcinka 1	Włączenie grzałek w sektorach 1, 2, 3	00:00	Wstępne naprężenie taśmy siłą 120 kN
00:35 - 00:45	Studzenie odcinka 1	Wyłączenie grzałek w sektorach 1, 2, 3		
00:45 - 01:20	Podgrzewanie odcinka 2	Włączenie grzałek w sektorach 4, 5	00:50	1. redukcja siły sprężającej o 50 kN
01:20 - 01:30	Studzenie odcinka 2	Wyłączenie grzałek w sektorach 4, 5		
01:30 - 02:05	Podgrzewanie odcinka 3	Włączenie grzałek w sektorach 6, 7	01:35	2. redukcja siły sprężającej o 35 kN
02:05 - 02:15	Studzenie odcinka 3	Wyłączenie grzałek w sektorach 6, 7		
02:15 - 02:50	Podgrzewanie odcinka 4	Włączenie grzałek w sektorze 8	02:20	3. redukcja siły sprężającej o 35 kN
02:50 - 03:05	Studzenie odcinka 4	Wyłączenie grzałek w sektorach 4, 5		

#### 4.3.3. Wzmocnienie na ścinanie

Po aplikacji naprężonych taśm kompozytowych na dolnej powierzchni dźwigara przystąpiono do wykonania wzmocnienia na ścinanie. W przygotowanych uprzednio miejscach przyklejano pionowe pasy maty CFRP o szerokości 75 mm i całkowitej długości 3,4 m. Oploty obejmowały naprężone taśmy na spodzie dźwigara, przebiegały na powierzchni betonowych bloków wypełniających, a na górnej powierzchni płyty były przewlekane przez otwory i połączone były na zakład na długości 300 mm.

Przygotowanie mat do aplikacji polegało na rozwinięciu odcinka maty o odpowiedniej długości na stole roboczym z rolki o szerokości 300 mm. Odcinek maty nasączono klejem żywicznym S&P Resin 55 przy użyciu wałka malarskiego oraz gumowej szpachli (rys. 4.44). Następnie matę składano dwukrotnie na pół wzdłuż dłuższego boku, co pozwalało uzyskać 4-warstwowy odcinek o szerokości 75 mm. Po każdym złożeniu nadmiar kleju wyciskano przy pomocy gumowej szpachli. Bezpośrednio przed przyklejeniem niewielką ilość zaprawy klejowej наносzono również na powierzchnię betonu przy pomocy wałka. Następnie matę przyłożono do dźwigara w miejscu klejenia, przewleczono jej końce przez otwory w płycie i łączono na zakład na górnej powierzchni dźwigara. Po ułożeniu na powierzchni dźwigara matę jeszcze raz impregnowano zaprawą klejową i dociskano gumową szpachlą (rys. 4.45). Połączone na zakład końce maty na górnej powierzchni dźwigara dociskano stalowymi obciążnikami do czasu związania kleju (rys. 4.46).



*Rysunek 4.44. Impregnowanie i składanie odcinka maty CFRP na stole roboczym.*



*Rysunek 4.45. Przyklejanie oplotu na powierzchni dźwigara.*

Łącznie wykonano 12 oplotów z mat CFRP. Choć przygotowano 14 miejsc na oploty, to ze względu na zmianę koncepcji kotwienia urządzeń sprężających i montaż stalowych okuć wykonanie skrajnych oplotów w obu strefach przypodporowych dźwigara okazało się niemożliwe.



*Rysunek 4.46. Łączenie końców mat CFRP na zakład na górnej powierzchni płyty.*



#### 4.4. Podsumowanie aspektów praktycznych

Wzmocnienie dźwigara w laboratorium EMPA przy użyciu naprężonych taśm CRFP kotwionych metodą gradientową oraz oplotów z mat CFRP było pierwszą taką aplikacją na dźwigarze kablabetonowym. Przebieg prac oraz poczynione obserwacje można podsumować następująco:

- Przygotowanie dźwigara do wzmocnienia było wieloetapowe, wymagało wykonania reprofilacji, montażu betonowych bloków wypełniających oraz stalowych okuć kotwiących. Poszczególne etapy były dość pracochłonne, jednak nie wymagały znacznej ingerencji w strukturę wzmacnianego elementu.
- Prawidłowe przygotowanie podłoża i zastosowanie materiału wysokiej jakości do reprofilacji jest kluczowe dla właściwej aplikacji wzmocnienia metodą gradientową. Jest to skomplikowana operacja gdyż siła sprężająca przekazywana jest z kompozytów na podłoże betonowe na relatywnie małej powierzchni.
- Zastosowane urządzenia sprężająco-kotwiące były stosunkowo lekkie i łatwe w montażu oraz obsłudze. Sprzęt mógł być montowany ręcznie i obsługiwany przez 3 osoby.
- Nieco bardziej wymagające było przygotowanie kompozytów do aplikacji. Niezbędne było przygotowanie stołu roboczego na całej długości wzmacnianego elementu i zachowanie względnej czystości, szczególnie podczas nanoszenia zapraw klejowych. Kłopotliwe było przenoszenie i przyklejenie taśmy do dźwigara, które wymagało udziału co najmniej 12 osób.
- Zakotwienie gradientowe było szybkie w wykonaniu. Od momentu sprężenia taśmy procedura aplikacji trwała niewiele ponad 3 godziny. Bezpośrednio po jej zakończeniu możliwy był demontaż wszystkich urządzeń sprężająco-kotwiących. Stosunkowo szybko przystąpiono do aplikacji drugiej taśmy.
- Wykonanie oplotów z użyciem odcinków mat kompozytowych było łatwe w wykonaniu i nie wymagało zastosowania żadnych urządzeń, poza wałkiem i szpachlą do kleju. Oploty można było przyklejać bezpośrednio po zakończeniu aplikacji naprężonych taśm na dolnej powierzchni dźwigara. Widok wzmocnionego dźwigara przedstawia rysunek 4.47.
- Za wyjątkiem przeniesienia taśmy z klejem ze stołu roboczego na powierzchnię dźwigara, wszystkie prace wymagały co najwyżej 3 osób do ich prawidłowego wykonania.



Rysunek 4.47. Widok dźwigara po wzmocnieniu.



## 5. PRZEBIEG I WYNIKI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

### 5.1. Badania materiałowe

#### 5.1.1. Zbrojenie stalowe i sprężające

Charakterystyki wytrzymałościowe zbrojenia pasywnego określono w badaniach wytrzymałości na rozciąganie przeprowadzonych w laboratorium EMPA wg normy EN ISO 15630-1 (EN, 2010), natomiast charakterystyki stali sprężającej określono na podstawie danych producenta (BBRV, 2010). Badano próbki w postaci prętów prostych o średnicy 6 mm i 8 mm. Łącznie zbadano 10 próbek. Stal zwykła użyta do zbrojenia dźwigarów nie wykazała oczekiwanej wytrzymałości. Mimo, że zamówiono stal gładką klasy S235, badania doświadczalne potwierdziły znacznie wyższą granicę plastyczności i wytrzymałość na rozciąganie stali. Zestawienie parametrów wytrzymałościowych stali zwykłej i sprężającej przedstawiono w tabeli 5.1. Pełne wyniki badań doświadczalnych przedstawiono w Załączniku.

Tabela 5.1 Charakterystyki wytrzymałościowe stali zbrojeniowej i sprężającej.

Parametr	Jedn.	Stal zbrojeniowa		Stal sprężająca
		6 mm	8 mm	druty 7 mm*
$f_{yk}$	MPa	387	461	1440
$f_{tk}$	MPa	487	545	1670
$E_s$	GPa	227	216	205
$\varepsilon_u$	‰	153	105	35

Oznaczenia:  $f_{yk}$  - charakterystyczna granica plastyczności,  $f_{tk}$  - charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie,  $E_s$  - moduł sprężystości podłużnej,  $\varepsilon_u$  - odkształcenia przy zerwaniu, \* wartości wg danych producenta (BBRV, 2010).

#### 5.1.2. Beton

Wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie badano zgodnie z normami EN 12390-3 (EN, 2011a) oraz EN 12390-6 (EN, 2011b) na próbkach sześciennych o wymiarach 150 x 150 x 150 mm, natomiast moduł sprężystości betonu badano zgodnie z normą SIA 262/1-G (SIA, 2013) na próbkach prostokątnych o wymiarach 100 x 100 x 500 mm. Badania przeprowadzono w laboratorium EMPA. Przeprowadzono odrębne serie badań dla określenia parametrów betonu użytego do betonowania dźwigara nr 1, dźwigara nr 2, płyty dźwigara nr 1 oraz płyty dźwigara nr 2. Wybrane parametry betonu badano po czasie 7 dni, 28 dni, 91 dni po betonowaniu oraz w dniu badania każdego z dźwigarów. W dniu badań wiek betonu poszczególnych elementów wyniósł: dźwigar nr 1 – 143 dni, dźwigar nr 2 – 617 dni, płyta nr 1 – 79 dni, płyta nr 2 – 550 dni. Łącznie badaniu poddano 87 próbek. Zestawienie wyników badań wytrzymałościowych betonu przedstawiono w tabeli 5.2. Pełne wyniki badań przedstawiono w Załączniku.

Tabela 5.2. Charakterystyki wytrzymałościowe betonu dźwigarów i płyt.

Element	Parametr	Jedn.	Wiek betonu			
			7 dni	28 dni	91 dni	Dzień badania
Dźwigar 1	$f_{cm,cube}$	MPa	47,17	61,37	65,73	64,60 (143 dni)
	$f_{ctm}$	MPa		3,80		4,33 (143 dni)
	$E_{cm}$	GPa		34,93		34,66 (143 dni)
Dźwigar 2	$f_{cm,cube}$	MPa	47,47	62,10	66,23	66,93 (617 dni)
	$f_{ctm}$	MPa		3,57		4,68 (617 dni)
	$E_{cm}$	GPa		33,53		
Płyta 1	$f_{cm,cube}$	MPa	36,00	47,53		50,03 (79 dni)
	$f_{ctm}$	MPa		2,08		3,90 (79 dni)
	$E_{cm}$	GPa		33,27		32,10 (79 dni)
Płyta 2	$f_{cm,cube}$	MPa	41,97	51,07		53,47 (550 dni)
	$f_{ctm}$	MPa	2,03	2,20		3,93 (550 dni)
	$E_{cm}$	GPa		34,03		

Oznaczenia:  $f_{cm,cube}$  - wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie,  $f_{ctm}$  - wytrzymałość betonu na rozciąganie,  $E_{cm}$  - moduł sprężystości podłużnej betonu.

### 5.1.3. Taśmy i maty CFRP

Charakterystyki wytrzymałościowe taśm kompozytowych S&P CFK 150/2000 określono w badaniu rozciągania próbek zgodnie z zaleceniami normy ACI Commitee (ACI, 2012). Badania przeprowadzono w laboratorium KBB. Łącznie zbadano 7 próbek. Charakterystykę mat S&P C-Sheet 240 określono na podstawie danych producenta (S&P, 2012c). Wyniki badań doświadczalnych oraz specyfikację mat przedstawiono w tabeli 5.3. Pełne wyniki badań doświadczalnych przedstawiono w Załączniku.

Tabela 5.3. Charakterystyki wytrzymałościowe taśm i mat kompozytowych.

Parametr	Jedn.	Taśma S&P CFK 150/2000	Mata S&P C-Sheet 240 400 g/m <sup>2</sup>
$f_{fu}$	MPa	2875	3800*
$E_f$	GPa	168	240*
$\varepsilon_{fu}$	%	16,8	15,5*

Oznaczenia:  $f_{fu}$  - wytrzymałość na rozciąganie kompozytu,  $E_f$  - moduł sprężystości podłużnej kompozytu,  $\varepsilon_u$  - odkształcenia graniczne kompozytu, \* wartości wg danych producenta (S&P, 2012c)

### 5.1.4. Kleje epoksydowe i zaprawa reprofilacyjna

Charakterystyki wytrzymałościowe kleju S&P Resin 220 określono na podstawie badań doświadczalnych przeprowadzonych w laboratorium KBB. Wytrzymałości na ściskanie i zginanie badano zgodnie z normą PN-EN 196-1 (PN, 2006), natomiast wytrzymałość na rozciąganie zgodnie z normą PN-EN ISO 527-2 (PN, 2012). Wytrzymałość na ściskanie i na zginanie zapraw reprofilacyjnych AP UVM 2 oraz Weber.rep 754 zbadano zgodnie z normą PN-EN 196-1 (PN, 2006). Łącznie zbadano 18 próbek.

Moduł sprężystości kleju Resin 220 określono na podstawie danych producenta (S&P, 2012b). Charakterystyki kleju S&P Resin 55 oraz zapraw reprofilacyjnych AP UVM 8, AP EA-42.5, Sakret SB 8 PS określono na podstawie danych producenta (S&P, 2012d), (AP, 2010a), (AP, 2013), (Sakret, 2013). Zestawienie parametrów wytrzymałościowych klejów i zaprawy reprofilacyjnej przedstawiono w tabeli 5.4. Pełne wyniki badań doświadczalnych przedstawiono w Załączniku.

Tabela 5.4. Charakterystyki wytrzymałościowe klejów i zaprawy reprofilacyjnej.

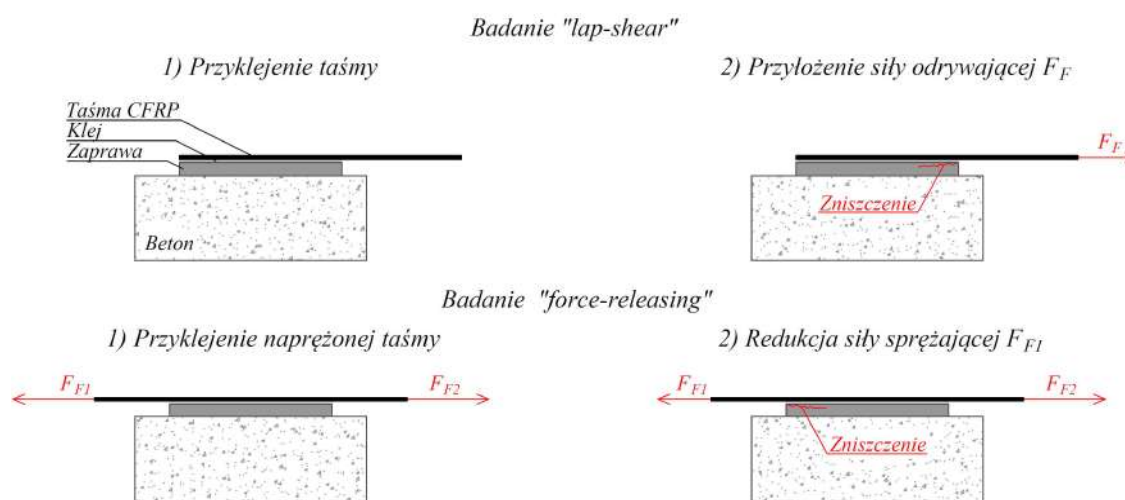
Parametr	Jedn.	Kleje S&P		Zaprawy reprofilacyjne				
		Resin 220	Resin 55	AP UVM 8	AP UVM 2	Weber.rep 754	AP EA-42.5	Sakret SB 8 PS
$f_{c,a}$	MPa	58,0	<i>b.d.</i>	80,0*	58,1	67,0	71,6*	37*
$f_{fl,a}$	MPa	23,2	<i>b.d.</i>	12*	7,0	8,4	8,2*	<i>b.d.</i>
$f_{t,a}$	MPa	17,0	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	2,9*
$E_a$	GPa	7,1*	5,0*	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>
$\varepsilon_{u,a}$	‰	<i>b.d.</i>	100*	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>	<i>b.d.</i>

Oznaczenia:  $f_{c,a}$  - wytrzymałość na ściskanie kleju/zaprawy,  $f_{fl,a}$  - wytrzymałość na zginanie kleju/zaprawy,  $f_{t,a}$  - wytrzymałość na rozciąganie kleju/zaprawy,  $E_a$  - moduł sprężystości podłużnej kleju/zaprawy,  $\varepsilon_{u,a}$  - odkształcenia graniczne kleju/zaprawy, \* wartości wg danych producenta (S&P, 2012b,d), (AP, 2010a), (AP, 2013), (Sakret, 2013).

## 5.2. Badania przyczepnościowe

### 5.2.1. Cel badań

Program badań miał na celu doświadczalną weryfikację i porównanie przyczepności wybranych zapraw do reprofilacji, a także porównanie efektywności dwóch sposobów nakładania zapraw – ręcznego i maszynowego. Na podstawie konsultacji z producentami zapraw reprofilacyjnych do badań wytypowano zaprawę Arnfried Pagel UVM 2 (AP, 2010a) oraz zaprawę Weber.rep 754 (Weber, 2015a). Próbki zapraw naniesionych na powierzchnię betonu poddano badaniom polegającym na osiowym odrywaniu przyklejonych do nich taśm kompozytowych. Realizowano dwa rodzaje testów: testy typu „lap-shear”, czyli odrywanie przyklejonego odcinka taśmy poprzez przykładanie siły rozciągającej do jej wolnego końca, oraz testy typu „force-releasing” polegające na przyklejaniu kompozytu w stanie naprężonym, a następnie redukcja siły sprężającej na jednym z wolnych końców taśmy i wywołaniu odspojenia na skutek różnicy sił po obu stronach przyklejonego kompozytu (rys. 5.1).



Rysunek 5.1. Schemat badania typu „lap-shear” oraz „force-releasing”.

Pierwszy etap badań realizowany w laboratorium Politechniki Łódzkiej miał na celu porównanie nośność jedno-, dwu- i trójwarstwowych próbek zapraw AP UVM 2 oraz Weber.rep 754 badanych metodą „lap-shear”. Na podstawie wyników badań dokonano wyboru zaprawy do wykonania reprofilacji.

Drugi etap badań zapraw realizowany w instytucie EMPA polegał na porównaniu nośności próbek zapraw nakładanych ręcznie oraz nakładanych maszynowo, metodą torkretowania na sucho. Próbki zaprawy AP EA-42.5 (AP, 2013) (odpowiednik zaprawy AP UVM 2 stosowanej w polskim laboratorium) oraz zaprawy Sakret SB 8 PS (Sakret, 2013) poddano badaniom metodą „lap-shear” oraz metodą „force-releasing”. Charakterystyki materiałowe zapraw reprofilacyjnych oraz kleju i taśmy CFRP użytych w obu etapach badań przedstawiono tabelach 5.3 i 5.4 w rozdziale 5.1.

### 5.2.2. Etap I – badania wykonana w Politechnice Łódzkiej

#### Przygotowanie próbek

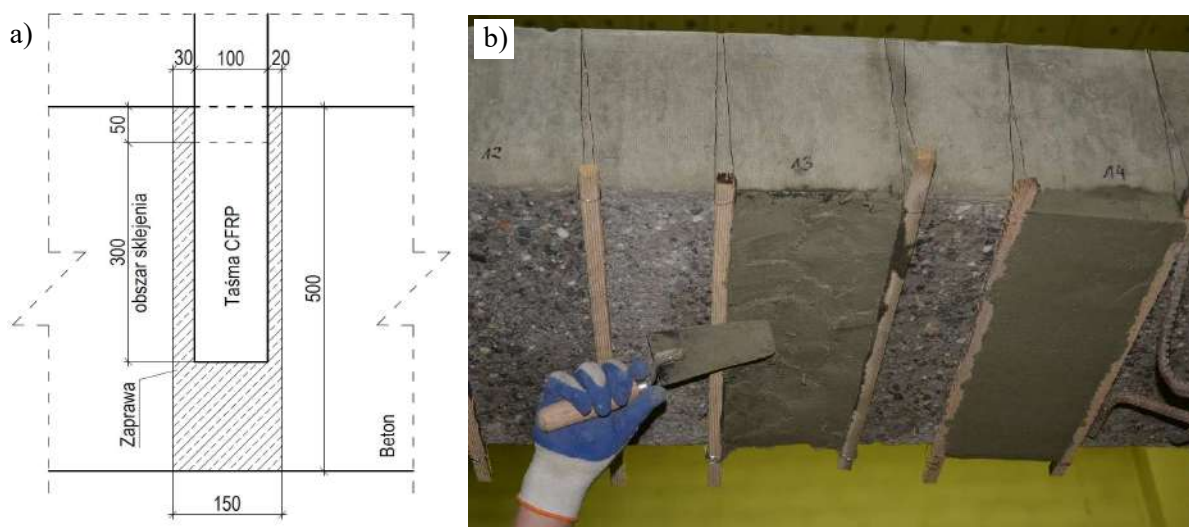
W pierwszym etapie badań wszystkie próbki zapraw wykonano na powierzchni jednej płyty betonowej. Powierzchnię płyty przygotowano w procesie hydromonitoringu wg zaleceń opracowanych w EMPA. Hydromonitoring w laboratorium PŁ wykonała firma Falch. Oddziaływanie strumienia wody pod ciśnieniem 2500 bar pozwoliło usunąć zewnętrzną warstwę betonu na głębokości 1 cm i odsłonić ziarna kruszywa, dzięki czemu uzyskano powierzchnię o bardzo dobrej przyczepności. Na powierzchnię

plyty nanoszono próbki zapraw o szerokość 15 cm i długość 50 cm (rys. 5.2). Szerokość próbek odpowiadała połowie szerokości dolnej powierzchni dźwigara poddanego reprofilacji w EMPA. Dla każdej z zapraw przygotowano następujące próbki:

- 2 próbki jednowarstwowe o grubości warstwy 15 mm,
- 2 próbki jednowarstwowe o grubości warstwy 30 mm,
- 2 próbki dwuwarstwowe o grubości 2 x 25 mm,
- 1 próbkę trójwarstwową o grubości 3 x 16 mm.

Zaprawy nakładano ręcznie, w pozycji sufitowej. W próbkach wielowarstwowych kolejne warstwy nakładano w odstępie 4 godzin, zgodnie z technologią określoną przez producenta. Do połączenia kolejnych warstw zapraw używano systemowych substancji szepnych (odpowiednio AP HK1 (AP, 2010b) oraz Weber.rep 751 (Weber, 2015b)). Na etapie wykonywania próbek zaobserwowano lepszą przyczepność, a co za tym idzie łatwość nałożenia warstwy zaprawy AP UVM 2 w porównaniu do zaprawy Weber.rep 754.

Na każdą z próbek zaprawy przyklejono odcinek taśmy CFRP S&P CFK 150/2000 o grubości 1,2 mm, szerokości 100 mm i długości 1000 mm. Dodatkowo dwie taśmy przyklejono bezpośrednio do powierzchni betonu jako elementy referencyjne do badań. Taśmy przyklejono przy użyciu zaprawy klejowej S&P Resin 220 na długości 300 mm, która w literaturze została określona jako maksymalna aktywna długość zakotwienia dla tego typu kompozytów (Czaderski, 2012), tzn. przyklejanie taśmy na dłuższym odcinku nie powodowałoby wzrostu siły odrywającej. Obszar sklejenia taśmy CFRP z podłożem odsunięty był o 50 mm od krawędzi betonowego podłoża (rys 5.2), w celu uniknięcia koncentracji naprężeń na skraju elementu. Łącznie do badań przygotowanych zostało 16 próbek (7 próbek każdej z 2 zapraw oraz 2 próbki referencyjne) (patrz tabela 5.6).

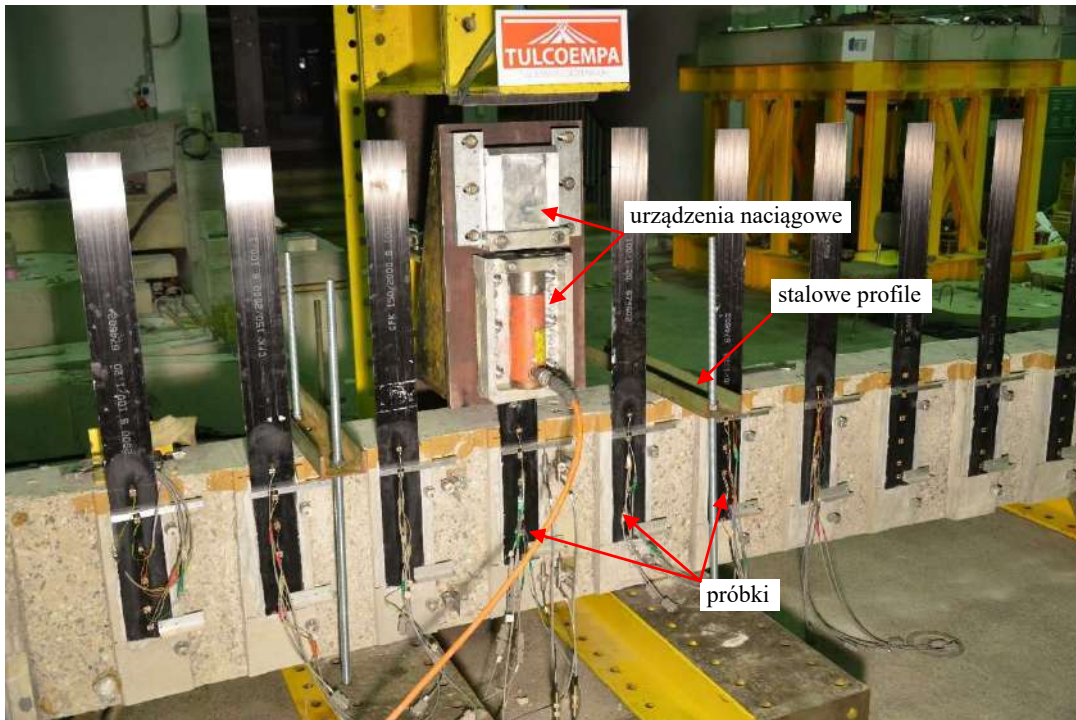


Rysunek 5.2. a) Schemat próbki zaprawy (wymiary w mm), b) Widok przygotowania próbek.

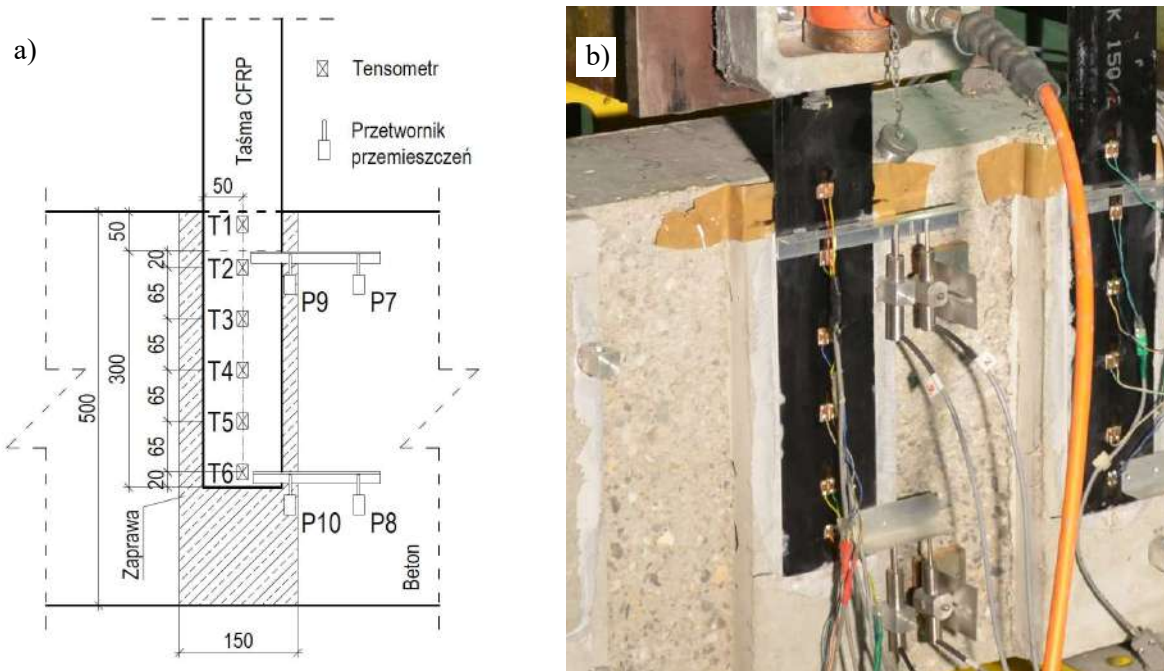
### Badanie przyczepności

Stanowisko do badań przyczepności przez odrywanie metodą „lap-shear” przedstawiono na rysunku 5.3. Próbki umieszczano w stanowisku badawczym w pozycji pionowej i mocowano do stanowiska przy użyciu stalowych profili, uniemożliwiając przemieszczenie betonowego podłoża pod wpływem przykładanych obciążeń. Koniec taśmy CFRP umieszczano w aluminiowych szczękach kotwiących systemu sprężającego S&P, po czym przykładano siłę rozciągającą przy użyciu siłownika hydraulicznego. Przyrost siły regulowano ręcznie za pomocą pompy hydraulicznej wyposażonej w ciśnieniomierz. Siłę stopniowano co 5 kN, aż do osiągnięcia oderwania taśmy od podłoża.

Podczas badań prowadzono pomiary odkształceń w kompozycie przy użyciu 5 tensometrów elektrooporowych rozmieszczonych w równomiernych odstępach na przyklejonym odcinku taśmy (T2 – T6) i jednego tensometru na odcinku taśmy wolnym od kleju (T1). Poślizg, czyli przemieszczenie taśmy względem podłoża mierzono na początku i na końcu przyklejonego odcinka taśmy przy użyciu przetworników przemieszczeń liniowych. Przetworniki P7 i P8 rejestrowały poślizg taśmy względem podłoża betonowego, natomiast przetworniki P9 i P10 rejestrowały poślizg taśmy względem powierzchni zaprawy reprofilacyjnej (rys. 5.4).



Rysunek 5.3. Widok stanowiska badawczego.



Rysunek 5.4. a) Schemat stanowiska badawczego (wymiary w mm), b) Widok próbki podczas badania.

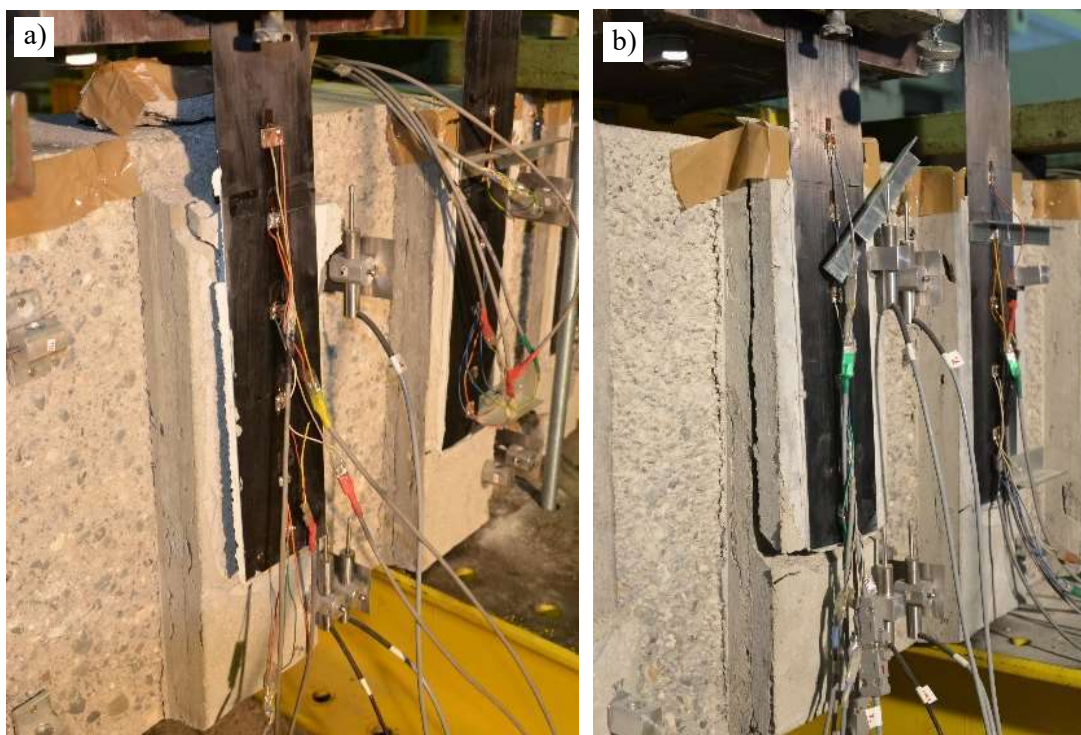


## Wyniki badań

Podczas badań metodą „lap-shear” obserwowano dwa sposoby zniszczenia próbek: na skutek utraty przyczepności między kompozytem a zaprawą reprofilacyjną (sposób zniszczenia „A”) oraz na skutek utraty przyczepności między kolejnymi warstwami zaprawy (sposób zniszczenia „B”) (rys. 5.5). Próbkę referencyjną (taśmy przyklejone bezpośrednio do betonowego podłoża) uległy oderwaniu przy sile  $F_f$  wynoszącej od 70 do 75 kN.

Próbki zaprawy AP UVM 2 uległy zniszczeniu pod obciążeniem  $F_f = 45 \div 55$  kN dla próbek w układzie 1 x 15 mm,  $F_f = 40 \div 55$  kN dla próbek w układzie 1 x 30 mm,  $F_f = 45 \div 60$  kN dla próbek w układzie 2 x 25 mm oraz  $F_f = 45$  kN dla próbki w układzie 3 x 16 mm. Siły te odpowiadały maksymalnym odkształceniom w taśmie CFRP  $\varepsilon_f$  wynoszącym od 1,9 do 2,5‰ (czujnik T1). We wszystkich próbkach zaprawy AP UVM 2 zaobserwowano sposób zniszczenia „A”. Największy poślizg taśmy CFRP względem zaprawy  $s_{f,a}$  i betonu  $s_{f,c}$  (czujnik P7 i P9), wynoszący odpowiednio 0,45 mm i 0,55 mm zaobserwowano w próbce w układzie 2 x 25 mm. W badanych próbkach nie zarejestrowano dużych różnic między poślizgiem względem zaprawy i betonu.

Próbki zaprawy Weber.rep 754 uległy zniszczeniu pod obciążeniem  $F_f = 70 \div 75$  kN dla próbek w układzie 1 x 15 mm,  $F_f = 60 \div 65$  kN dla próbek w układzie 1 x 30 mm,  $F_f = 25 \div 30$  kN dla próbek w układzie 2 x 25 mm oraz  $F_f = 50$  kN dla próbki w układzie 3 x 16 mm. Siły te odpowiadały maksymalnym odkształceniom w taśmie CFRP  $\varepsilon_f$  wynoszącym od 0,8 do 3,2‰. We wszystkich jednowarstwowych próbkach zaprawy Weber.rep 754 zaobserwowano sposób zniszczenia „A”, natomiast we wszystkich wielowarstwowych próbkach zaobserwowano sposób zniszczenia „B”. W próbkach wielowarstwowych (2 x 25 mm) zaobserwowano bardzo duże różnice pomiędzy poślizgiem taśmy CFRP względem zaprawy i betonu (odpowiednio  $s_{f,a} = 0,03$  mm i  $s_{f,c} = 0,42$  mm). Zestawienie wyników badań przedstawiono w tabeli 5.5.



Rysunek 5.5. a) Zniszczenie typu „A”, b) Zniszczenie typu „B” podczas badań metodą „lap-shear”.

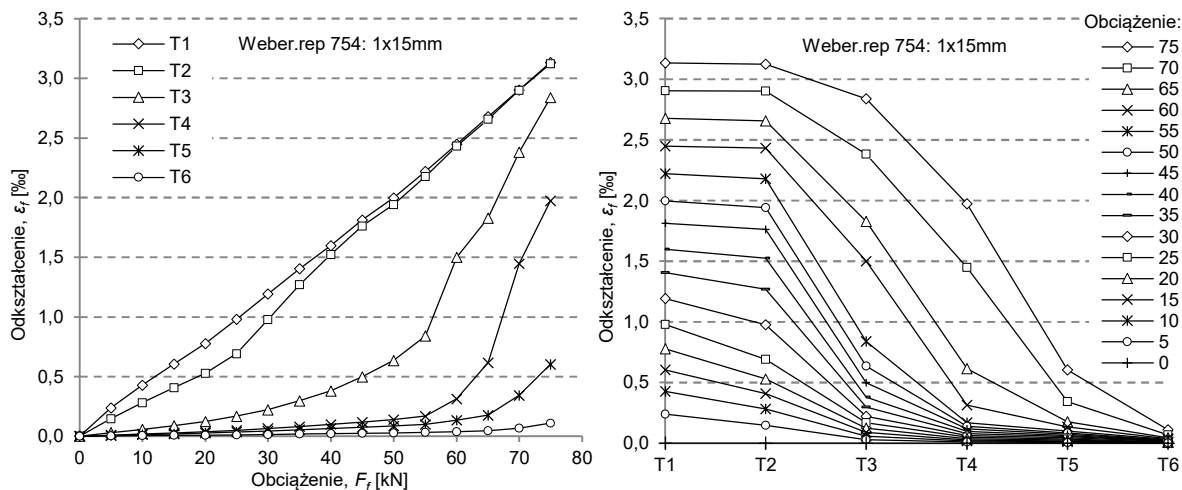
Tabela 5.5. Wyniki badań przyczepnościowych metodą „lap-shear”.

Nr	Próbka	$F_f$ [kN]	$\varepsilon_f$ [%]	$s_{f,c}$ [mm]	$s_{f,a}$ [mm]	Typ zniszczenia
1	Referencyjna (beton)	75	3,2	0,31	–	–
2	Referencyjna (beton)	70	3,2	0,48	–	–
3	Weber.rep 754 – 1 x 15 mm	75	3,2	0,71	0,32	A
4	Weber.rep 754 – 1 x 15 mm	70	3,1	0,59	0,45	A
5	AP UVM 2 – 1 x 15 mm	55	2,2	0,60	0,58	A
6	AP UVM 2 – 1 x 15 mm	45	1,9	–	–	A
7	Weber.rep 754 – 1 x 30 mm	60	2,7	–	–	A
8	Weber.rep 754 – 1 x 30 mm	65	2,8	–	–	A
9	AP UVM 2 – 1 x 30 mm	55	2,5	–	–	A
10	AP UVM 2 – 1 x 30 mm	40	1,9	–	–	A
11	Weber.rep 754 – 2 x 25 mm	30	1,2	0,42	0,04	B
12	Weber.rep 754 – 2 x 25 mm	25	0,8	0,36	0,03	B
13	AP UVM 2 – 2 x 25 mm	45	2,1	0,43	0,32	A
14	AP UVM 2 – 2 x 25 mm	50	2,4	0,55	0,45	A
15	Weber.rep 754 – 3 x 16 mm	50	2,2	–	–	B
16	AP UVM 2 – 3 x 16 mm	45	2,1	–	–	A

Oznaczenia:  $F_f$  – siła niszcząca,  $\varepsilon_f$  – maksymalne odkształcenia w taśmie (czujnik T1),  $s_{f,c}$  – maksymalny poślizg taśmy CFRP względem betonu (czujnik P7),  $s_{f,a}$  – maksymalny poślizg taśmy CFRP względem zaprawy (czujnik P9).

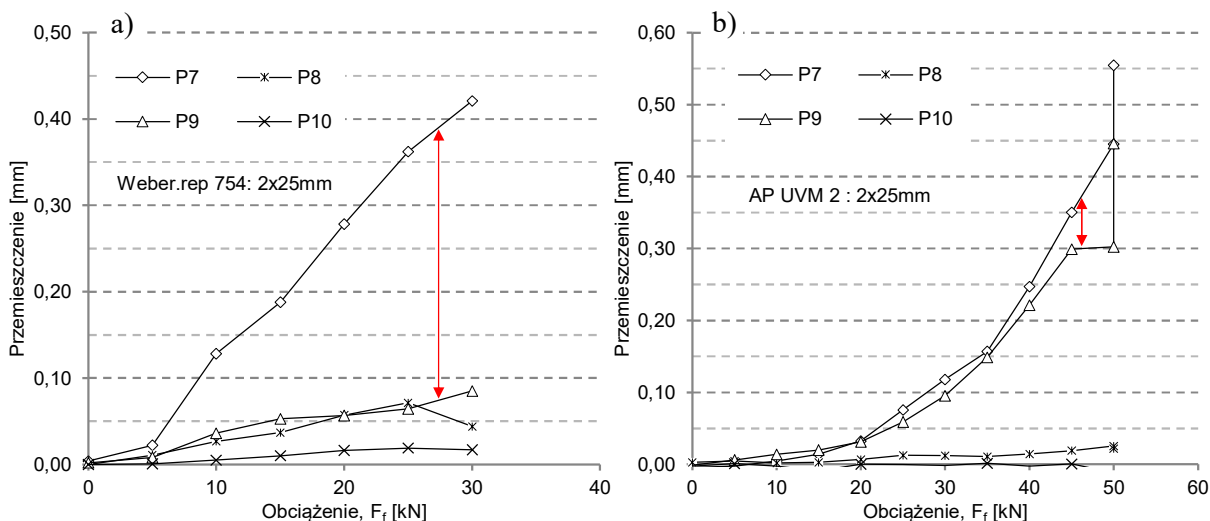
Wyniki badań wskazały, że zaprawa AP UVM 2 wykazuje stałą nośność, niezależnie od liczby i grubości warstw zaprawy w próbce, podczas gdy nośność próbek zaprawy Weber.rep 754 jest zmienna i w dużym stopniu zależna od układu warstw. Zaprawa Weber.rep 754 wykazała większą nośność w porównaniu do zaprawy AP UVM 2 w przypadku próbek jednowarstwowych, natomiast próbki wielowarstwowe zaprawy Weber.rep 754 ulegały zniszczeniu poprzez utratę przyczepności pomiędzy kolejnymi warstwami (sposób zniszczenia „B”), czego nie obserwowano w przypadku zaprawy AP UVM 2. W przypadku próbek jednowarstwowych nośność zaprawy Weber.rep 754 malała wraz ze wzrostem grubości warstwy.

Wykres odkształceń taśmy CFRP na długości (czujniki T1 – T6) dla próbki nr 3 (Weber.rep 754 – 1 x 15 mm) przedstawiono na rysunku 5.6. Rozkład odkształceń taśmy dla kolejnych poziomów obciążenia potwierdził, że odspojenie kompozytu rozpoczynało się na początku czynnego odcinka taśmy (od strony obciążania) i postępowało w kierunku jej końca biernego. Niewielkie wartości odkształcenia (bliskie 0) rejestrowane na końcu taśmy przez czujnik T6 przy wszystkich poziomach obciążenia, aż do odspojenia świadczy o tym, że zastosowana długość przyklejenia równa 300 mm była większa od długości aktywnej zakotwienia. Oznacza to że przyklejenie taśmy na dłuższym odcinku nie powodowałoby wzrostu obciążenia niszczącego. Dowodem są również odczyty poślizgu na końcu taśmy (czujniki P8 i P10), które we wszystkich badanych próbkach były są zbliżone do zera. Wykresy pomiarów wszystkich badanych próbek przedstawiono w Załączniku.



Rysunek 5.6. Pomiary odkształceń taśm CFRP pod kolejnymi poziomami obciążeń – próbka nr 3.

Na rysunku 5.7 przedstawiono wykresy poślizgu taśmy (czujniki P7 – P10) dla próbki nr 11 (Weber.rep 764 – 2 x 25 mm) oraz próbki nr 14 (AP UVM 2 – 2 x 25 mm). Odczyty poślizgu względem podłoża betonowego (czujniki P7 i P8) wskazują na różnice w przyczepności na styku poszczególnych warstw badanych zapraw. Próbka zaprawy AP UVM 2 wykazała takie same wartości poślizgu względem podłoża betonowego (P7) jak względem powierzchni zaprawy (P9), co świadczyło o tym, że warstwy zaprawy nie ulegały znacznym odkształceniom pod przykładanymi obciążeniami. Natomiast w badaniu próbki zaprawy Weber.rep 754 zaobserwowano bardzo duże różnice między poślizgiem względem podłoża betonowego (P7) i względem powierzchni zaprawy (P9), co oznacza że zaprawa ulegała dużym odkształceniom. Potwierdza to fakt również fakt zniszczenia na skutek utraty przyczepności pomiędzy kolejnymi warstwami zaprawy Weber.rep 754 (sposób zniszczenia „B”).



Rysunek 5.7. Pomiary poślizgu taśmy względem powierzchni zaprawy oraz betonu – próbka nr 11 (a) i 14 (b).

Na podstawie wyników badań przeprowadzonych w pierwszym etapie badań przyczepnościowych stwierdzono iż zaprawa AP UVM 2 wykazuje większą przydatność do wykonania reprofilacji dźwigara, przede wszystkim ze względu na jednolitą wytrzymałość, bez względu na liczbę i grubość warstw zaprawy.

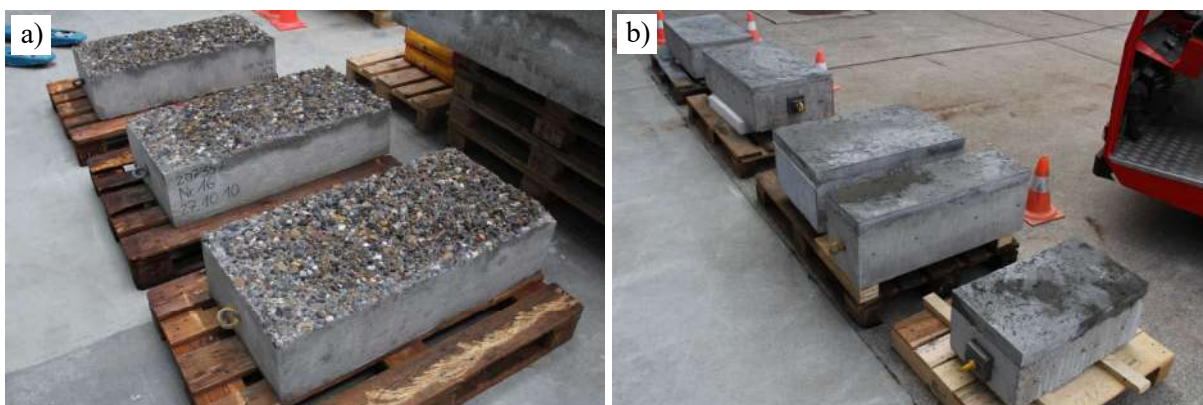
### 5.2.3. Etap II – badania wykonana w EMPA

#### Przygotowanie próbek

W drugim etapie badań warstwy zapraw nanoszono na betonowe bloki, których powierzchnię przygotowano do reprofilacji metodą hydromonitoringu, w sposób analogiczny jak w pierwszym etapie badań. Hydromonitoring wykonała firma Granjet AG. Próbki nanoszone były na całej powierzchni betonowych bloków o wymiarach o długości od 50 do 100 cm i szerokości od 40 do 80 cm (rys 5.8). Do bocznych powierzchni bloków mocowano drewniany szalunek o wysokości odpowiadającej grubości danej próbki. Zaprawę AP EA-42.5 nanoszono ręcznie w pozycji sufitowej, w pojedynczych warstwach o grubości nie większej niż 8 mm (była to maksymalna grubość warstwy nie powodująca odpadania pod ciężarem własnym świeżej zaprawy). Pomiedzy nakładaniem kolejnych warstw zachowano odstęp czasowy 4 godzin. Zaprawę Sakret SB 8 PS nakładano metodą torkretowania na sucho w pozycji sufitowej, w całości w jednej warstwie (rys 5.9). Dla obu przygotowano następujące próbki:

- 4 próbki o grubości warstwy 20 mm,
- 1 próbka o grubości warstwy 50 mm,

Na etapie przygotowania próbek zapraw zaobserwowano, iż metoda torketowa była znacznie szybsza i mniej problematyczna w porównaniu do ręcznego nakładania zaprawy. Nie zaobserwowano strat materiału na skutek odbicia nakładanej zaprawy torketowej od powierzchni betonu ani odpadania świeżej zaprawy pod ciężarem własnym, co miało miejsce w przypadku zaprawy nakładanej ręcznie.

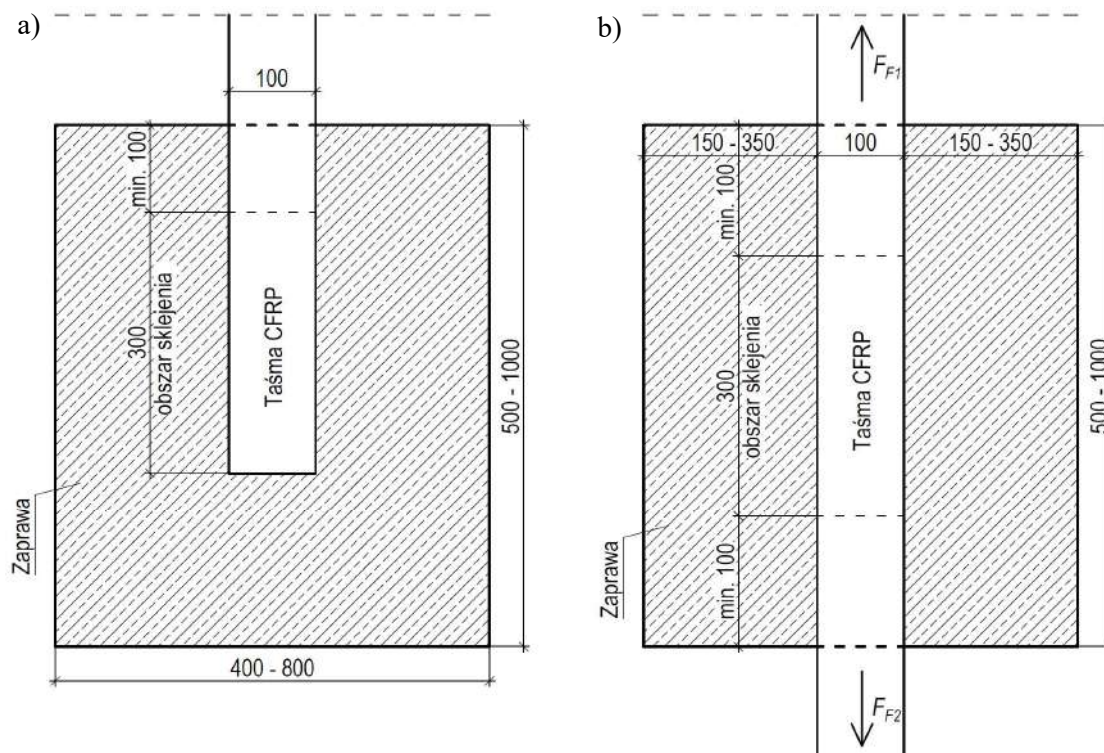


Rysunek 5.8. Betonowe bloki po wykonaniu hydromonitoringu (a) oraz po aplikacji zaprawy Sakret SB 8 PS (b) (J. Michels).



Rysunek 5.9. Przygotowanie próbek zapraw nakładanych ręcznie (a) oraz metodą torkretowania (b) w laboratorium EMPA (J. Michels).

Próbki obu zapraw o grubości 50 mm przeznaczono do badań typu „lap-shear”. Zostały one przygotowane do badania w taki sam sposób jak próbki wykonane w pierwszym etapie badań. Do powierzchni próbek przyklejono odcinek taśmy CFRP S&P CFK 150/2000 o grubości 1,2 mm, szerokości 100 mm i długości 1000 mm. Taśmy przyklejono przy użyciu zaprawy klejowej S&P Resin 220 na długości 300 mm. Odcinek klejenia odsunięty był o co najmniej 100 mm od krawędzi próbki w celu uniknięcia koncentracji naprężeń podczas obciążania (rys 5.10).



Rysunek 5.10. a) Schemat próbki zaprawy do badań typu „lap-shear” b) Schemat próbki zaprawy do badań typu „force-releasing” (wymiar w mm)

Próbki zapraw o grubości 20 mm przystosowano do badań typu „force-releasing”, które w dokładny sposób odwzorowują obciążenia, jakie powstają podczas aplikacji naprężonych taśm kompozytowych metodą gradientową. Taśmy CFRP S&P CFK 150/2000 o grubości 1,2 mm, szerokości 100 mm i długości 2000 mm w pierwszej kolejności naprężano siłą 120 kN przy użyciu urządzeń sprężających S&P zamocowanych do zewnętrznej konstrukcji wsporczej (rys. 5.11), po czym jej środkowy odcinek przyklejano do powierzchni próbek przy użyciu zaprawy klejowej S&P Resin 220, stosując urządzenie grzewcze przyspieszające wiązanie kleju. Zaprawę klejową podgrzewano do temperatury ok. 120 °C przez okres 25 minut, po czym pozostawiano do wychłodzenia na okres 15 minut. Stosowano dwie długości sklejenia taśmy z podłożem: 200 oraz 300 mm. Dla każdego wariantu długości sklejenia przygotowano po 2 próbki każdej z zapraw (patrz tabela 5.6). Dodatkowo przygotowano jedną próbkę referencyjną w której taśmę CFRP przyklejono bezpośrednio do powierzchni betonu (na długości sklejenia 300 mm). Odcinek klejenia odsunięty był o co najmniej 100 mm od krawędzi próbki. Podczas całego procesu przygotowania próbek do badań „force-releasing” utrzymywano stałą wartość siły sprężającej  $F_{F1} = F_{F2}$ . Łącznie przygotowano 11 próbek obu zapraw.

### Badanie przyczepności

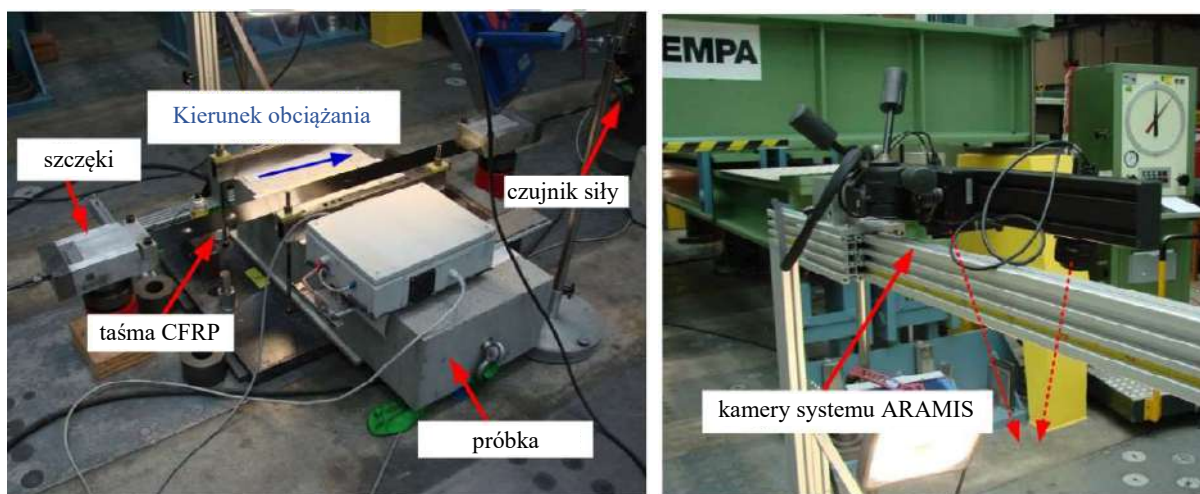
Badania metodą „lap-shear” wykonywane w laboratorium EMPA miały przebieg analogiczny do badań wykonanych w pierwszym etapie na Politechnice Łódzkiej. Betonowe bloki z próbkami stabilizowano na stanowisku w pozycji poziomej, przy użyciu stalowych profili zamocowanych do

podłogi laboratorium. Następnie wolny koniec taśmy CFRP umieszczano w aluminiowych szczękach kotwiących systemu sprężającego S&P i przykładano siłę rozciągającą przy użyciu siłownika hydraulicznego. Urządzenia sprężająco-kotwiące mocowano do niezależnej konstrukcji wsporczej. Przyrost siły naciągu regulowano ręcznie za pomocą pompy hydraulicznej wyposażonej w ciśnieniomierz. Siłę zwiększano stopniowo, aż do osiągnięcia oderwania taśmy od podłoża. Podczas badania rejestrowano jedynie siłę niszczącą próbkę, za pomocą cyfrowego czujnika siły umieszczonego pomiędzy tłokiem siłownika a szczękami kotwiącymi.

W badaniu metodą „*force-releasing*” redukowano ciśnienie w siłowniku hydraulicznym na jednym z końców naprężonej taśmy, co powodowało jednostronne zmniejszanie siły naciągu ( $F_{f1}$ ) i przekazywanie obciążenia na powierzchnię zaprawy reprofilacyjnej. W pierwszej fazie badania siłę naciągu redukowano o  $\Delta F_{f1} = 50$  kN, co odpowiada maksymalnej redukcji siły przewidzianej w metodzie gradientowej. Następnie ciśnienie redukowano do momentu, w którym różnica sił sprężających po obu stronach przyklejonego odcinka taśmy spowodowała jego odspojenie od powierzchni próbki. Siła niszcząca próbkę była określana jako różnica sił sprężających na obu końcach taśmy, zgodnie ze wzorem:

$$F_{fu} = F_{f2} - F_{f1} \quad (5.1)$$

Podczas badań metodą „*force-releasing*” rejestrowano siły naciągu  $F_{f1}$  i  $F_{f2}$  za pomocą cyfrowych czujników siły umieszczonych pomiędzy siłownikami a szczękami kotwiącymi na obu końcach taśmy, oraz przemieszczenia, odkształcenia oraz postęp zarysowania na całej powierzchni próbki przy użyciu systemu trójwymiarowej korelacji obrazu ARAMIS (rys. 5.11).



Rysunek 5.11. Stanowisko do badań typu „*force-releasing*” w laboratorium EMPA (J. Michels).

## Wyniki badań

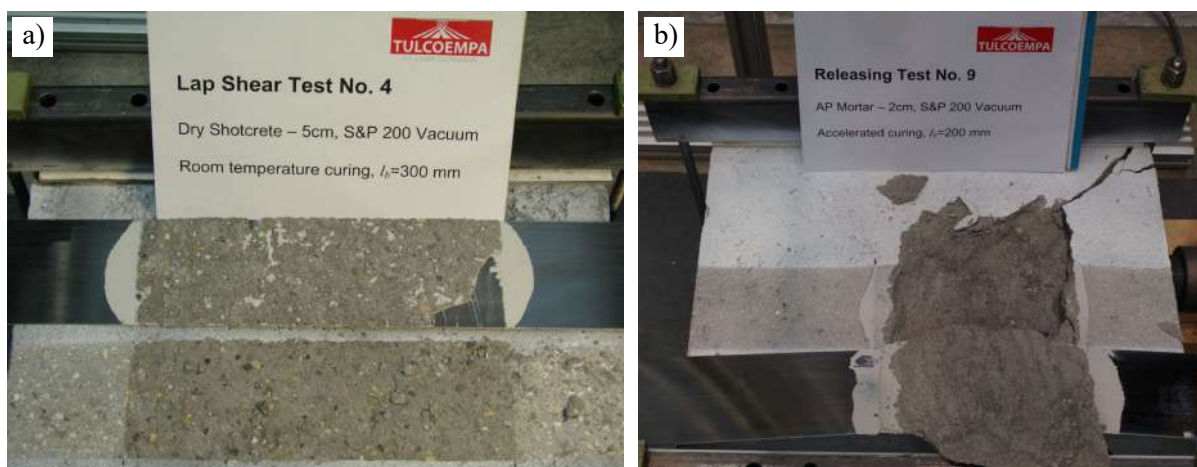
Wyniki badań metodą „*lap-shear*” przeprowadzonych w laboratorium EMPA wykazały nośności zbliżone do wartości uzyskanych w pierwszej fazie badań w PŁ. Próbka zaprawy AP EA-42.5 o grubości  $t = 50$  mm i długości sklejenia taśmy z podłożem wynoszącej  $l_b = 300$  mm wykazała nośność  $F_f = 37,8$  kN, natomiast próbka zaprawy Sakret SB 8 PS o takich samych charakterystykach wykazała nośność  $F_f = 47,8$  kN (tab. 5.6). W obu przypadkach zaboserwowano zniszczenie na skutek utraty przyczepności między kompozytem a zaprawą reprofilacyjną, postępujące w warstwie zaprawy w bezpośrednim sąsiedztwie kleju (rys. 5.12a). Powyższe wyniki potwierdziły lepszą przyczepność zaprawy Sakret SB 8 PS w porównaniu do zaprawy AP EA-42.5.

Tabela 5.6. Wyniki badań przyczepnościowych przeprowadzonych w laboratorium EMPA.

Nr	Podłoże	Typ badania	$t$ [mm]	$l_b$ [mm]	$F_{fu}$ [kN]
1	Referencyjne (beton)	<i>force-releasing</i>	--	300	78,2
2	Sakret SB 8 PS	<i>force-releasing</i>	20	300	81,8
3	Sakret SB 8 PS	<i>force-releasing</i>	20	200	61,8
4	Sakret SB 8 PS	<i>lap-shear</i>	50	300	47,8
5	Sakret SB 8 PS	<i>force-releasing</i>	20	300	72,6
6	Sakret SB 8 PS	<i>force-releasing</i>	20	200	66,4
7	AP EA-42.5	<i>lap-shear</i>	50	300	37,8
8	AP EA-42.5	<i>force-releasing</i>	20	300	83,8
9	AP EA-42.5	<i>force-releasing</i>	20	200	51,2
10	AP EA-42.5	<i>force-releasing</i>	20	300	74,7
11	AP EA-42.5	<i>force-releasing</i>	20	200	53,4

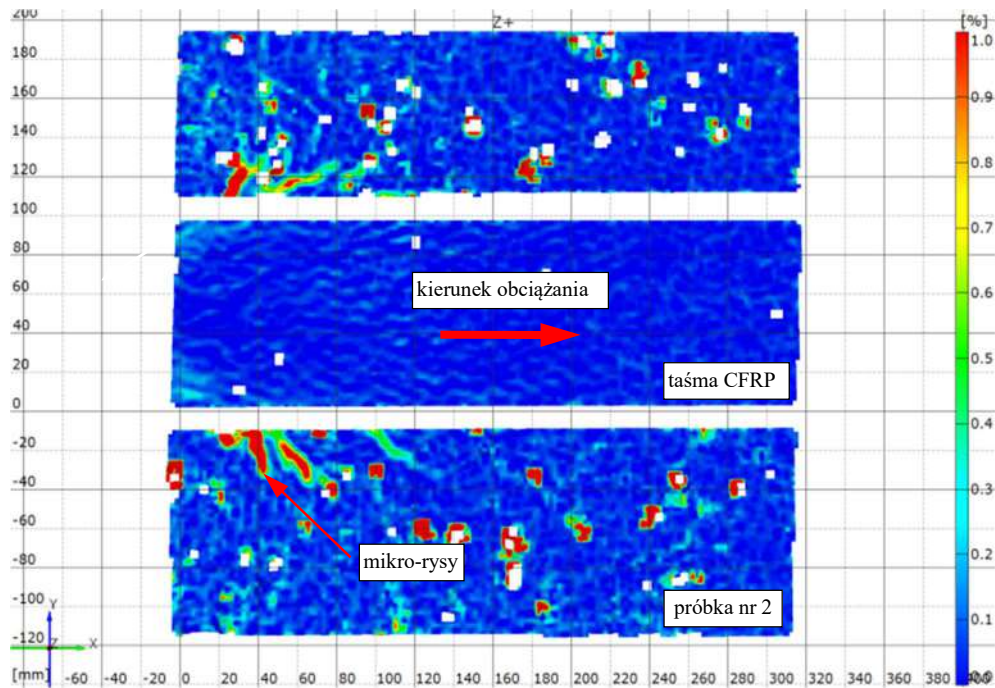
Oznaczenia:  $t$  – grubość warstwy zaprawy,  $l_b$  – długość zakotwienia taśmy CFRP (długość odcinka sklejenia taśmy z podłożem),  $F_{fu}$  – siła niszcząca.

W badaniach metodą „lap-shear” próbki zaprawy AP EA-42.5 o grubości  $t = 20$  mm i długości sklejenia taśmy z podłożem  $l_b = 300$  mm wykazały nośność  $F_{fu} = 74,7 \div 83,8$  kN, natomiast próbki o długości sklejenia taśmy z podłożem  $l_b = 200$  mm wykazały nośność  $F_{fu} = 51,2 \div 53,4$  kN. W przypadku zaprawy Sakret SB 8 PS próbki o grubości  $t = 20$  mm i długości sklejenia taśmy z podłożem  $l_b = 300$  mm wykazały nośność  $F_{fu} = 72,6 \div 81,8$  kN, natomiast próbki o długości sklejenia taśmy z podłożem  $l_b = 200$  mm wykazały nośność  $F_{fu} = 61,8 \div 66,4$  kN. We wszystkich badanych próbkach zaobserwowano zniszczenie w warstwie zaprawy, zainicjowane tuż pod powierzchnią styku z klejem i postępujące zgodnie z kierunkiem obciążania na co raz większej głębokości (rys. 5.12b). W przypadku zaprawy nakładanej ręcznie widoczny był lokalny postęp zniszczenia na styku poszczególnych warstw zaprawy. Próbka referencyjna odspoiła się pod obciążeniem  $F_{fu} = 78,2$  kN.

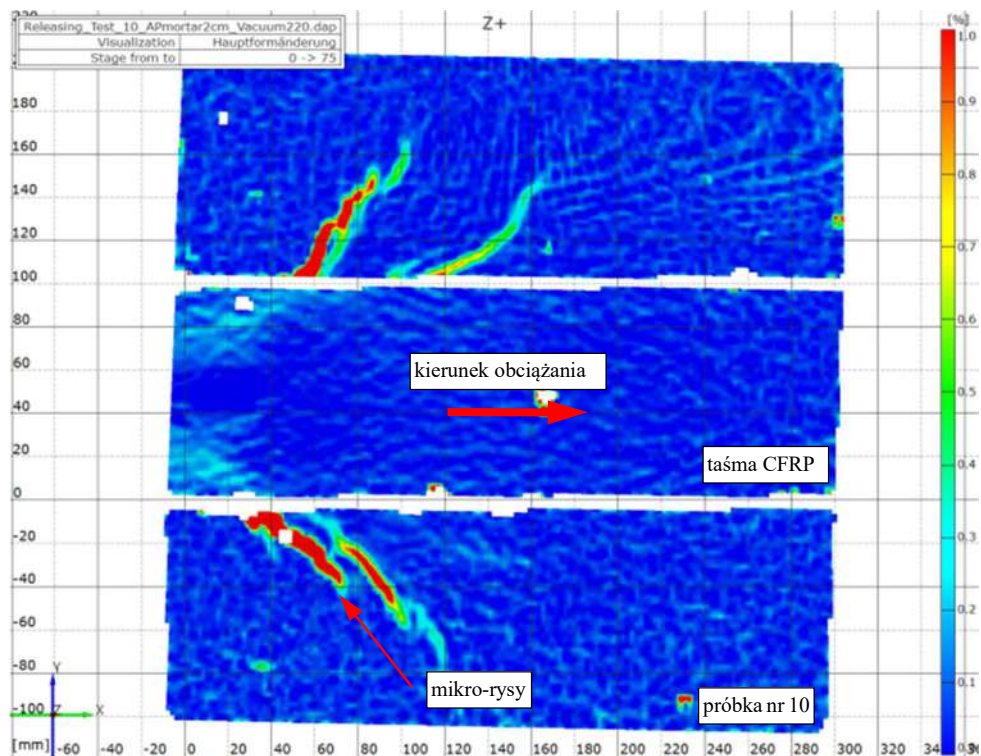


Rysunek 5.12. a) Zniszczenie próbki nr 4 w badaniu „lap-shear”, b) Zniszczenie próbki nr 9 w badaniu „force-releasing” (J. Michels).

Obraz zarysowania wybranych próbek obu zapraw w pierwszej fazie badania (przy redukcji siły sprężającej  $F_{fl}$  o 50 kN) uzyskany metodą cyfrowej korelacji obrazu przy użyciu systemu ARAMIS przedstawiono na rysunkach 5.13 - 5.14. Widoczne jest powstawanie mikro-rys na początku przyklejonego odcinka taśmy, od strony wprowadzania obciążenia. Mimo iż w przypadku obu próbek poziom obciążenia jest dużo niższy od obciążenia niszczącego, nieznacznie większe zarysowanie jest widoczne w przypadku zaprawy AP EA-42.5 nakładanej ręcznie.



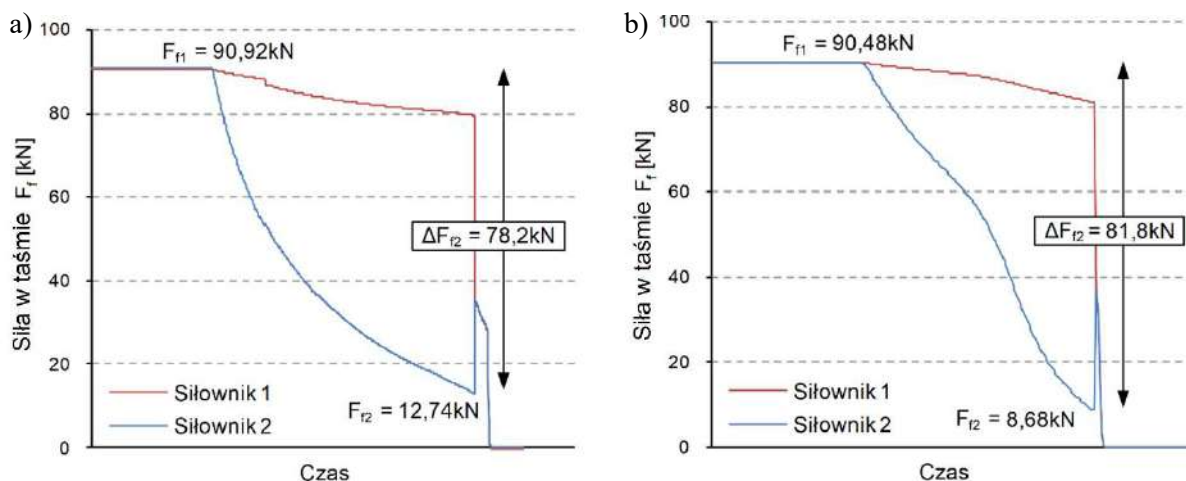
Rysunek 5.13. Rejestracja zarysowania w próbce zaprawy Sakret SB 8 PS nakładanej maszynowo (próbka nr 2) pod obciążeniem różnicą sił  $\Delta F_f = 50$  kN (J. Michels).



Rysunek 5.14. Rejestracja zarysowania w próbce zaprawy AP EA-42.5 nakładanej ręcznie (próbka nr 10) pod obciążeniem różnicą sił  $\Delta F_f = 50$  kN (J. Michels).



Przykładowy przebieg badań metodą „force-releasing” przedstawiono na rysunku 5.14 w postaci wykresu zmian sił naciągu  $F_{f1}$  i  $F_{f2}$  w czasie, na przykładzie próbki referencyjnej (nr 1) oraz próbki zaprawy nakładanej maszynowo o grubości  $t = 20$  mm i długości przyklejenia  $l_b = 300$  mm (nr 2). Wykresy pomiarów wszystkich badanych próbek przedstawiono w Załączniku



Rysunek 5.15. Wykres sił naciągu  $F_{f1}$  i  $F_{f2}$  w funkcji czasu w badaniu metodą „force-releasing” próbki nr 1 (a) oraz próbki nr 2 (b) (J. Michels).

Wynik badań przeprowadzonych w EMPA wskazały na przewagę metody maszynowej nakładania zaprawy w porównaniu do metody ręcznej, ze względu na większą łatwość ułożenia zaprawy, mniejszy spadek przyczepności wraz z redukcją długości zakotwienia  $l_b$  oraz mniejsze zarysowanie zaprawy pod wpływem obciążenia przekazywanego na podłoże z taśmy CFRP.

#### 5.2.4. Podsumowanie i wybór metody reprofilacji dźwigarów

Na podstawie obserwacji i analizy wyników badań przyczepnościowych przeprowadzonych w PŁ i EMPA wyciągnięto następujące wnioski:

- Przygotowanie podłoża betonowego metodą wysokociśnieniowego hydromonitoringu pozwala usunąć zewnętrzną warstwę otuliny betonowej, odsłonić ziarna kruszywa betonu i uzyskać powierzchnię gwarantującą bardzo dobrą przyczepność zapraw reprofilacyjnych.
- Porównanie przyczepności dwóch zapraw reprofilacyjnych w badaniach metodą „lap-shear” wykazały lepszą przyczepność zaprawy AP UVM 2 w porównaniu do zaprawy Weber.rep 754. Mimo iż zaprawa Weber.rep 754 przenosiła większe siły odrywające podczas badania jednowarstwowych próbek, to jej nośność znacząco spadała wraz ze wzrostem liczby i grubości warstw. Powodem tego stanu była utrata przyczepności między kolejnymi warstwami zaprawy. Natomiast zaprawa AP UVM 2 wykazywała stałą nośność, niezależnie od układu warstw w próbce. Do zniszczenia za każdym razem dochodziło wewnątrz warstwy zaprawy.
- Badania metodą „lap-shear” nie wykazały znaczących różnic między nośnością zaprawy AP EA-42.5 (odpowiednika AP UVM 2) nakładanej ręcznie a nośnością zaprawy Sakret SB 8 PS nakładanej metodą torkretowania „na sucho”. Oba rodzaje zapraw w równym stopniu nadają się do wykonania reprofilacji dźwigara z punktu widzenia ich wytrzymałości na odrywanie taśmy kompozytowej.
- Badania typu „force-releasing” porównujące zachowanie zaprawy nakładanej ręcznie i zaprawy torkretowej również nie wykazały istotnej różnicy nośności między badanymi materiałami.

Jednakże w przypadku zaprawy nakładanej maszynowo do zniszczenia dochodziło wyraźnie wewnątrz jednolitej warstwy zaprawy, w przeciwieństwie do zaprawy nakładanej ręcznie, gdzie odspojenie występowało na styku kolejnych warstw.

- Obserwacje powierzchni próbek w badaniach „*force-releasing*” pod obciążeniem różnicą sił  $\Delta F_f = 50$  kN potwierdziły, że oba rodzaje zapraw wykazują wystarczającą nośność aby zapewnić zakotwienie dla taśmy kompozytowej w czasie aplikacji metody gradientowej. W przypadku zaprawy torkretowej zaobserwowano mniejszy postęp zarysowania w tej fazie badania w porównaniu do zaprawy nakładanej ręcznie.
- Reprofilacja metodą torkretowania „na sucho” była znacznie szybsza i łatwiejsza do wykonania niż ręczne nakładanie kolejnych warstw zaprawy. Nawet w przypadku próbek o grubości 50 mm możliwe było nałożenie zaprawy torkretowej w jednej warstwie, nie obserwowano odpadania świeżej zaprawy od podłoża pod wpływem ciężaru własnego. Nie zanotowano również znaczących strat materiału na skutek odbicia od podłoża podczas nakładania.

Mając na uwadze powyższe obserwacje i wnioski z badań zdecydowano o wykonaniu reprofilacji dźwigara laboratoryjnego metodą torkretowania „na sucho”. W pierwszej kolejności powierzchnia betonu miała zostać przygotowana do nałożenia zaprawy poprzez wykonanie wysokociśnieniowego hydromonitoringu. Następnie przewidziano nałożenie zaprawy torkretowej o zmiennej grubości, od ok. 20mm w strefie przypodporowej dźwigara do ok. 50 mm w środku rozpiętości, w zależności od ujemnej strzałki ugięcia dźwigara. Ostatecznie wybrano do reprofilacji zaprawę AP UVM 8 (AP, 2010a), która ze względu na obecność ziaren kruszywa o większej średnicy (maks. 8 mm) charakteryzuje się lepszą przyczepnością (z uwagi na wyższą wytrzymałość na rozciąganie). To zapewni wyższą wytrzymałość na odrywanie i przenoszenie naprężeń stycznych niż w przypadku innych zapraw. Proces przygotowania podłoża i reprofilacji dźwigara laboratoryjnego szczegółowo opisano w rozdziale 4.2.

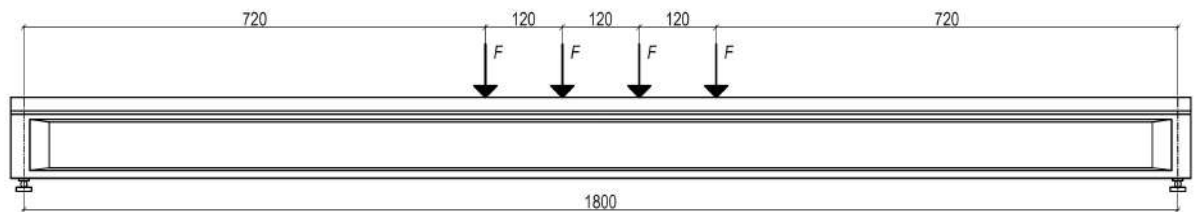
### 5.3. Badania doświadczalne dźwigarów

#### 5.3.1. Badania dźwigara niewzmocnionego

##### 5.3.1.1. Badanie nośności na zginanie

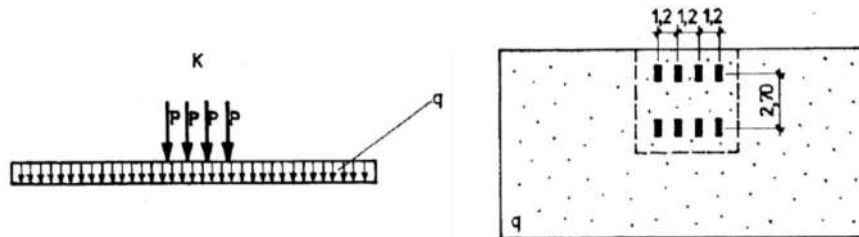
###### Stanowisko badawcze

Dźwigary laboratoryjne poddano badaniu w szwajcarskim laboratorium EMPA, w instytucie Structural Engineering Research Laboratory. Badanie realizowano stosując schemat belki wolnopodpartej o rozpiętości 18,0 m, obciążonej czterema siłami skupionym. Siłowniki obciążające element ustawione były symetrycznie względem środka rozpiętości, w rozstawie co 1,20 m (rys. 5.15).

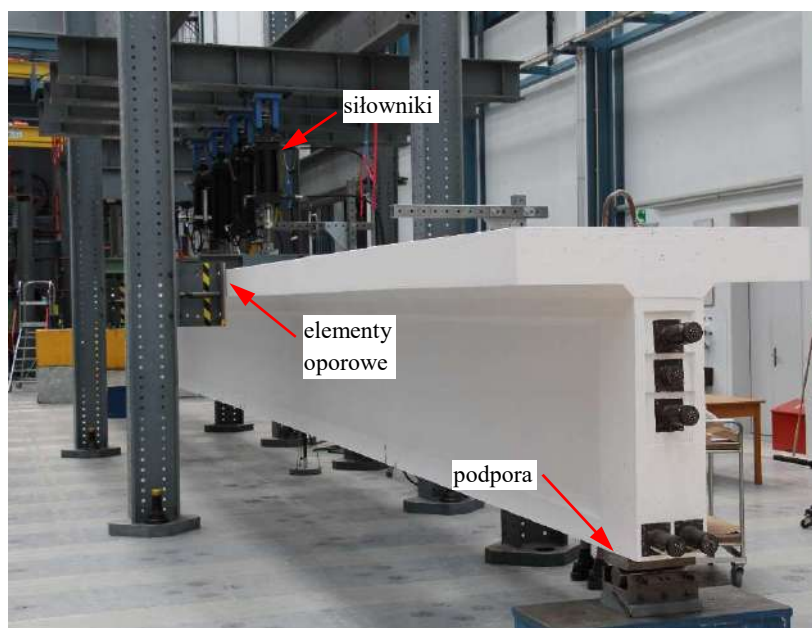


Rysunek 5.16. Schemat stanowiska do badania nośności na zginanie (wymiary w cm).

Rozmieszczenie sił skupionych dobrano tak, aby odpowiadało schematowi obciążenia mostu taborem samochodowym, zgodnie z zaleceniami obowiązującej w okresie wykonywania badań (rok 2012) normy do projektowania konstrukcji mostowych PN-85 S-10030 "Obiekty mostowe. Obciążenia" (PN, 1985) (rys. 5.16).



Rysunek 5.17. Obciążenie normowe mostu wg PN-85 S-100300 (wymiary w m) (PN, 1985).



Rysunek 5.18. Dźwigar na stanowisku badawczym.

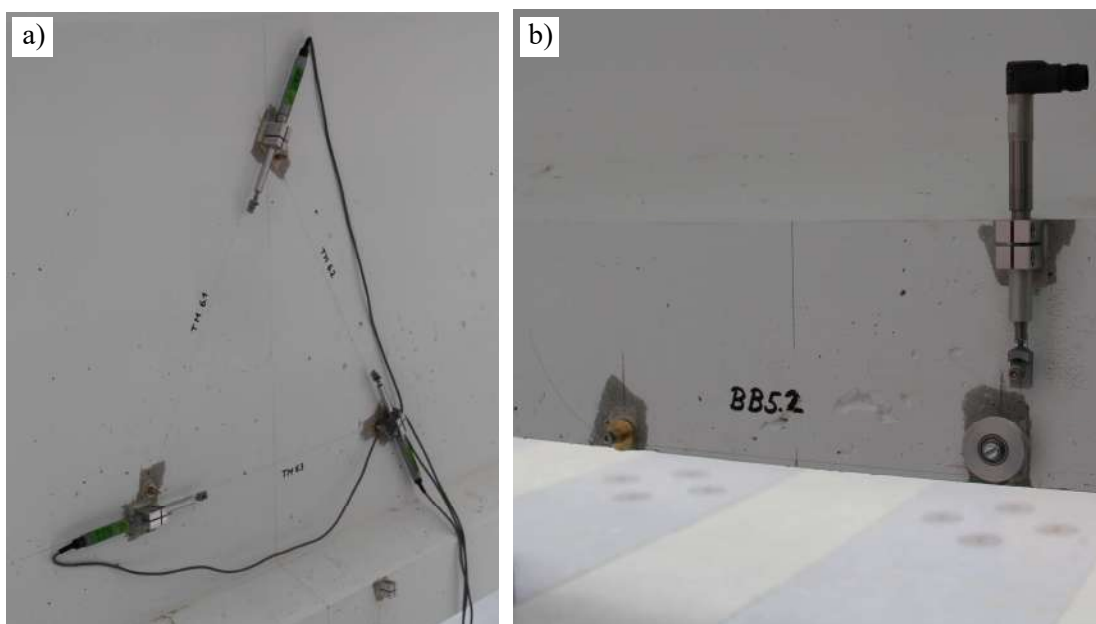
Stanowisko badawcze wykonano w postaci szkieletowej konstrukcji ramowej z profili stalowych, składającej się z podłużnych i poprzecznych belek oraz 4 słupów wsporczych. Słupy dodatkowo wyposażono w elementy oporowe, zabezpieczające dźwigar przed ewentualnym obrotem wokół osi podłużnej lub wybożeniem podczas obciążania (rys. 5.18). Zarówno podpory jak i kolumny konstrukcji zamocowano w płycie wielkich sił. 4 siłowniki zasilane hydraulicznie podłączono do układu sterującego znajdującego się bezpośrednio przy badanym elemencie. Obciążenie kontrolowano metodą przyrostu przemieszczeń, na podstawie wysunięcia siłowników z prędkością 3,5 mm na minutę. Badanie dźwigara referencyjnego odbyło się 5 lipca 2012 roku.

### Rejestracja pomiarów

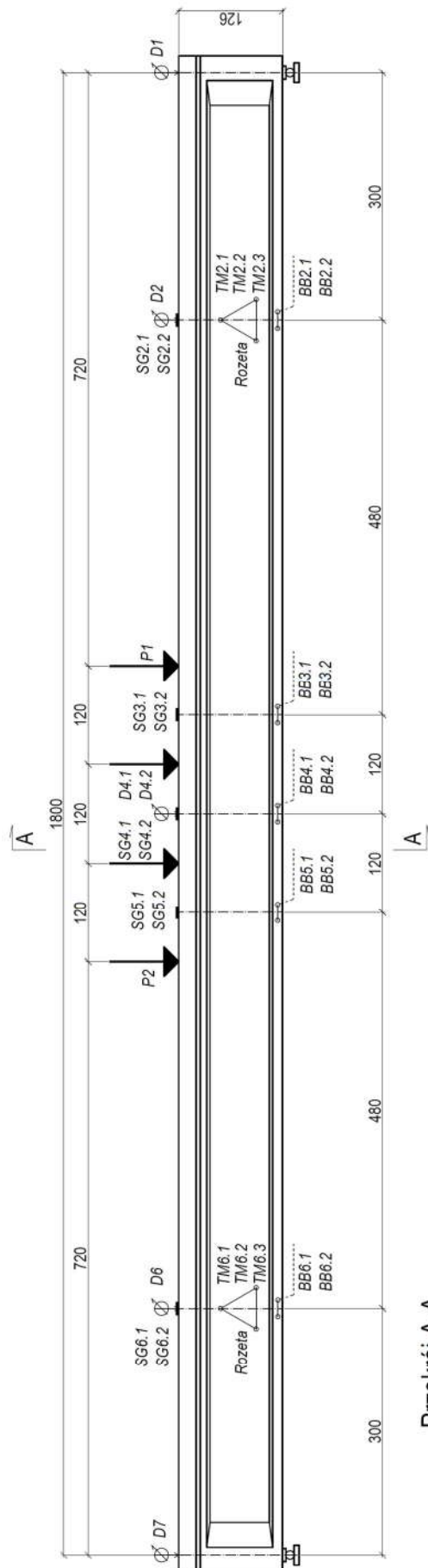
Podczas badania dźwigara realizowano szereg pomiarów z wykorzystaniem elektronicznego systemu akwizycji danych (rys. 5.19). Schemat usytuowania urządzeń pomiarowych przedstawiono na rysunku 5.20. Na elemencie badawczym zainstalowano następującą aparaturę pomiarową:

- 7 przetworników przemieszczeń liniowych rejestrujących przemieszczenia pionowe (ugięcia) (czujniki D1 – D7),
- 5 par tensometrów elektrooporowych rejestrujących odkształcenia betonu w strefie ściskanej na górnej powierzchni płyty (czujniki SG2.1 – SG6.2),
- 5 par przetworników o długości bazy pomiarowej 200 mm rejestrujących odkształcenia betonu w strefie rozciąganej na poziomie środka ciężkości głównego zbrojenia rozciąganego, tj. w odległości 40 mm od dolnej powierzchni dźwigara (czujniki BB2.1 – BB6.2),
- 2 grupy przetworników przemieszczeń liniowych o długości bazy pomiarowej 470 mm, w kształcie trójkątnych rozet, rejestrujące odkształcenia betonu na bocznej powierzchni dźwigara, w przewidywanej strefie wystąpienia krytycznych naprężeń ścinających (grupy czujników TM2.1 – TM6.3),
- 2 siłomierze wbudowane w siłowniki rejestrujące wartość obciążenia (czujniki P1 i P2).

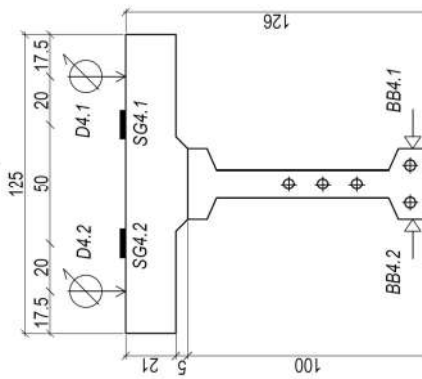
Dodatkowo podczas badań monitorowano temperaturę w hali laboratorium (czujnik T1). Wszystkie pomiary realizowane były w sposób ciągły przez cały czas trwania badań. Ze względu na rozmiar elementów badawczych oraz duże obciążenia nie prowadzono pomiarów ręcznych oraz obserwacji zasięgu i rozwartości rys w betonie w trakcie przykładania obciążeń.



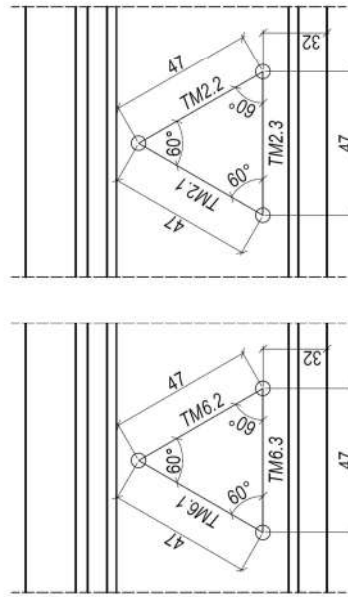
Rysunek 5.19. a) Rozeta przetworników typu TM, b) Przetwornik typu BB.



Przekrój A-A



Rozety



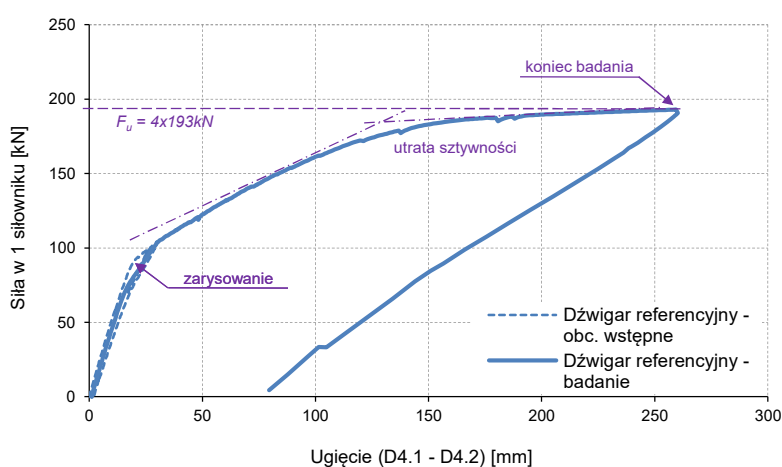
Pomiar	Rodzaj czujnika	Symbol	Pomiar	Rodzaj czujnika	Symbol
Ugięcia	Indukcyjny przewnik przemieszczeń liniowych	D1 D2 D3 D4.1 D4.2 D5 D6 D7	Okształcenia betonu w strefie ściąganej	Rozeta przewodników o długości bazy pomiarowej 470 mm	TM2.1 TM2.2 TM2.3 TM6.1 TM6.2 TM6.3
Okształcenia betonu w strefie ściąganej	Tensometr elektrooporowy	SG2.1 SG2.2 SG3.1 SG3.2 SG4.1 SG4.2 SG5.1 SG5.2 SG6.1 SG6.2	Ocieplenie	Czujnik siły w słowniku	P1 P2
Okształcenia betonu w strefie rozciąganej	Przetworniki o długości bazy pomiarowej 200 mm	BB2.1 BB2.2 BB3.1 BB3.2 BB4.1 BB4.2 BB5.1 BB5.2 BB6.1 BB6.2	Temperatura powietrza	Czujnik temperatury	T1

Rysunek 5.20. Lokalizacja czujników pomiarowych podczas badania dźwigara niewzmacnionego (wymiar w cm).

## Przebieg badania

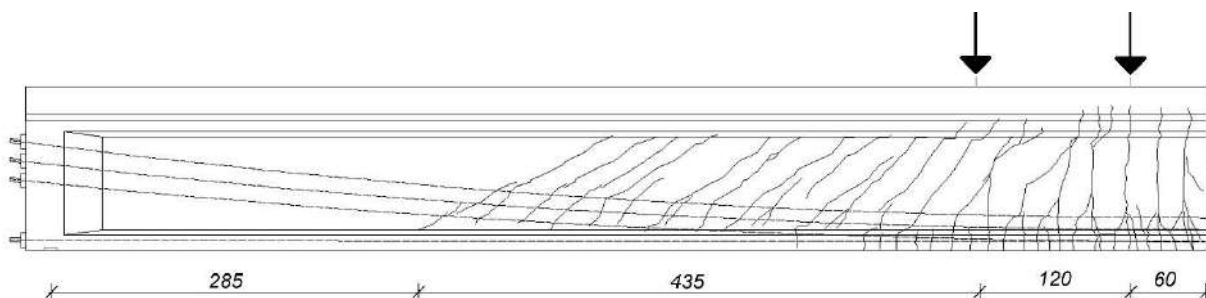
Program badań obejmował dwa etapy. W pierwszym etapie element badawczy obciążono wstępnie siłami  $4 \times 100$  kN a następnie całkowicie odciążono. Miało to na celu weryfikację działania systemu obciążającego oraz systemu pomiarowego. W drugim etapie element obciążano stopniowo aż do uzyskania zniszczenia. Dźwigar niewzmocniony i wzmacniony badano stosując taką samą procedurę badawczą.

W pierwszej fazie badania dźwigara referencyjnego zaobserwowano pojawienie się rys w środku jego rozpiętości przy obciążeniu równym  $4 \times 95$  kN. Bezpośrednio po zakończeniu obciążania wstępnego przystąpiono do właściwego badania dźwigara na zginanie. Przy obciążeniu równym  $4 \times 180$  kN zaobserwowano wyraźny spadek sztywności dźwigara sygnalizowany wolniejszym przyrostem przykładanej siły w stosunku do ugięć. Badanie przerwano przy obciążeniu  $4 \times 193$  kN ze względu na osiągnięcie granicznego wysunięcia siłowników hydraulicznych, co uniemożliwiło dalsze obciążanie dźwigara. Przebieg badania zilustrowano na wykresie ugięć w środku rozpiętości (rys. 5.21).



Rysunek 5.21. Wykres zależności obciążenie – ugięcie w środku rozpiętości dla dźwigara niewzmocnionego (uśrednione odczyty czujników D4.1 i D4.2).

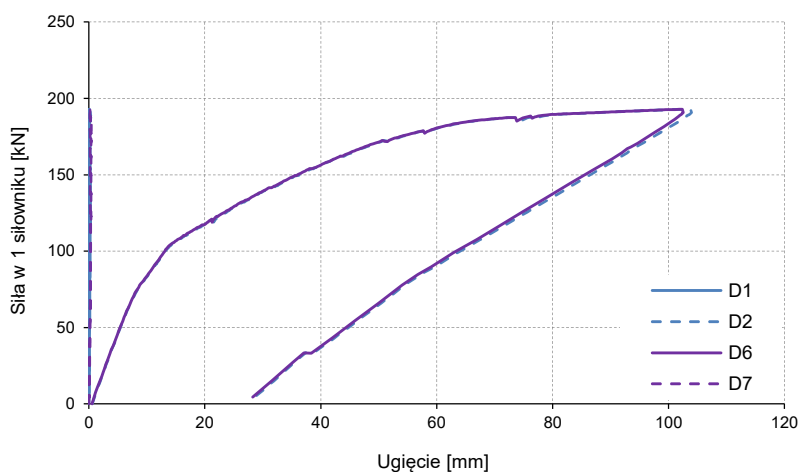
Dźwigar uległ silnemu zarysowaniu, z pionowymi rysami w strefie czystego zginania (pomiędzy środkowymi siłownikami) i ukośnymi rysami poza strefą czystego zginania, na odcinku 555 cm. Zasięg zarysowania wyniósł 615 cm w obu kierunkach od środka rozpiętości dźwigara (rys. 5.22). Ze względów bezpieczeństwa nie prowadzono rejestracji postępów zarysowania na poszczególnych etapach badania – dostępny jest jedynie obraz zarysowania dźwigara po badaniu. Obraz obejmuje połowę elementu badawczego, aczkolwiek zarysowanie miało charakter symetryczny. Nie zaobserwowano typowych dla ścinania rys ukośnych w strefach przypodporowych.



Rysunek 5.22. Obraz zarysowania dźwigara niewzmocnionego po badaniu nośności na zginanie (wymiary w cm) (A. Herwig).

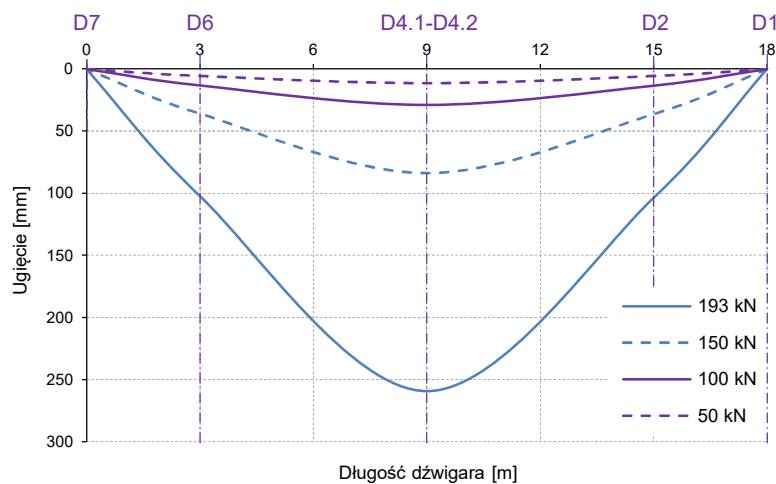
Na podstawie powyższych obserwacji uznano że dźwigar niewzmocniony uległ zniszczeniu na skutek uplastycznienia zbrojenia sprężającego. Przy obciążeniu równym  $4 \times 180$  kN zaobserwowano znaczący spadek sztywności badanego elementu skutkujący wyraźnym przyrostem ugięć i odkształceń betonu mimo nieznacznego przyrostu obciążenia. Element niewzmocniony nie utracił nośności na zginanie, ale ze względu na ograniczenia techniczne dotyczące maksymalnego wysunięcia siłowników badanie przerwano. Można jednak stwierdzić że tak duży spadek sztywności i brak wyraźnego przyrostu obciążenia w czasie dalszego badania świadczył o niewielkim zapasie nośności do chwili zniszczenia. W związku z tym za obciążenie niszczące dźwigar niewzmocniony po uplastycznieniu zbrojenia sprężającego przyjęto  $F_{ul} = 4 \times 193$  kN. Zniszczenie nie przebiegało gwałtownie i objawiało się silnym przyrostem odkształceń i zarysowaniem bocznych powierzchni dźwigara. Nie zaobserwowano jednocześnie oznak przekroczenia nośności na ścinanie w strefach przypodporowych ani zmiężdżenia betonu w strefie ściskanej.

Maksymalne ugięcie w środku rozpiętości dźwigara wyniosło 260 mm (patrz rys. 5.21). Ugięcia w punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki D2, D6) osiągnęły wartości od 101 do 103 mm, natomiast przemieszczenia pionowe w osiach podpór (czujniki D1, D7) wyniosły maksymalnie 0,2 mm (rys. 5.23).



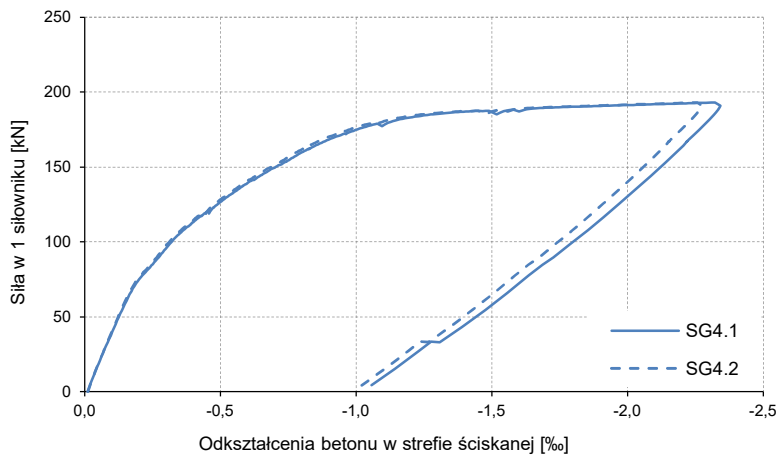
Rysunek 5.23. Ugięcie dźwigara niewzmocnionego (czujniki D1, D2, D6, D7).

Na rysunku 5.24 przedstawiono rozkład ugięć na długości dźwigara pod wybranymi poziomami obciążeń (siła  $F$  w jednym siłowniku równa kolejno 50 kN, 100 kN, 150 kN i 193 kN). Widoczny jest symetryczny rozkład ugięć dźwigara pod każdym poziomem obciążenia.

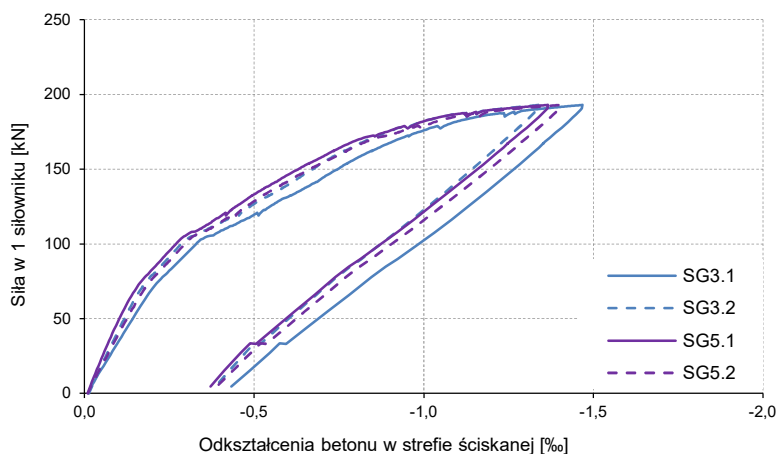


Rysunek 5.24. Rozkład ugięć na długości dźwigara.

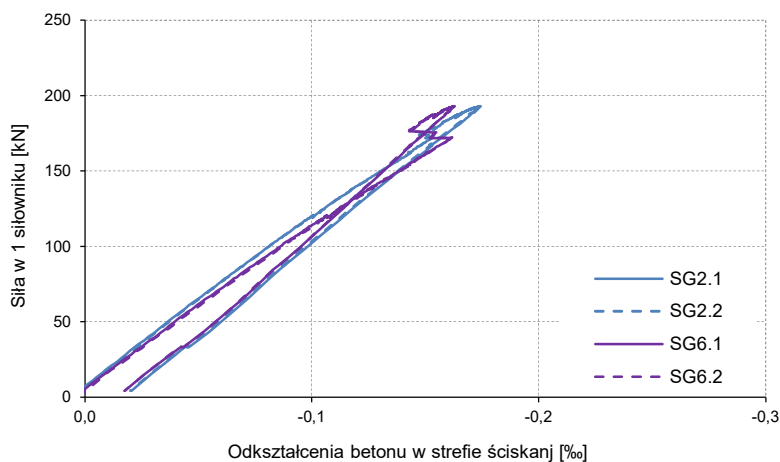
Odształcenia betonu w strefie ściskanej w środku rozpiętości dźwigara (czujniki SG4.1 i SG4.2) osiągnęły wartość 2,3‰. W punktach oddalonych o 1,2 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki SG3.1, SG3.2 oraz SG5.1, SG5.2) maksymalne odkształcenia betonu wyniosły od 1,3 do 1,5‰. W punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki SG2.1, SG2.2 oraz SG6.1, SG6.2) maksymalne odkształcenia betonu wyniosły od 0,16 do 0,17‰ (rys. 5.25 – 5.27).



Rysunek 5.25. Odształcenia betonu w strefie ściskanej (SG4.1, SG4.2).



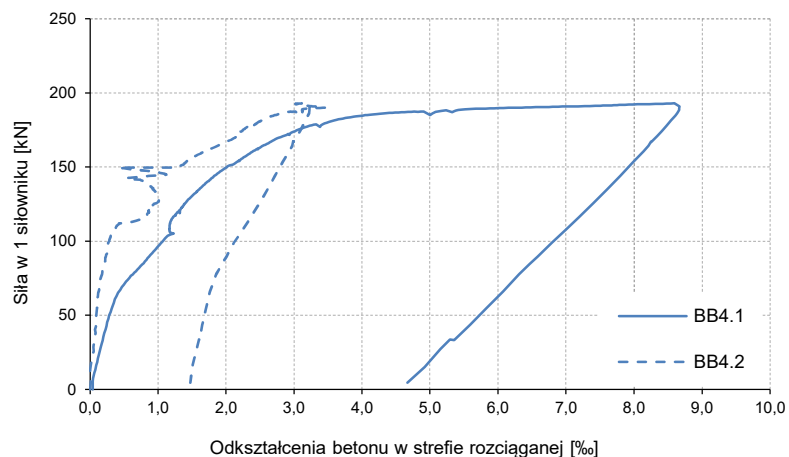
Rysunek 5.26 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (SG3.1, SG3.2, SG5.1, SG5.2).



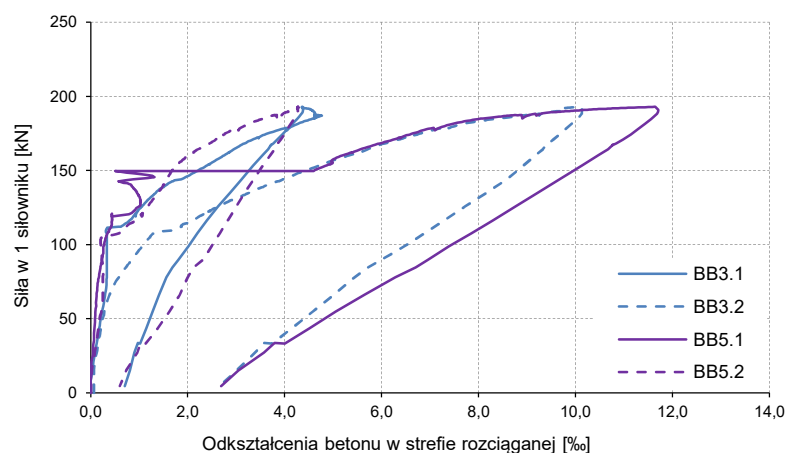
Rysunek 5.27 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (SG2.1, SG2.2, SG6.1, SG6.2).



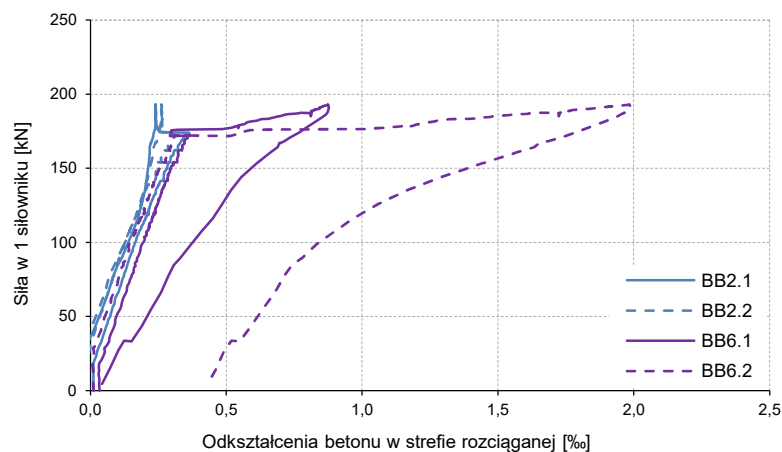
Odształcenia betonu w strefie rozciąganej w środku rozpiętości dźwigara (czujniki BB4.1 i BB4.2) osiągnęły wartość 8,7‰. W punktach oddalonych o 1,2 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki BB3.1, BB3.2, BB5.1, BB5.2) maksymalne zarejestrowane odształcenia betonu wyniosły od 11,6‰. W punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki BB2.1, BB2.2 oraz BB6.1, BB6.2) maksymalne odształcenia betonu wyniosły od 2,0‰ (rys. 5.28 – 5.30).



Rysunek 5.28. Odształcenia betonu w strefie rozciąganej (BB4.1, BB4.2).

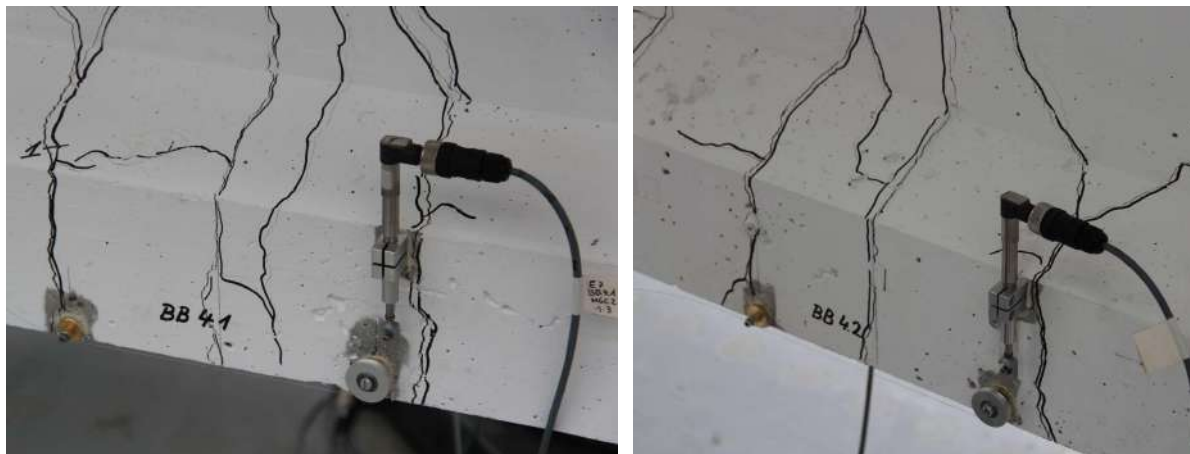


Rysunek 5.29 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (BB3.1, BB3.2, BB5.1, BB5.2).



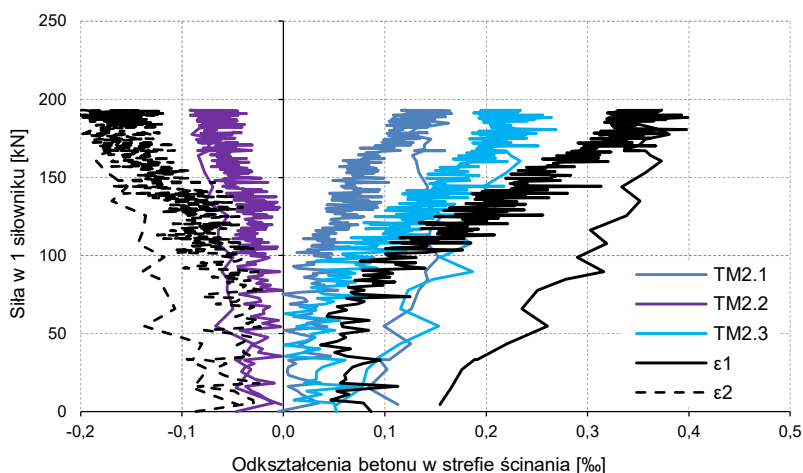
Rysunek 5.30 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (BB2.1, BB2.2, BB6.1, BB6.2).

Odczyty odkształceń betonu wykazał duże zróżnicowanie. Wynikało ono z problemów z poprawnym działaniem czujników (blokowanie się elementów obrotowych, przemieszczenia punktów mocowania z powodu zarysowania) oraz różnym stopniem zarysowania obszarów objętych pomiarami poszczególnych czujników. Przykład przedstawiono na rysunku 5.31 (czujnik BB4.1 – dwie rysy w obszarze pomiaru, czujni BB4.2 – jedna rysa).



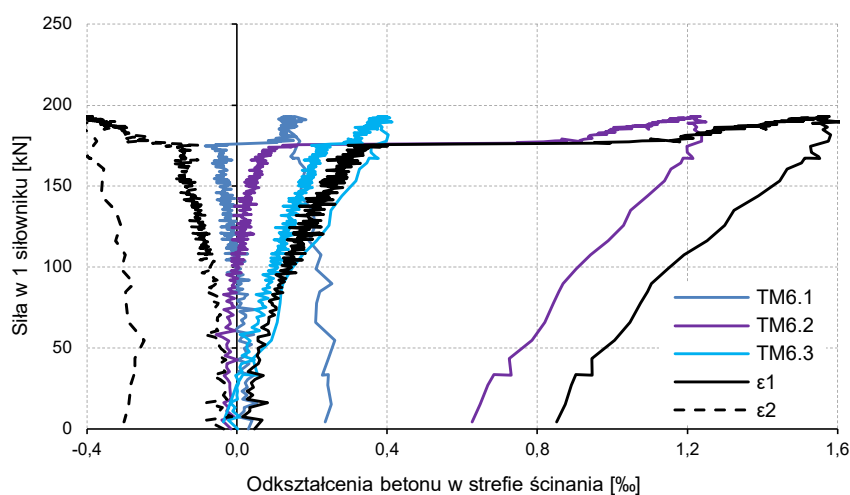
Rysunek 5.31. Zarysowanie w obszarach pomiaru czujników BB4.1 i BB4.2.

W strefie ścinania objętej pomiarami rozetą czujników TM2.1 – 2.3 maksymalne odkształcenia ściskające osiągnęły wartości 0,10‰, natomiast maksymalne odkształcenia rozciągające wyniosły 0,25‰. Wykonując przeliczenie odczytów (metodologię obliczeń zaprezentowane w załączniku) wyznaczono wielkość głównych odkształceń ściskających w obszarze pomiarów wynoszącą 0,20‰ oraz wartość głównych odkształceń rozciągających wynoszącą 0,40‰ (rys. 5.32).



Rysunek 5.32. Odkształcenia betonu w strefie ścinania (czujniki TM2.1-2.3).

W strefie ścinania objętej pomiarami rozetą czujników TM6.1 – 6.3 maksymalne odkształcenia ściskające osiągnęły wartości 0,10‰, natomiast maksymalne odkształcenia rozciągające wyniosły 1,25‰, co odpowiadało głównym odkształceniom ściskającym w betonie równym 0,40‰ oraz głównym odkształceniom rozciągającym równym 1,60‰ (rys. 5.33). Duże różnice w wynikach pomiarów obu rozet czujników powstały na skutek wystąpienia zarysowania w obszarze pomiaru czujnika TM6.2, podczas gdy obszary pomiarów pozostałych czujników nie zostały objęte zasięgiem zarysowania (rys. 5.34).

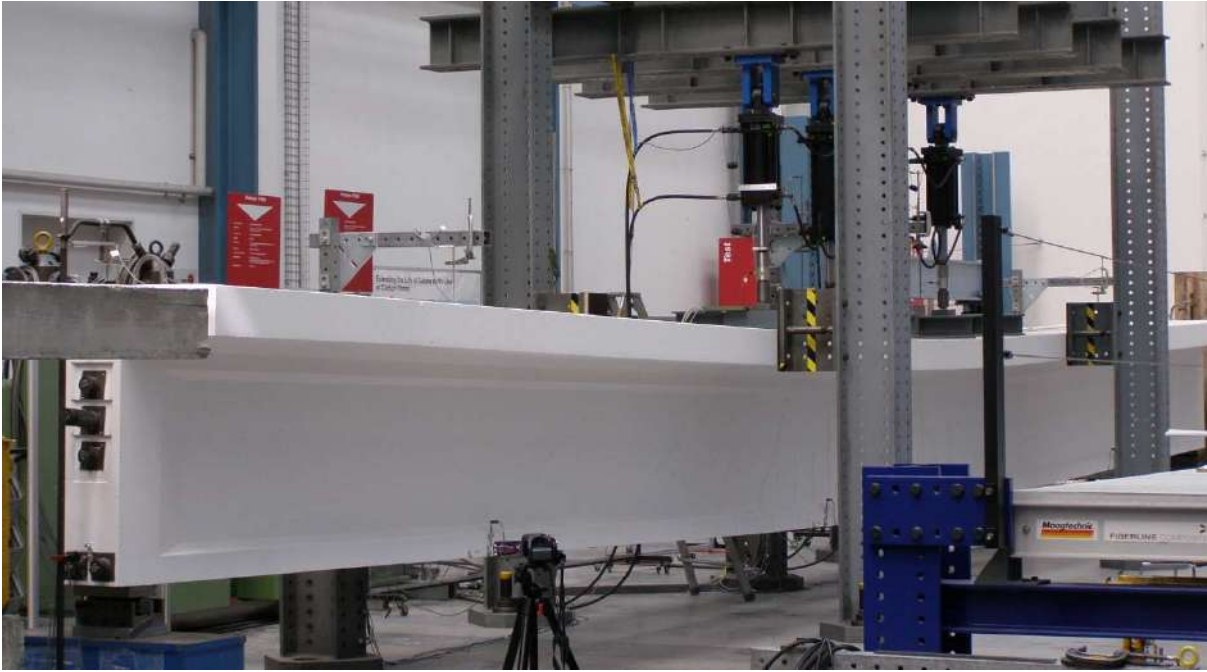


Rysunek 5.33 Odształcenia betonu w strefie ścinania (czujniki TM6.1-6.3).



Rysunek 5.34. Porównanie zarysowania w obszarach pomiarów rozet.

Zestawienie maksymalnych wartości każdego typu pomiarów zamieszczono w zbiorczej tabeli 5.8. Na rysunkach 5.35 – 5.36 przedstawiono widok dźwigara niewzmoczonego podczas badania oraz po jego zakończeniu, z widocznym silnym zarysowaniem betonu na bocznej powierzchni. W rozdziale 6 przedstawiono analizę porównawczą wyników badań dźwigara niewzmoczonego oraz wzmoczonego wskazującą na rezultaty wzmocnienia oraz jego efektywność.



*Rysunek 5.35. Ugięcie dźwigara niewzmocnionego pod maksymalnym obciążeniem.*



*Rysunek 5.36. Zarysowanie dźwigara niewzmocnionego w strefie środkowej po zakończeniu badania.*

## 5.3.2. Badania dźwigara wzmocnionego

### 5.3.2.1. Badanie nośności na zginanie

#### Stanowisko badawcze

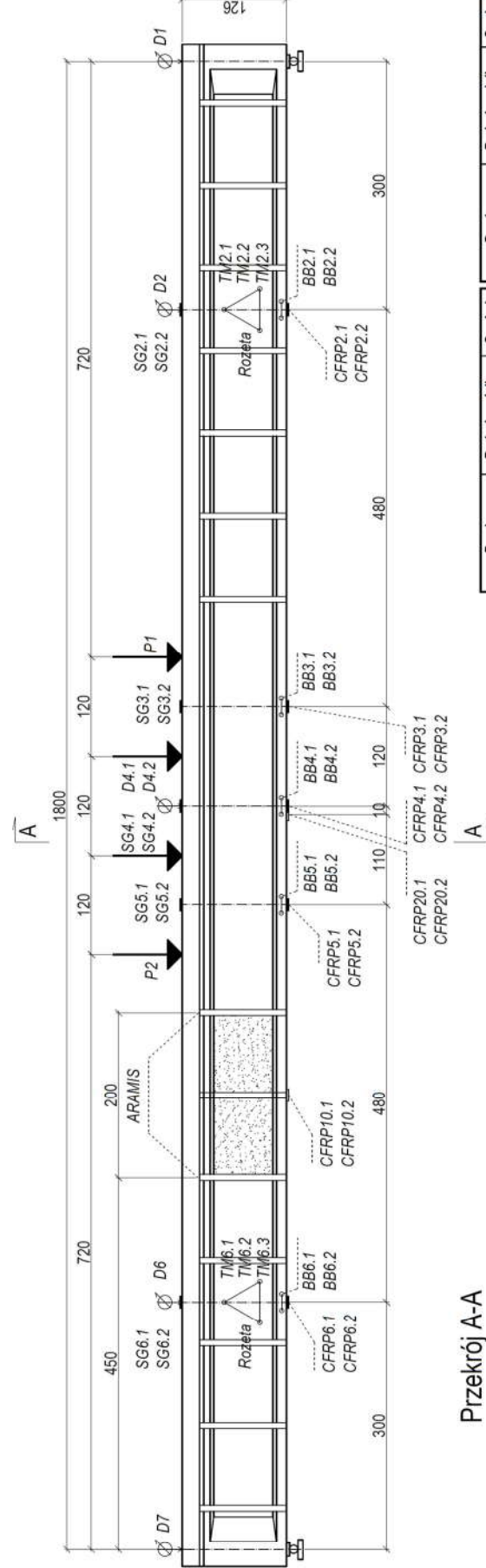
Badanie nośności na zginanie dźwigara wzmocnionego przeprowadzono na tym samym stanowisku badawczym, jak w przypadku dźwigara niewzmocnionego. Dźwigar obciążano czterema siłownikami w rozstawie co 1,20 m, w środku rozpiętości. Obciążenie kontrolowano metodą przyrostu przemieszczeń, na podstawie wysunięcia siłowników z prędkością 3,5 mm na minutę. Badanie przeprowadzono 29 października 2013 roku.

#### Rejestracja pomiarów

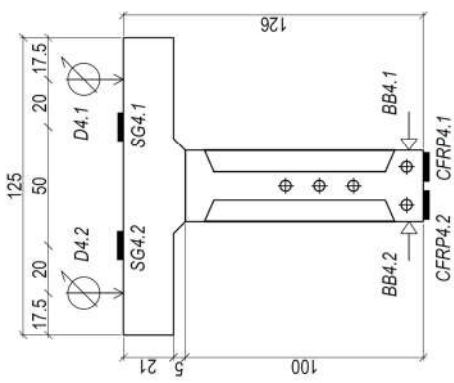
Podczas badań dźwigara wzmocnionego zastosowano taki sam zestaw aparatury pomiarowej jak dla dźwigara niewzmocnionego, powiększony o pomiar odkształceń taśm CFRP oraz pomiar odkształceń betonu za pomocą systemu trójwymiarowej korelacji obrazu ARAMIS. Schemat usytuowania urządzeń pomiarowych przedstawiono na rysunku 5.37. Na elemencie badawczym zainstalowano następującą aparaturę pomiarową:

- 7 przetworników przemieszczeń liniowych rejestrujących przemieszczenia pionowe (ugięcia) (czujniki D1 – D7),
- 5 par tensometrów elektrooporowych rejestrujących odkształcenia betonu w strefie ściskanej na górnej powierzchni płyty (czujniki SG2.1 – SG6.2),
- 5 par przetworników o długości bazy pomiarowej 200 mm rejestrujących odkształcenia betonu w strefie rozciąganej na poziomie środka ciężkości głównego zbrojenia rozciąganego, tj. w odległości 40 mm od dolnej powierzchni dźwigara (czujniki BB2.1 – BB6.2),
- 2 grupy przetworników przemieszczeń liniowych o długości bazy pomiarowej 470 mm, w kształcie trójkątnych rozet, rejestrujące odkształcenia betonu na bocznej powierzchni dźwigara, w przewidywanej strefie wystąpienia krytycznych naprężeń ścinających (grupy czujników TM2.1 – TM6.3),
- 7 par tensometrów elektrooporowych rejestrujących odkształcenia taśm CFRP (czujniki CFRP2.1 – CFRP20.2)
- 1 parę kamer systemu korelacji obrazu ARAMIS rejestrującej odkształcenia betonu na bocznej powierzchni środka dźwigara w odległości od 4,50 m do 6,50 m od podpory, pomiędzy trzema oplotami z mat CFRP usytuowanymi najbliżej siłowników (rys. 5.38).
- 2 siłomierze wbudowane w siłowniki rejestrujące wartość obciążenia (czujniki P1 i P2).

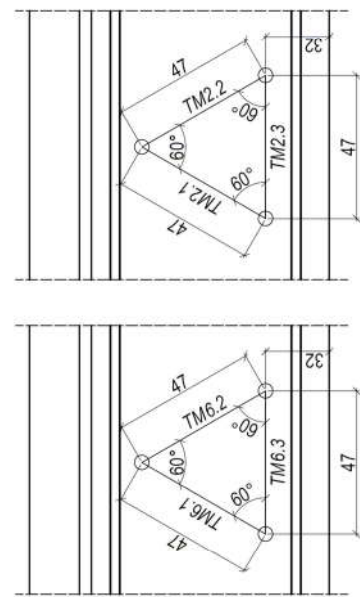
Dodatkowo podczas badań monitorowano temperaturę w hali laboratorium (czujnik T1). Wszystkie pomiary realizowane były w sposób ciągły przez cały czas trwania badań. Ze względu na rozmiar elementów badawczych oraz duże obciążenia nie prowadzono pomiarów ręcznych oraz obserwacji zasięgu i rozwarstości rys w betonie w trakcie przykładania obciążeń.



Przekrój A-A

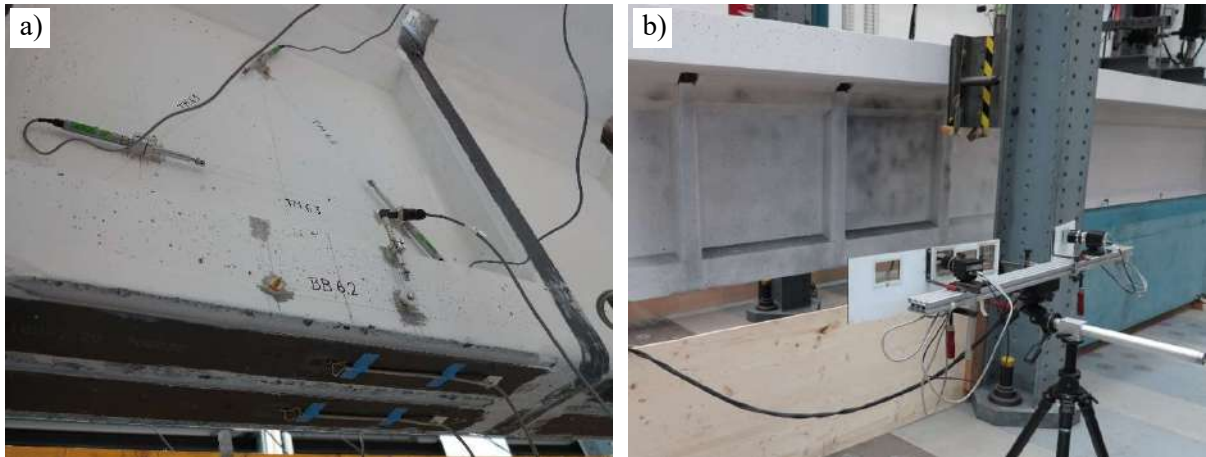


Rozęta



Pomiar	Rodzaj czujnika	Symbol
Ugłecia	Indukcyjny przetwornik przemieszczeń liniowych	D1
		D2
		D3
		D4.1
		D4.2
		D5
Odkształcenia betonu w strefie ściskanej	Tensometr elektrooporowy	SG2.1
		SG2.2
		SG3.1
		SG3.2
		SG4.1
		SG4.2
		SG5.1
		SG5.2
		SG6.1
		SG6.2
		BB2.1
		BB2.2
Odkształcenia betonu w strefie rozciąganej	Przetworniki o długości bazy pomiarowej 200 mm	BB3.1
		BB3.2
		BB4.1
		BB4.2
		BB5.1
		BB5.2
Obciążenie	Czujnik siły w słowniku	P1
		P2
Temperatura powietrza	Czujnik temperatury	BB6.1
		BB6.2
Odkształcenia betonu w strefie ściskanej	System trójwymiarowej korelacji obrazu	ARAMIS
		CFRP2.1
		CFRP2.2
		CFRP3.1
		CFRP3.2
		CFRP4.1
		CFRP4.2
		CFRP5.1
		CFRP5.2
		CFRP6.1
		CFRP6.2
		CFRP10.1
CFRP10.2		
Odkształcenia taśm CFRP	Tensometr elektrooporowy	TM2.1
		TM2.2
Rozęta przeworników o długości bazy pomiarowej 470 mm		TM6.1
		TM6.2
Obciążenie	Czujnik siły w słowniku	P1
		P2
Temperatura powietrza	Czujnik temperatury	BB6.1
		BB6.2
Temperatura powietrza	Czujnik temperatury	BB6.1
		BB6.2

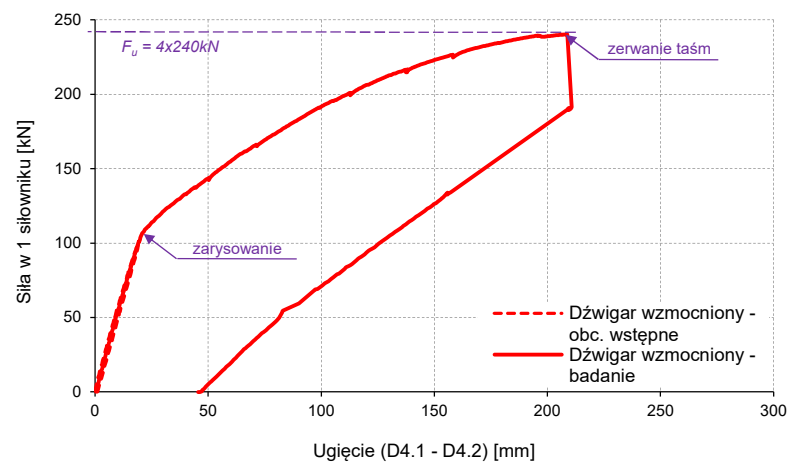
Rysunek 5.37. Lokalizacja czujników pomiarowych podczas badania dźwigara niewzmocnionego (wymiar w cm).



Rysunek 5.38. a) Pomiar odkształceń betonu i taśm CFRP, b) Pomiar systemem ARAMIS.

### Przebieg badania

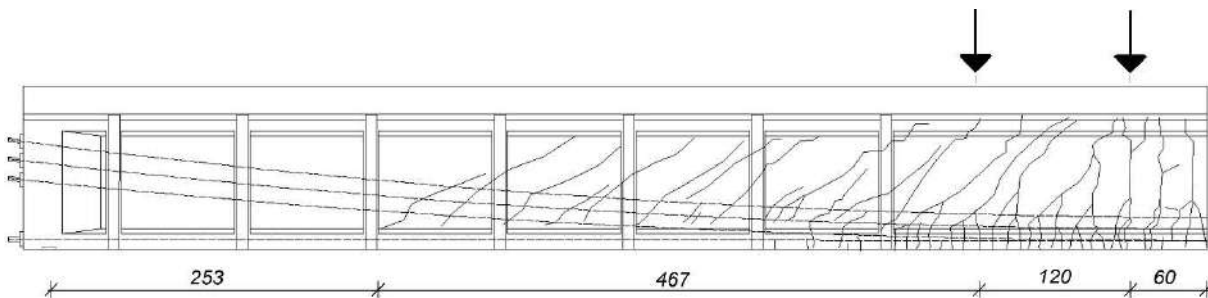
Podczas obciążania próbnego dźwigara wzmocnionego w pierwszym etapie badania nie zaobserwowano zarysowania powierzchni betonu. Pierwsze rysy w środku rozpiętości elementu pojawiły się w drugim etapie badania, przy obciążeniu równym  $4 \times 110$  kN. Następnie przy obciążeniu równym  $4 \times 210$  kN zaobserwowano utratę sztywności dźwigara. Obciążanie kontynuowano do momentu, w którym nastąpiło zniszczenie dźwigara na skutek zerwania taśm CFRP. Do zniszczenia doszło przy obciążeniu  $4 \times 240$  kN. Zniszczenie sygnalizowane było słyszalnymi licznymi trzaskami następującymi w krótkich odstępach czasu po sobie, świadczącymi o zrywaniu się kolejnych włókien taśm CFRP. Po zniszczeniu widoczne było odspojenie taśm tylko w środkowej części dźwigara, w obszarze pomiędzy pionowymi oplotami z mat CFRP, które nie uległy uszkodzeniu. Nie zaobserwowano oznak odspojenia się taśm przed zerwaniem, co oznacza że nie zniszczenie nie miało charakteru typowego dla mechanizmu ICD. Przebieg badania zilustrowano na wykresie ugięć w środku rozpiętości (rys. 5.39).



Rysunek 5.39. Wykres zależności obciążenie – ugięcie w środku rozpiętości dla dźwigara wzmocnionego (uśrednione odczyty czujników D4.1 i D4.2)

Dźwigar wzmocniony wykazał silne zarysowanie, jednak nieznacznie mniejsze w porównaniu do elementu referencyjnego. W strefie czystego zginania wystąpiły rysy pionowe, natomiast poza tą strefą na odcinku 587 cm wystąpiły rysy ukośne. Kierunek nachylenia rys występujących w obszarach pomiędzy pionowymi oplotami mat CFRP był w większości przypadków równoległy do przekątnej pola pomiędzy kolejnymi oplotami (rys. 5.40). Ze względów bezpieczeństwa nie prowadzono rejestracji

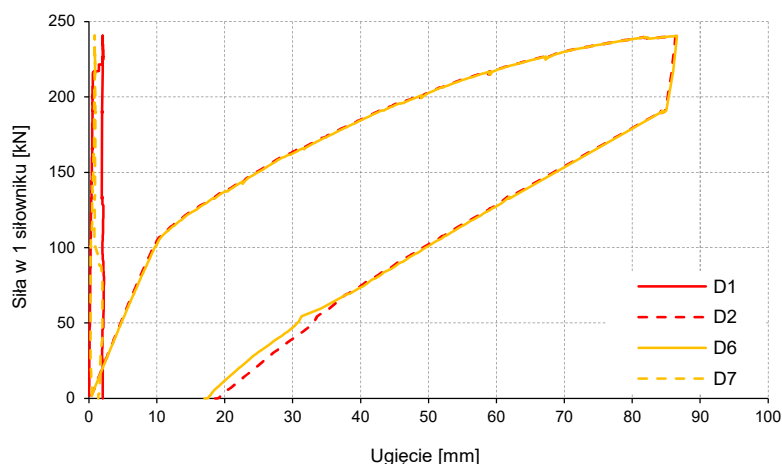
postępów zarysowania na poszczególnych etapach badania – dostępny jest jedynie obraz zarysowania dźwigara po badaniu. Obraz obejmuje połowę elementu badawczego, aczkolwiek zarysowanie miało charakter symetryczny. Nie zaobserwowano typowych dla ścinania rys ukośnych w strefach przypodporowych.



Rysunek 5.40. Obraz zarysowania dźwigara wzmocnionego po badaniu nośności na zginanie (wymiar w cm) (A. Herwig).

Na podstawie powyższych obserwacji można bezspornie stwierdzić iż dźwigar wzmocniony zniszczył się skutek zerwania taśm kompozytowych CFRP. Pod obciążeniem zbliżającym się do maksymalnego pojedyncze pasma taśm o szerokości kilku milimetrów ulegały kolejno zerwaniu, na skutek czego odspajały się od powierzchni betonu w środkowej strefie dźwigara. Dalsze odspojenie było skutecznie powstrzymane przez pionowe oploty z mat CFRP, dzięki czemu nie postępowało w kierunku podpór (rys. 5.30). Przy obciążeniu równym  $F_{u2} = 4 \times 240 \text{ kN}$  doszło do całkowitego zerwania obu naprężonych taśm. Zniszczenie miało gwałtowny charakter i było sygnalizowane dużym ugięciem dźwigara oraz trzaskami zrywających się włókien taśm. Jednocześnie nie zaobserwowano uszkodzeń ani odspojenia oplotów mat CFRP, zarówno w strefach przypodporowych jak i w środku rozpiętości, gdzie maty powstrzymywały postępujące odspojenie naprężonych taśm CFRP.

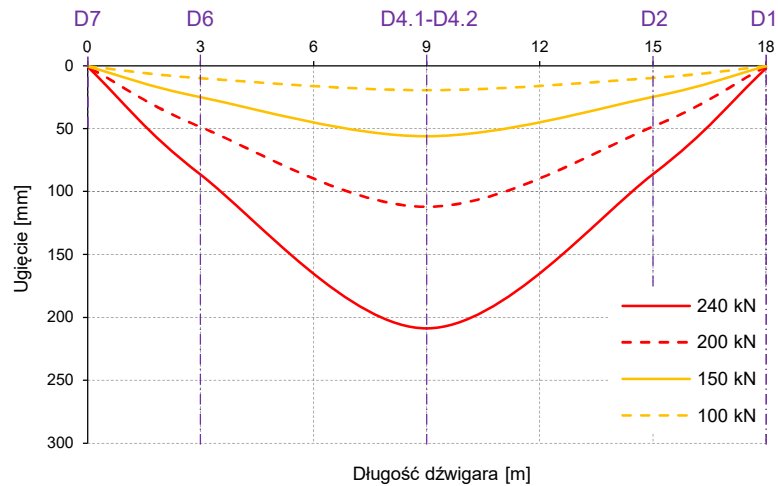
Maksymalne ugięcie w środku rozpiętości dźwigara wyniosło 210 mm (patrz rys. 5.39). Ugięcia w punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki D2, D6) osiągnęły wartości od 86 mm, natomiast przemieszczenia pionowe w osiach podpór (czujniki D1, D7) wyniosły maksymalnie 2,0 mm (rys. 5.41).



Rysunek 5.41. Ugięcie dźwigara niewzmocnionego (czujniki D1, D2, D6, D7).

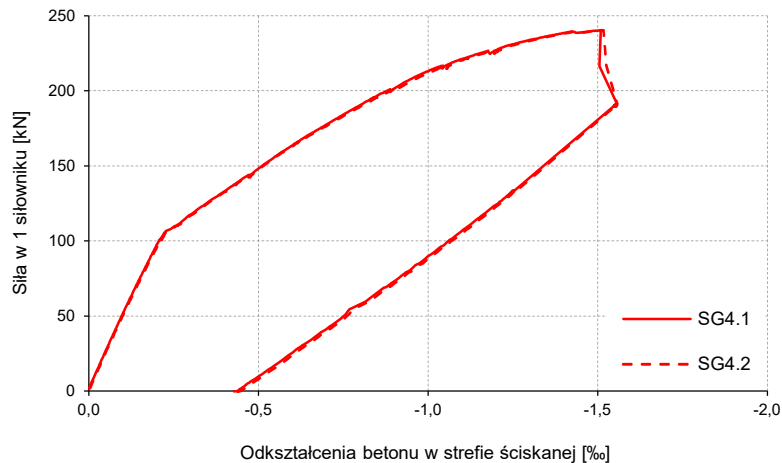
Na rysunku 5.42 przedstawiono rozkład ugięć na długości dźwigara pod wybranymi poziomami obciążeń (siła  $F$  w jednym siłowniku równa kolejno 100 kN, 150 kN, 200 kN i 240 kN). Widoczny jest symetryczny rozkład ugięć dźwigara pod każdym poziomem obciążenia.



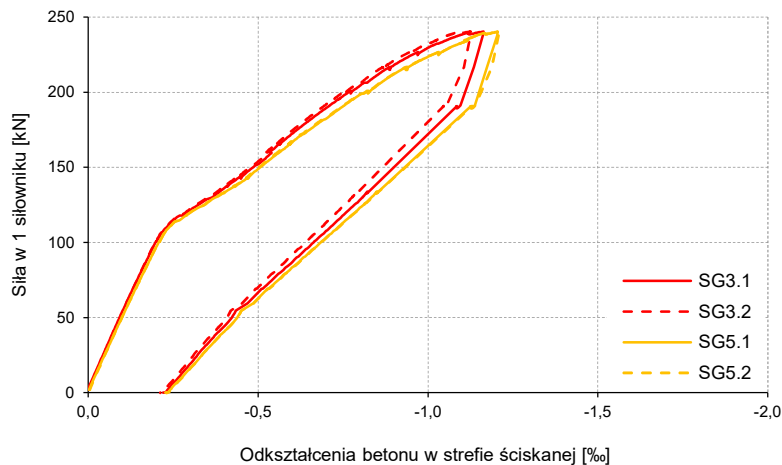


Rysunek 5.42. Rozkład ugięć na długości dźwigara.

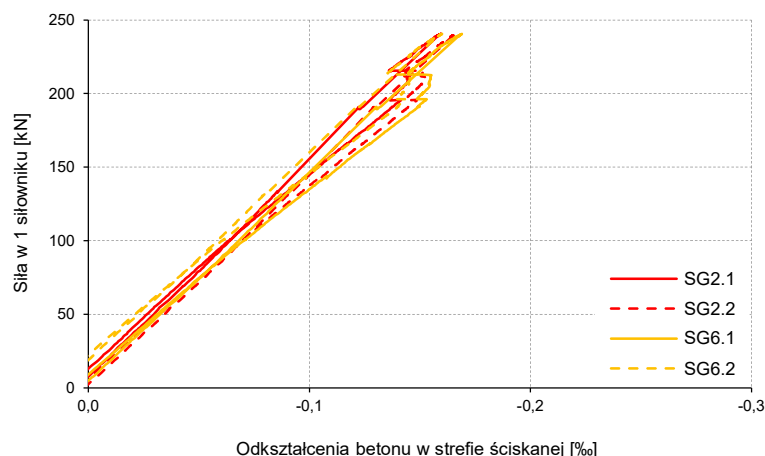
Odształcenia betonu w strefie ściskanej w środku rozpiętości dźwigara (czujniki SG4.1 i SG4.2) osiągnęły wartość 1,5‰. W punktach oddalonych o 1,2 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki SG3.1, SG3.2 oraz SG5.1, SG5.2) maksymalne odkształcenia betonu wyniosły od 1,1 do 1,2‰. W punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki SG2.1, SG2.2 oraz SG6.1, SG6.2) maksymalne odkształcenia betonu wyniosły od 0,16 do 0,17‰ (rys. 5.43 – 5.45).



Rysunek 5.43. Odształcenia betonu w strefie ściskanej (SG4.1, SG4.2).

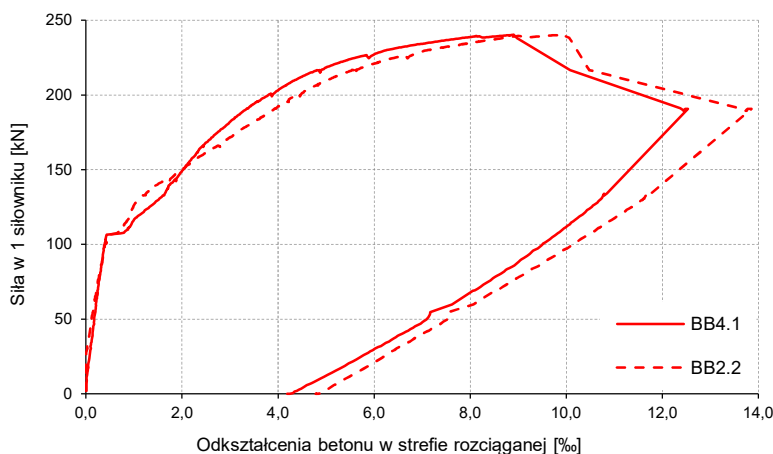


Rysunek 5.44 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (SG3.1, SG3.2, SG5.1, SG5.2).

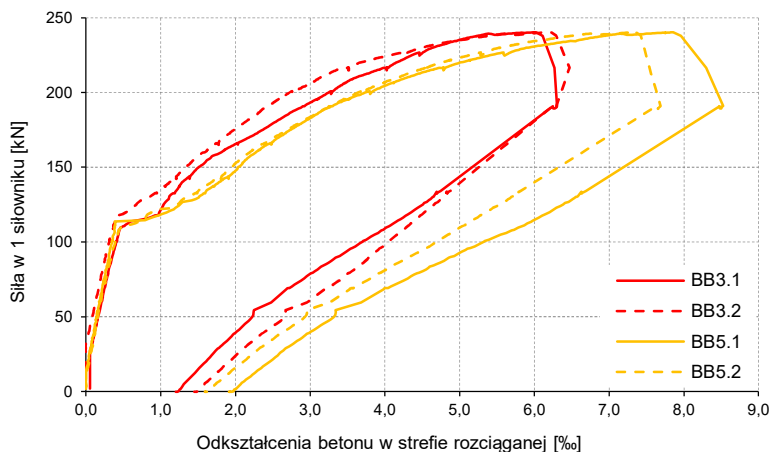


Rysunek 5.45 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (SG2.1, SG2.2, SG6.1, SG6.2).

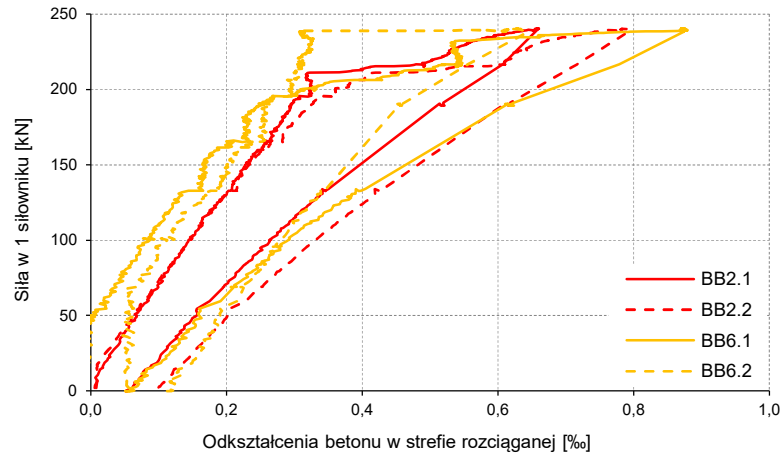
Odształcenia betonu w strefie rozciąganej w środku rozpiętości dźwigara (czujniki BB4.1 i BB4.2) osiągnęły wartość 10,0‰ w momencie zerwania taśm CFRP. W punktach oddalonych o 1,2 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki BB3.1, BB3.2, BB5.1, BB5.2) maksymalne zarejestrowane odształcenia betonu wyniosły od 8,0‰. W punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki BB2.1, BB2.2 oraz BB6.1, BB6.2) maksymalne odształcenia betonu wyniosły od 0,6‰ do 0,9‰ (rys. 5.46 – 5.48). Odczyty odształceń betonu wykazały nieznaczne zróżnicowanie, jednak odchyłki nie były tak duże jak w podczas badania dźwigara niewzmocnionego.



Rysunek 5.46. Odształcenia betonu w strefie rozciąganej (BB4.1, BB4.2).

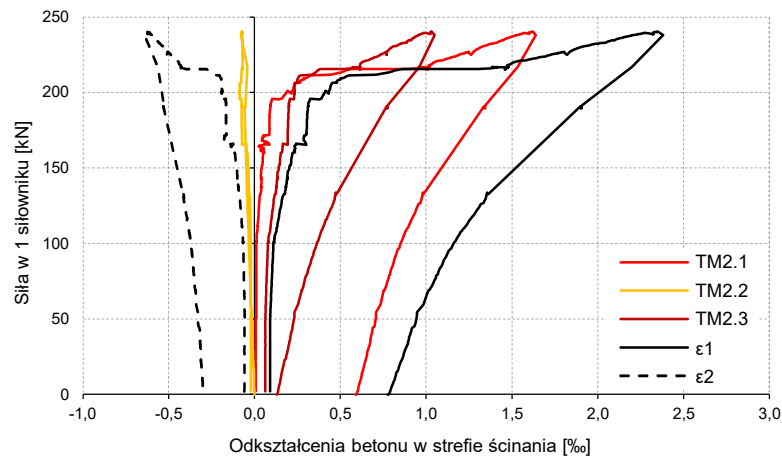


Rysunek 5.47 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (BB3.1, BB3.2, BB5.1, BB5.2).

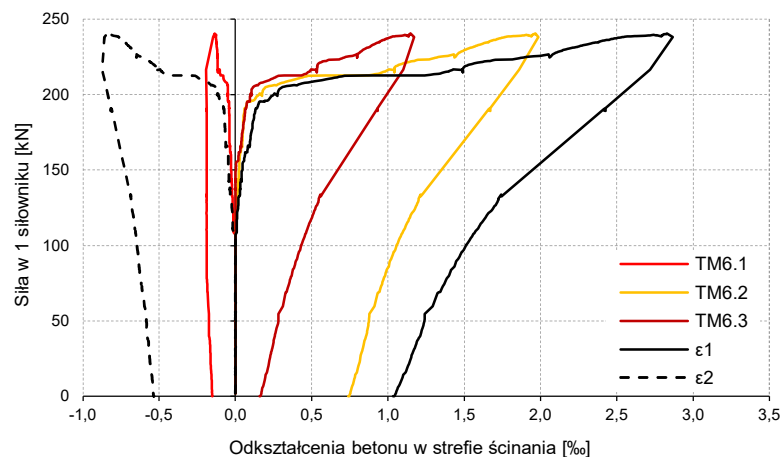


Rysunek 5.48 Odształcenia betonu w strefie ściskanej (BB2.1, BB2.2, BB6.1, BB6.2).

W strefie ścinania objętej pomiarami rozetą czujników TM2.1 – 2.3 maksymalne odkształcenia ściskające osiągnęły wartości 0,10‰, natomiast maksymalne odkształcenia rozciągające wyniosły 1,6‰. Wykonując przeliczenie odczytów wyznaczono wartość głównych odkształceń ściskających w obszarze pomiarów wynoszącą 0,65‰ oraz wartość głównych odkształceń rozciągających wynoszącą 2,40‰ (rys. 5.49).



Rysunek 5.49. Odształcenia betonu w strefie ścinania (czujniki TM2.1-2.3).



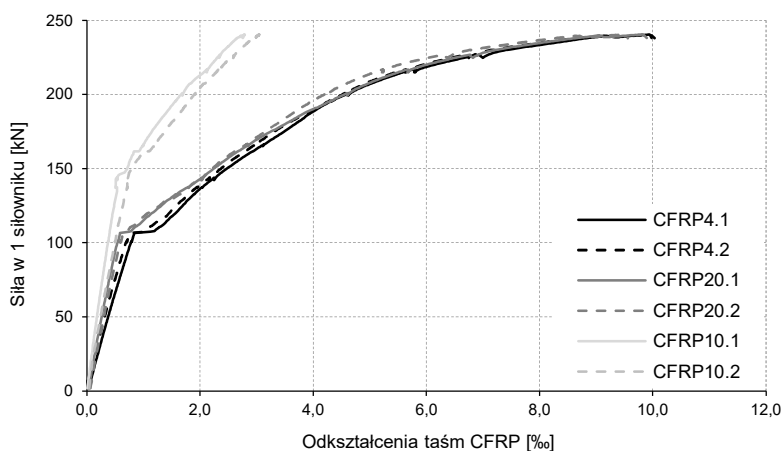
Rysunek 5.50 Odształcenia betonu w strefie ścinania (czujniki TM6.1-6.3).

W strefie ścinania objętej pomiarami rozetą czujników TM6.1 – 6.3 maksymalne odkształcenia ściskające osiągnęły wartości 0,10‰, natomiast maksymalne odkształcenia rozciągające wyniosły 2,0‰, co odpowiadało głównym odkształceniom ściskającym w betonie równym 0,90‰ oraz głównym odkształceniom rozciągającym równym 2,80‰ (rys. 5.50). Podobnie jak w przypadku dźwigara niewzmocnionego, różnice w wynikach pomiarów obu rozet czujników powstały na skutek silniejszego zarysowania w obszarze pomiaru czujników TM6.1 – TM6.3 w porównaniu do obszaru pomiaru czujników TM2.1 – TM2.3 (rys. 5.51).

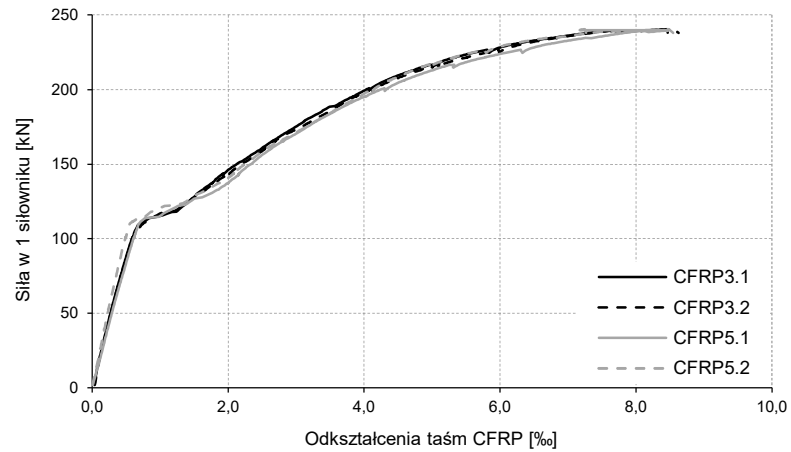


Rysunek 5.51. Porównanie zarysowania w obszarach pomiarów rozet.

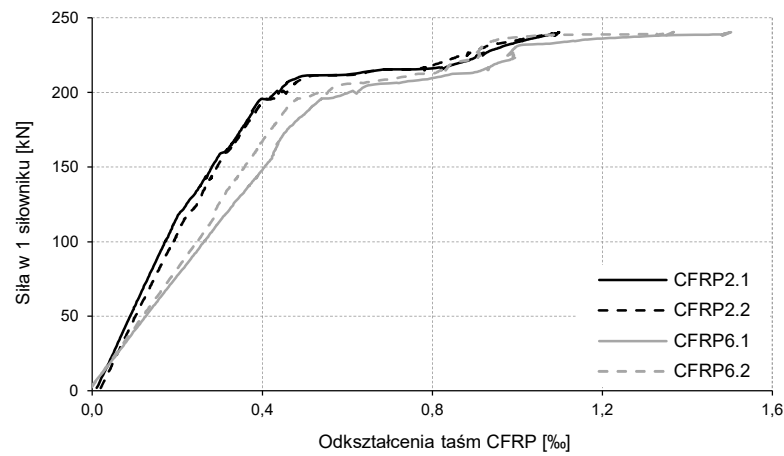
Przyrost odkształceń w taśmach CFRP podczas badania wyniósł  $\epsilon_{f,test} = 10,0\%$  (czujnik CFRP4.1 i CFRP 4.2 oraz CFRP20.1 i CFRP20.2 – rys 5.52). Uwzględniając naprężenie wstępne  $\epsilon_{fp} = 6,0\%$  maksymalne odkształcenia w taśmach CFRP wyniosło  $\epsilon_{f,tot} = 16,0\%$ . Osiągnięcie zerwania taśm podczas badania oznaczało, że nośność zbrojenia została wykorzystana w 100% we wzmacnieniu. W punktach oddalonych o 1,2 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki CFRP3.1, CFRP3.2, CFRP5.1, CFRP5.2) maksymalne zarejestrowane odkształcenia betonu wyniosły od 8,5‰. W punktach oddalonych o 6,0 m od środka rozpiętości dźwigara (czujniki CFRP2.1, CFRP2.2 oraz CFRP6.1, CFRP6.2) maksymalne odkształcenia betonu wyniosły od 1,1‰ do 1,5‰ (rys. 5.52 – 5.54).



Rysunek 5.52. Odkształcenia taśm CFRP (CFRP4.1, CFRP4.2, CFRP10.1, CFRP10.2, CFRP20.1, CFRP20.2).



Rysunek 5.53. Odształcenia taśm CFRP (CFRP3.1, CFRP3.2, CFRP5.1, CFRP5.2).



Rysunek 5.54. Odształcenia taśm CFRP (CFRP2.1, CFRP2.2, CFRP6.1, CFRP6.2).

Pomiary wykonane systemem ARAMIS okazały się nieskuteczne ze względu na zmienne warunki oświetlenia podczas trwającego długi czas badania, co spowodowało zakłócenia w rejestracji obrazu i uzyskanie niespójnych wyników.

Zestawienie maksymalnych wartości każdego typu pomiarów zamieszczono w zbiorczej tabeli 5.8. Na rysunku 5.55 przedstawiono widok zerwanych taśm CFRP. Na rysunkach 5.56 – 5.57 przedstawiono widok dźwigara niewzmocnionego podczas badania oraz po jego zakończeniu. W rozdziale 6 przedstawiono analizę porównawczą wyników badań dźwigara niewzmocnionego oraz wzmocnionego.



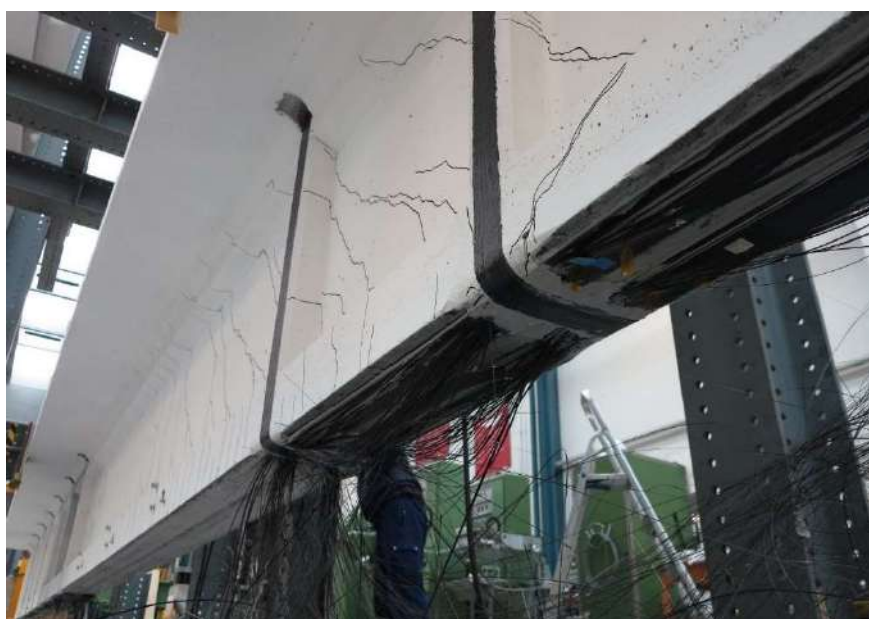
Rysunek 5.55. Widok zerwanych taśm kompozytowych, których odspojenie powstrzymały przez oploty mat CFRP.

Tabela 5.7. Podsumowanie wyników badań dźwigarów.

Pomiar	Czujnik	Dźwigar niewzmocniony	Dźwigar wzmacniony
Obciążenie niszczące, $F_u$ [kN]	P1-2	772	960
Obciążenie rysujące, $F_{cr}$ [kN]	P1-2	380	440
Ugięcie, $v_{max}$ [mm]	D4.1-4.2	260	210
Odształcenia betonu w strefie ściskanej, $\varepsilon_{c,c}$ [‰]	SG4.1-4.2	2,3	1,5
Odształcenia betonu w strefie rozciąganej, $\varepsilon_{c,t}$ [‰]	BB4.1-4.2	8,7	9,4
Odształcenie wstępnie taśm CFRP, $\varepsilon_{fp}$ [‰]	-	-	6,0
Przyrost odształceń taśm CFRP podczas badania, $\varepsilon_{f,test}$ [‰]	CFRP4.1-4.2	-	10,0



Rysunek 5.56. Dźwigar wzmacniony podczas badania nośności na zginanie.



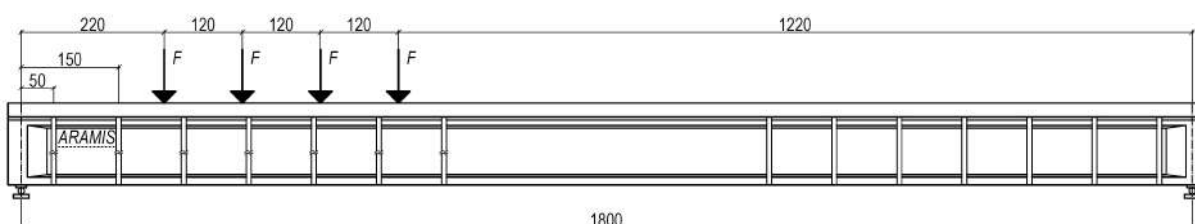
Rysunek 5.57. Zarysowanie dźwigara wzmacnionego i zerwane taśmy po zakończeniu badania.

### 5.3.2.2. Badanie nośności na ścinanie

#### Stanowisko badawcze

Z uwagi na rozbieżności pomiędzy przewidywaną nośnością dźwigarów na ścinanie a wynikami przeprowadzonych badań, zdecydowano o wykonaniu dodatkowego badania nośności na ścinanie. Mimo iż analiza obliczeniowa wskazywała na ryzyko przekroczenia granicznych obciążeń ścinających w strefach przypodporowych (patrz rozdział 7.5), w badaniach nie zaobserwowano oznak tego rodzaju zniszczenia. W celu zbadania dźwigara na ścinanie stanowisko badawcze zmodyfikowano w taki sposób aby osiągnąć możliwie największą wartość siły tnącej przy podporze. Wykorzystując możliwości techniczne laboratorium dźwigar wraz z podporami przesunięto o 5 metrów, przesuując tym samym układ sił obciążających dźwigar w stronę jednej z podpór. W efekcie pierwsza z czterech sił skupionych była położona się w odległości 2,2 m od osi podpory (rys. 5.58). Obciążenie kontrolowano metodą przyrostu przemieszczeń, na podstawie wysunięcia siłowników z prędkością 3,5 mm na minutę. Badanie przeprowadzono w IV kwartale 2013 roku.

Celem badania była ocena nośności na ścinanie dźwigara niewzmocnionego, jednak ze względu na czas jaki upłynął od badania na zginanie dźwigara niewzmocnionego, element badawczy został uprzednio usunięty z laboratorium. Do badania posłużono się dźwigarem wzmocnionym, z którego po badaniu na zginanie usunięto resztki podłużnych taśm CFRP oraz przecięto pionowe oploty z mat CFRP. Pozwoliło to zniwelować wpływ zbrojenia kompozytowego na nośność na ścinanie. Jedynymi elementami wzmocnienia pozostawionymi na dźwigarze były betonowe bloki wypełniające. Późniejsza analiza numeryczna przeprowadzona przez A. Herwiga wykazała jednak iż ich obecność miała znikomy wpływ na nośność na ścinanie.



Rysunek 5.58. Schemat stanowiska do badania nośności na ścinanie (wymiary w cm).

#### Pomiary

Podczas badania dźwigara na ścinanie prowadzono pomiary w ograniczonym zakresie. Na elemencie badawczym zastosowano następującą aparaturę:

- 2 przetworniki przemieszczeń liniowych rejestrujących przemieszczenia ugięcia w środku rozpiętości (czujniki D4.1 i D4.2 – patrz rys. 5.37),
- 1 parę kamer systemu korelacji obrazu ARAMIS rejestrującej odkształcenia betonu na bocznej powierzchni środka dźwigara w odległości od 0,50 m do 1,50 m od podpory, pomiędzy dwoma betonowymi blokami wypełniającymi usytuowanymi najbliżej podpory (rys. 5.58).
- 2 siłomierze wbudowane w siłowniki rejestrujące wartość obciążenia (czujniki P1 i P2 – patrz rys 5.37).

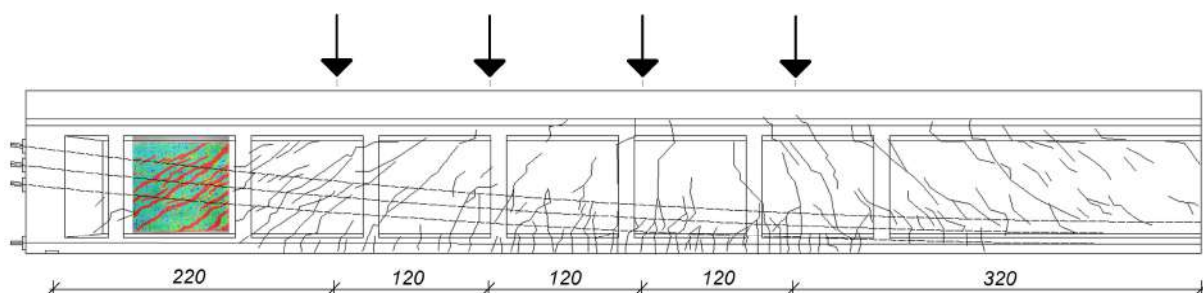
Podobnie jak w przypadku badań nośności na zginanie, podczas obciążania nie prowadzono pomiarów szerokości rozwarcia rys w betonie. Ze względu na wykonanie badań przed odrębny zespół pod kierunkiem A. Herwiga, nie prowadzono pomiarów ciągłych a jedynie odnotowano maksymalne wartości pomiarów jakie wystąpiły podczas badania.

## Przebieg i wyniki badań

Badanie przeprowadzono w jednym etapie, obciążając element badawczy w sposób ciągły aż do osiągnięcia zniszczenia. Pod wpływem rosnącego obciążenia dźwigar uległ dużym ugięciom oraz silnemu zarysowaniu. Badanie zakończono ze względów bezpieczeństwa w momencie, gdy ugięcie dźwigara przekroczyło 180 mm.

Maksymalne obciążenie oddziałujące na dźwigar wyniosło  $4 \times 268$  kN. W strefie przypodporowej zarejestrowano pojawienie się typowych rys ukośnych, jednak na podstawie wyników pomiarów odkształceń betonu przy użyciu systemu korelacji obrazu ARAMIS stwierdzono iż maksymalne główne odkształcenia ściskające w strefie objętej pomiarami wyniosły 0,6‰. W pozostałym obszarze zarysowanie typowe dla zginania. Duży przyrost ugięć dźwigara w końcowej fazie badania wskazywał na osiągnięcie granicy plastyczności w kablach sprężających, co uznano za przyczynę zniszczenia dźwigara.

Na rysunku 5.59 przedstawiono obraz zarysowania dźwigara po badaniu na ścinanie (uwzględniający jedynie rysy powstałe podczas badania na ścinanie, z pominięciem rys pozostałych po uprzednim badaniu na zginanie). Zagęszczenie rys ukośnych w strefie ścinania było bardzo duże, odległości między sąsiadującymi rysami wynosiły od 40 do 100 mm. Zagęszczenie rys w pozostałym obszarze dźwigara (poza strefą czystego ścinania) było mniejsze, odległości między rysami wynosiły od 50 do 200 mm. Kąt nachylenia rys do osi poziomej był największy w obszarze najbliższej podpory i wynosił od 30 do 36 °. W obszarze przykładania obciążenia zaobserwowano zarysowanie typowe dla zginania, o rysach nachylonych pod kątem od 45 do 90 °.



Rysunek 5.59. Obraz zarysowania dźwigara po badaniu nośności na ścinanie (A. Herwig).

Maksymalne uzyskane obciążenie dźwigara wyniosło  $F_{u3} = 4 \times 268$  kN, co odpowiadało momentowi zginającemu  $M_{u3} = 3442$  kNm. Jednocześnie maksymalna wartość reakcji podporowej (z uwzględnieniem ciężaru własnego) wyniosła  $R_{u3} = 932$  kN. Ugięcie w środku rozpiętości dźwigara osiągnęło wartość  $u_{max3} = 181$  mm (pomierzone od momentu rozpoczęcia badania nośności na ścinanie – trwale ugięcie powstałe na skutek uprzedniego badania nośności na ścinanie pominięto). Maksymalne odkształcenia w betonowym krzyżulcu ściskany, zarejestrowane za pomocą systemu ARAMIS (rys. 5.59) wyniosły  $\varepsilon_{c,c3} = 0,60$ ‰. Kierunek głównych naprężeń ściskających nachylony był do podłużnej osi dźwigara pod kątem  $\theta = 34$  °.

Wyniki badania potwierdziły że nośność dźwigara na ścinanie jest bardzo wysoka nawet bez wzmocnienia na ścinanie i obciążenie niszczące znacząco przekracza nośność dźwigara na zginanie. W związku z tym w przeprowadzonych wcześniej badaniach na zginanie nie zachodziło ryzyko zniszczenia dźwigara na ścinanie.



## 6. ANALIZA PORÓWNAWCZA EFEKTÓW WZMOCNIENIA NA ZGINANIE

Na podstawie wyników badań stwierdzono wysoką efektywność wzmocnienia kabl betonowego dźwigara przy użyciu naprężonych taśm CFRP oraz oplotów z mat CFRP. Skuteczność wzmocnienia potwierdziły zarówno wzrost obciążenia rysujące i nośności dźwigara, jak i ograniczenie ugięć elementu. W przedstawionej w kolejnych podrozdziałach analizie posłużono się porównaniem efektów wzmocnienia w kontekście przyrostów obciążeń ( $\Delta F_i$ ) oraz momentów zginających ( $\Delta M_i$ ) odpowiadających kolejno zarysowaniu, uplastycznieniu stali oraz zniszczeniu dźwigarów. Porównując obciążenia wzięto pod uwagę jedynie obciążenie zewnętrzne przykładane podczas badań, natomiast podczas określania odpowiadających obciążeniom momentów zginających uwzględniono także moment zginający od ciężaru własnego, wynoszący  $M_g = 459$  kNm w środku rozpiętości dźwigara. W związku z tym prezentowane procentowe przyrosty nośności w ujęciu obciążeń ( $\Delta F_i$ ) są większe niż odpowiadające im przyrosty w kontekście momentów zginających ( $\Delta M_i$ ):

- wzrost nośności w ujęciu obciążeń:

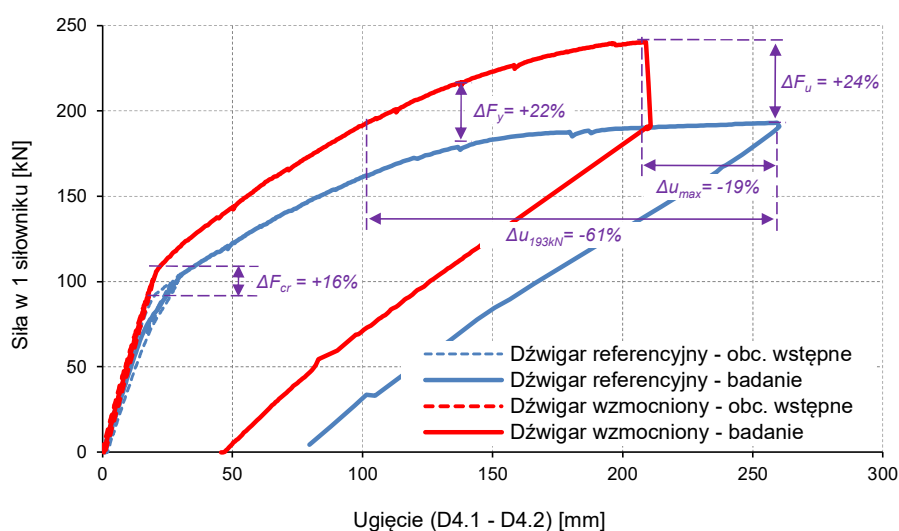
$$\Delta F_i = F_{i2} / F_{i1} \quad (6.1)$$

- wzrost nośności w ujęciu momentów:

$$\Delta M_i = (M(F_{i2}) + M_g) / (M(F_{i1}) + M_g) \quad (6.2)$$

### 6.1. Zarysowanie

Dźwigar niewzmocniony uległ zarysowaniu pod obciążeniem  $F_{cr1} = 4 \times 95$  kN = 380 kN. Odpowiadało to momentowi rysującemu równemu  $M_{cr1} = 1942$  kNm. W przypadku dźwigara wzmocnionego obciążenie rysujące wyniosło  $F_{cr2} = 4 \times 110$  kN = 440 kN, co odpowiadało momentowi rysującemu równemu  $M_{cr2} = 2176$  kNm. Oznacza to że wzmocnienie przy użyciu naprężonych taśm skutkowało wzrostem obciążenia rysującego o 16% (rys. 6.1) i odpowiadającemu temu wzrostem momentu rysującego o 12%.



Rysunek 6.1. Porównanie zależności obciążenie-ugięcie dla obu dźwigarów.

## 6.2. Uplastycznienie zbrojenia

W przypadku dźwigara niewzmocnionego uplastycznienie stali zbrojeniowej było bezpośrednią przyczyną niszczenia elementu. Potwierdziła to analiza przekroju elementu w środku rozpiętości (rozdział 7.4), na podstawie której stwierdzono, że równocześnie doszło do uplastycznienia zbrojenia zwykłego oraz zbrojenia w kablach sprężających. Uplastycznienie zbrojenia sygnalizowane było znaczną utratą sztywności dźwigara, którą zaobserwowano przy obciążeniu  $F_{y1} = 4 \times 180 \text{ kN} = 720 \text{ kN}$ . Obciążenie to odpowiadało momentowi zginającemu równemu  $M_{y1} = 3268 \text{ kNm}$ .

Dźwigar wzmocniony nie wykazał podczas badania tak znaczącej utraty sztywności na skutek uplastycznienia stali jak dźwigar niewzmocniony. Mimo to na podstawie analizy kąta nachylenia wykresu zależności odkształceń betonu od obciążenia (rys 6.3) można zauważyć, że uplastycznienie stali zbrojeniowej nastąpiło przy obciążeniu  $F_{y2} = 4 \times 220 \text{ kN} = 880 \text{ kN}$ . Obciążenie to odpowiadało momentowi zginającemu równemu  $M_{y2} = 3892 \text{ kNm}$ . Oznacza to, że wzmocnienie dźwigara skutkowało 22% wzrostem obciążenia wywołującego uplastycznienie zbrojenia oraz odpowiadającym temu 19% wzrostem momentu zginającego.

## 6.3. Obciążenie niszczące

Dźwigar niewzmocniony uległ zniszczeniu na skutek uplastycznienia zbrojenia. Maksymalne obciążenie jakie przetrzymał dźwigar niewzmocniony wyniosło  $F_{u1} = 4 \times 193 \text{ kN} = 772 \text{ kN}$ , co odpowiadało momentowi niszczącemu  $M_{u1} = 3471 \text{ kNm}$ .

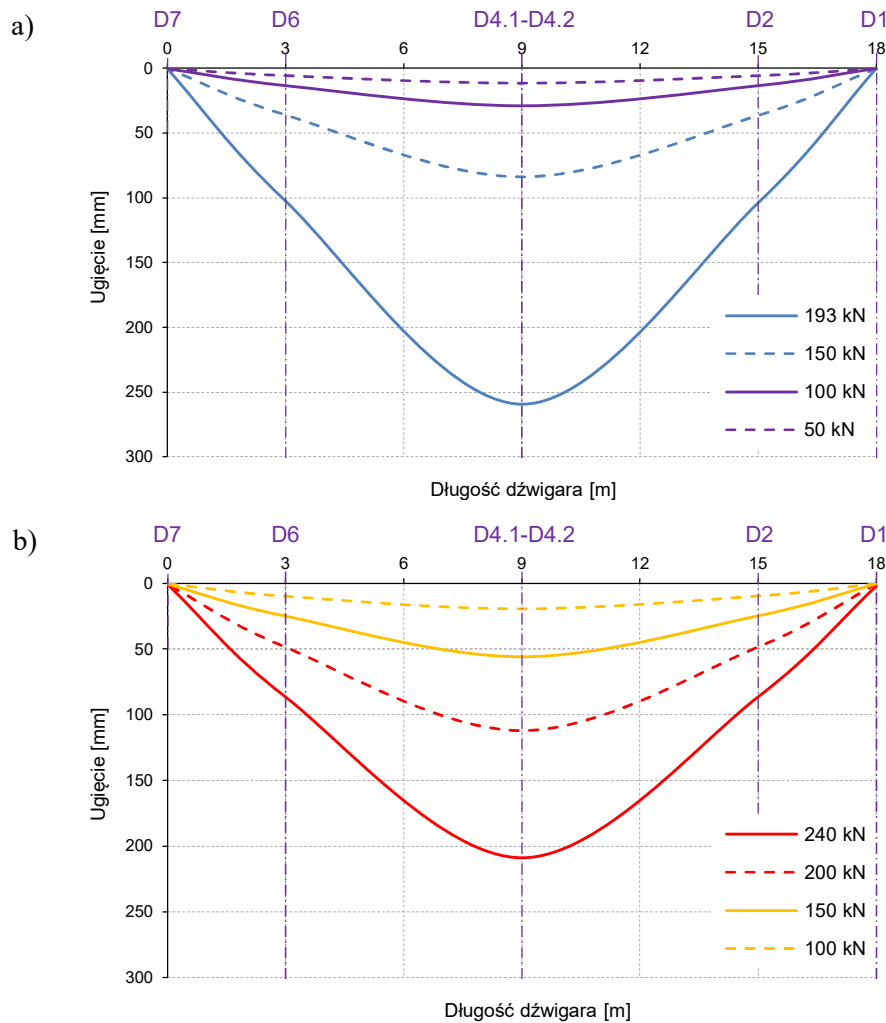
Zniszczenie dźwigara wzmocnionego na skutek zerwania naprężonych taśm kompozytowych nastąpiło pod obciążeniem  $F_{u2} = 4 \times 240 \text{ kN} = 960 \text{ kN}$ , co odpowiadało momentowi niszczącemu  $M_{u2} = 4204 \text{ kNm}$ . Oznacza to, że wzmocnienie dźwigara skutkowało wzrostem obciążenia niszczącego o 24% i odpowiadającym temu wzrostem momentu niszczącego o 21% (rys. 6.1).

## 6.4. Ugięcia

Zestawienie wykresów ugięć dźwigara referencyjnego i wzmocnionego mierzonych w środku rozpiętości w funkcji obciążenia przedstawiono na rysunku 6.1. Na wykresach przedstawiono uśredniony pomiar z dwóch czujników D4.1 i D4.2. Dźwigar wzmocniony wskazał nieznacznie większą sztywność niż dźwigar referencyjny przed wystąpieniem zarysowania, natomiast po przekroczeniu obciążeń rysujących różnica w przyrostach ugięć dźwigarów była znacząca. Dźwigar wzmocniony wykazał znacznie wolniejszy przyrost ugięć w porównaniu do dźwigara niewzmocnionego. Maksymalne ugięcia w środku rozpiętości dźwigara niewzmocnionego odnotowane przy obciążeniu równym  $F_{u1} = 4 \times 193 \text{ kN}$  wyniosły  $v_{max1} = 260 \text{ mm}$ , co wynikało z ograniczeń technicznych siłowników, które przy tym poziomie osiągnęły maksymalny wysięg. Maksymalne ugięcia dźwigara wzmocnionego przy obciążeniu niszczącym  $F_{u2} = 4 \times 240 \text{ kN}$  wyniosły jedynie  $v_{max2} = 210 \text{ mm}$ . Potwierdza to tezę pracy, że wzmocnienie dźwigara wpłynęło znacząco na wzrost jego sztywności a tym samym na ograniczenie ugięć o 19%.

Porównując ugięcia obu dźwigarów przy jednakowym poziomie obciążenia można zauważyć, że przy obciążeniu równym  $4 \times 193 \text{ kN}$ , przy którym dźwigar niewzmocniony osiągnął maksymalne ugięcia  $v_{max1} = 260 \text{ mm}$ , dźwigar wzmocniony osiągnął ugięcia wynoszące jedynie  $v_2 = 102 \text{ mm}$ . Zatem przy obciążeniu odpowiadającym zniszczeniu dźwigara referencyjnego, dźwigar wzmocniony wykazywał aż o 61% mniejsze ugięcia.

Na rysunku 6.2 zestawiono wykresy rozkładu ugięć na długości obu dźwigarów przy wybranych poziomach obciążenia. W każdym przypadku zauważalny jest symetryczny rozkład ugięć.



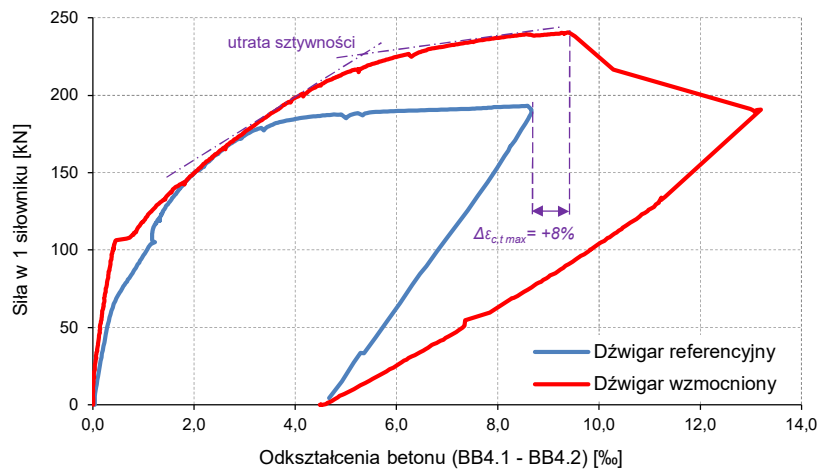
Rysunek 6.2. Rozkład ugięć na długości dźwigara niewzmocnionego (a) i wzmacnionego (b).

## 6.5. Odształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej

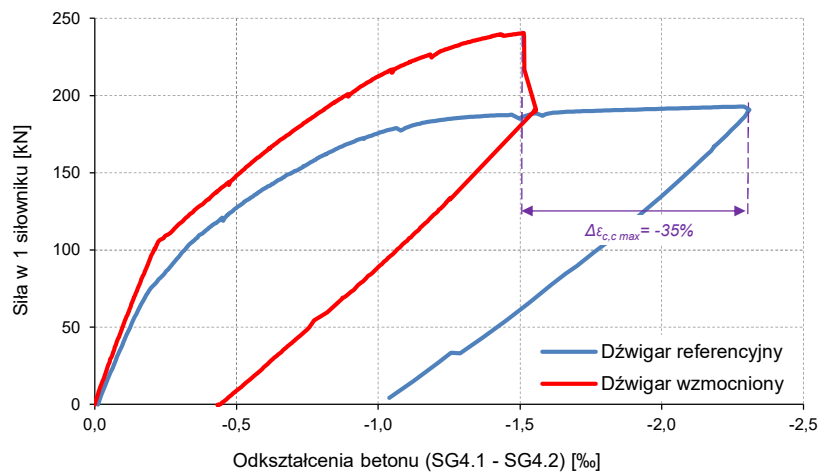
W obu dźwigarach zarejestrowano bardzo silne zarysowanie betonu w strefie rozciąganej oraz wysokie wartości odształceń betonu na poziomie zbliżonym do poziomu głównego zbrojenia rozciąganego. Maksymalne odształcenia betonu zmierzone w środku rozpiętości dźwigara referencyjnego (czujniki BB4.1 i BB4.2) wyniosły  $\varepsilon_{c,t1} = 8,7\%$ . W przypadku dźwigara wzmacnionego maksymalne odształcenia betonu w strefie rozciąganej w momencie tuż przed zerwaniem taśm CFRP wyniosły  $\varepsilon_{c,t2} = 9,4\%$  (rys. 6.3).

Odształcenia betonu w strefie ściskanej w obu badaniach osiągnęły wartości znacznie poniżej odształceń powodujących zmiżdżenie betonu  $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ . Maksymalne odształcenia betonu w strefie ściskanej w środku rozpiętości dźwigara referencyjnego (czujniki SG4.1 i SG4.2) wyniosły  $\varepsilon_{c,c1} = 2,3\%$ , natomiast w przypadku dźwigara wzmacnionego odształcenia te osiągnęły wartość  $\varepsilon_{c,c2} = 1,5\%$  (rys. 6.4). Wynika z tego, że mimo znacznie większych obciążeń, wzmacnienie dźwigara skutkowało zwiększeniem odształceń betonu w strefie rozciąganej o jedyne 8% i ograniczeniem odształceń betonu w strefie ściskanej aż o 35%.

Na rysunkach 6.5 – 6.8 przedstawiono rozkład odształceń betonu na długości obu dźwigarów pod wybranymi poziomami obciążeń, zarówno w strefie ściskanej (czujniki SG2.1 – SG6.2) jak i w strefie rozciąganej (czujniki BB2.1 – BB6.2).



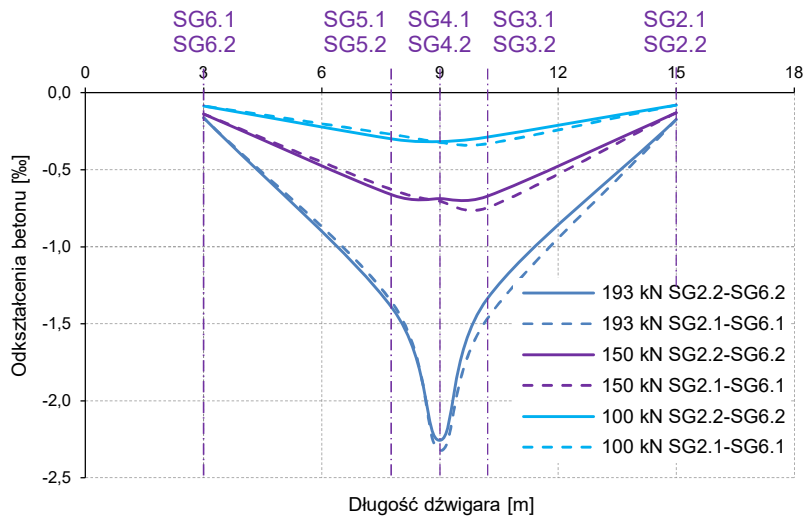
Rysunek 6.3. Porównanie odkształceń betonu w strefie rozciąganej obu dźwigarów.



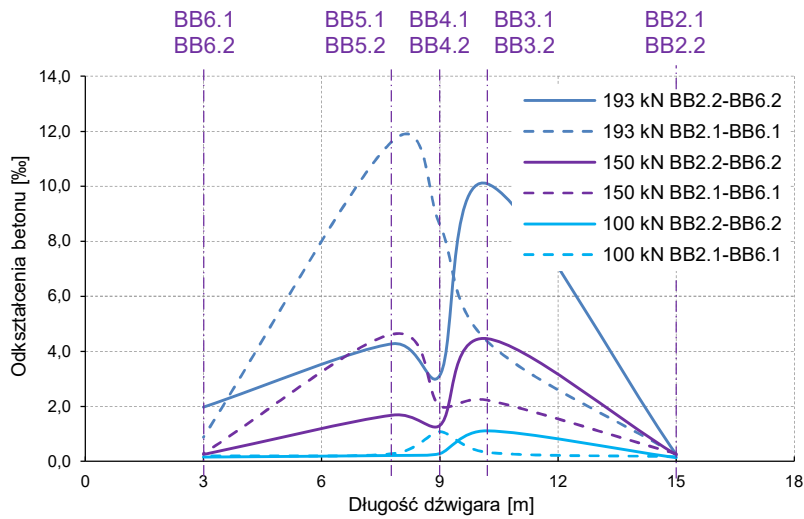
Rysunek 6.4. Porównanie odkształceń betonu w strefie ściskanej obu dźwigarów.

Rozkład odkształceń betonu w strefie rozciąganej był symetryczny po stronie czujników SG2.2 – SG6.2, natomiast po stronie czujników SG2.1 – SG6.1 zaobserwowano większe odkształcenia w obszarze czujnika SG3.1 w porównaniu do SG5.1 (rys. 6.5). W strefie rozciąganej odczyty odkształceń betonu miały bardzo nieregularny rozkład (rys. 6.6), co omówiono w rozdziale 5.3.1.1.

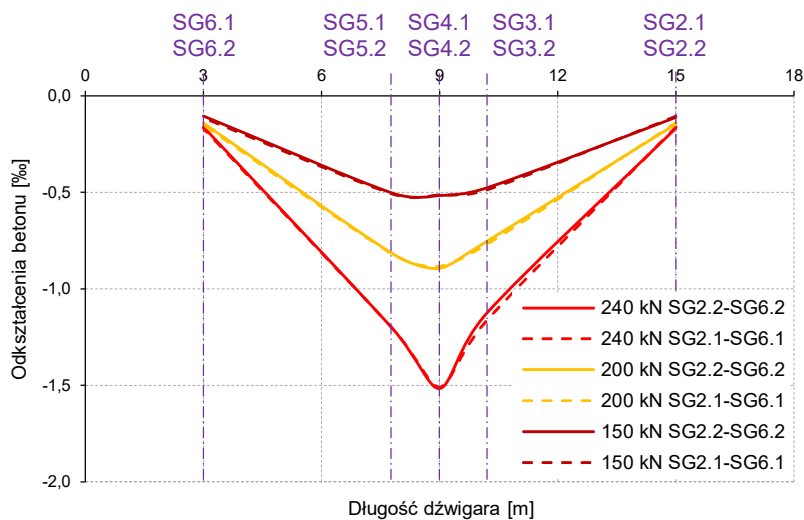
Analogiczne porównania wykonane dla dźwigarza wzmocnionego wskazują w strefie ściskanej betonu na brak rozbieżności w odczytach czujników SG2.1 – 6.1 oraz SG2.2 – SG6.2. Zanotowano jednak nieznacznie większe odkształcenia betonu po stronie czujników SG5.1 – SG5.2 w porównaniu do czujników SG3.1 – SG3.2 (rys. 6.7). W strefie ściskanej odczyty odkształceń betonu wykazały znacznie większą regularność w porównaniu do pomiarów na dźwigarze niewzmocnionym. Podobnie jednak jak w strefie rozciąganej, zanotowano większe odkształcenia betonu po stronie czujników BB5.1 – BB5.2 w porównaniu do czujników BB3.1 – BB3.2 (rys. 6.8).



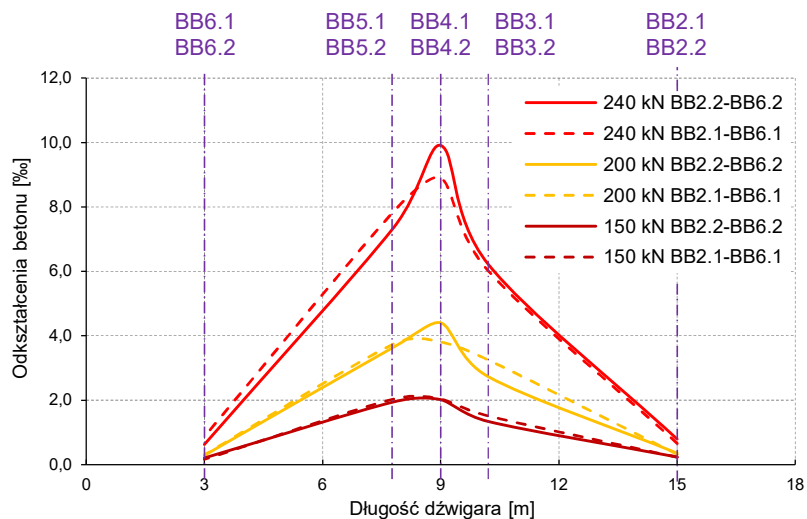
Rysunek 6.5. Rozkład odkształceń betonu w strefie ściskanej na długości dźwigara niewzmocnionego.



Rysunek 6.6. Rozkład odkształceń betonu w strefie rozciąganej na długości dźwigara niewzmocnionego.



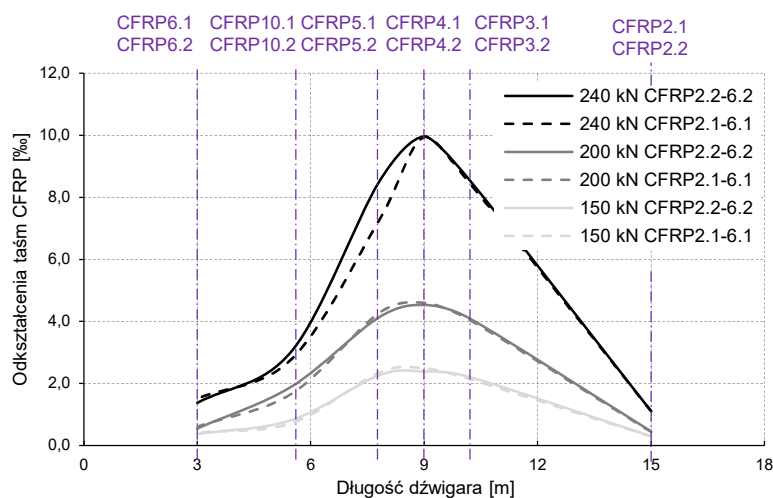
Rysunek 6.7. Rozkład odkształceń betonu w strefie ściskanej na długości dźwigara wzmocnionego.



Rysunek 6.8. Rozkład odkształceń betonu w strefie rozciąganej na długości dźwigara wzmocnionego.

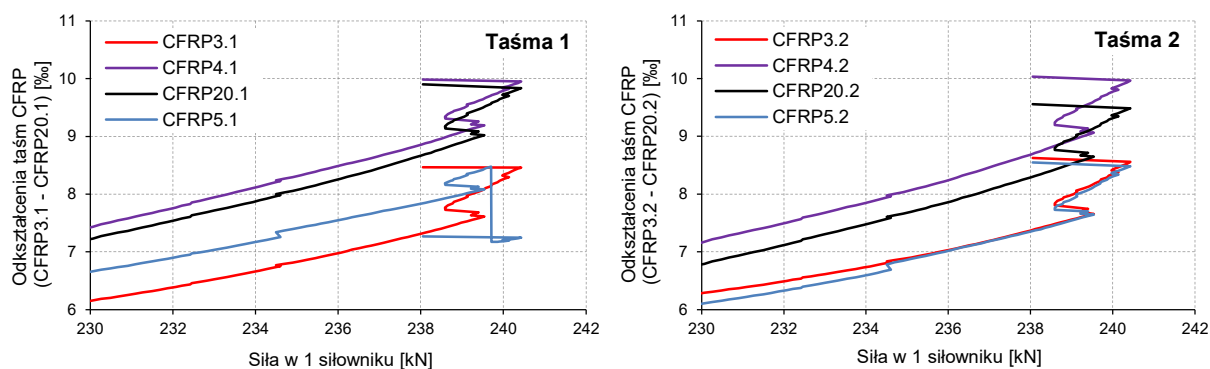
## 6.6. Odkształcenia taśm CFRP

Na rysunku 6.9 przedstawiono rozkład odkształceń taśm CFRP na długości (czujniki CFRP2.1 – CFRP 6.2). Zauważyć można że odkształcenia obu taśm przyjmowały zbliżone wartości oraz charakteryzowały się symetrycznym rozkładem na ich długości. Wyjątek stanowił odczyt odkształceń taśmy nr 1 (czujnik CFRP5.1) w chwili tuż przed zniszczeniem, który był wyraźnie niższy o 1,2‰ w porównaniu do odczytów z czujników CFRP5.2. CFRP3.1 i CFRP3.2. Maksymalne odkształcenia obu taśm w środku rozpiętości wyniosły  $\epsilon_{f, test} = 10,0\%$ .



Rysunek 6.9. Rozkład odkształceń na długości taśm CFRP.

Dokładna analiza zarejestrowanych odkształceń w poszczególnych punktach na długości taśm wskazała że nie doszło do odspojenia taśm przed ich zerwaniem. Świadczy o tym fakt iż nie doszło do charakterystycznego „wyrównania się” odczytów odkształceń na długości taśmy, które zazwyczaj towarzyszy odspojeniu od podłoża betonowego (rys. 6.10).



Rysunek 6.10. Wykresy odkształceń taśm CFRP w końcowej fazie badania.

Zestawienie porównawcze wyników badań przedstawiono w tabeli 6.1

Tabela 6.1. Podsumowanie wyników badań dźwigarów i zmian na skutek wzmocnienia.

Pomiar	Dźwigar niewzmocniony	Dźwigar wzmocniony	Zmiana na skutek wzmocnienia
Obciążenie niszczące, $F_u$ [kN]	772	960	+24%
Moment niszczący, $M_u$ [kNm]	3472	4204	+21%
Obciążenie przy uplastycznieniu stali spr., $F_y$ [kN]	720	880	+22%
Moment przy uplastycznieniu stali spr., $M_y$ [kNm]	3268	3892	+19%
Obciążenie rysujący, $F_{cr}$ [kN]	380	440	+16%
Moment rysujący, $M_{cr}$ [kNm]	1942	2176	+12%
Ugięcie przy obciążeniu niszczącym, $v_{max}$ [mm]	260	210	-19%
Ugięcie przy obciążeniu 772 kN, $v_{max1}$ [mm]	260	102	-61%
Odształcenia betonu w strefie ściskanej, $\varepsilon_{c,c}$ [‰]	2,3	1,5	-35%
Odształcenia betonu w strefie rozciąganej, $\varepsilon_{c,t}$ [‰]	8,7	9,4	+8%

## 6.7. Podsumowanie wyników badań doświadczalnych

Na podstawie obserwacji i analizy wyników badań doświadczalnych dźwigarów kablobetonowych przeprowadzonych w laboratorium EMPA sformułowano następujące obserwacje i wnioski:

- Dźwigar niewzmocniony uległ zniszczeniu na skutek uplastycznienia zbrojenia, natomiast dźwigar wzmocniony na skutek odspojenia taśm CFRP.
- Wzmocnienie dźwigara kablobetonowego naprężonymi taśmami CFRP było efektywną metodą zwiększenia jego nośności i ograniczenia ugięć oraz odkształceń betonu.
- Wzmocnienie skutkowało 21% wzrostem nośności dźwigara w ujęciu momentów zginających i 12% wzrostem momentu rysującego.
- Na skutek wzmocnienia maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej uległy zmniejszeniu aż o 35%, oraz ograniczaniem maksymalnych ugięć o 19%.

- Przyrost odkształceń taśm CFRP podczas badania wyniósł 10%, co doprowadziło do ich zerwania. Świadczy to o 100% wykorzystaniu nośności taśm CFRP we wzmocnieniu.
- W momencie zniszczenia taśm nie zaobserwowano typowego odspojenia ICD, do zerwania taśm doszło przed ich całkowitym odspojeniem od podłoża betonowego.
- W badaniach zarówno dźwigara niewzmocnionego jak i wzmocnionego nie zaobserwowano żadnych oznak przekroczenia nośności na ścinanie. Dodatkowe badanie nośności na ścinanie potwierdziło znacznie większą nośność niż oczekiwano.



## 7. Analizy

### 7.1. Obliczenia strat siły sprężającej

W celu dokładnego odwzorowania istniejących dźwigarów mostowych, na podstawie norm PN-EN-1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c) oraz PN-B-03246:2002 (PN, 2002) opracowano szczegółowe obliczenia przewidywanych strat siły sprężającej w belkach laboratoryjnych oraz porównano je z obliczeniowymi stratami siły sprężającej w dźwigarach mostowych. W obu przypadkach wyróżniono następujące składowe straty siły sprężającej:

1) straty doraźne, z podziałem na straty spowodowane:

- tarcie  $\Delta P_{\mu}(x)$ ,
- poślizgiem końca kabla sprężającego w zakotwieniu  $\Delta P_{sl}$ ,
- krótkotrwałą relaksacją stali  $\Delta P_r$ ,
- doraźnymi, sprężystymi odkształceniami betonu pod wpływem siły sprężającej  $\Delta P_{et}$ ,

2) straty opóźnione, spowodowane skurczem i pełzaniem betonu oraz relaksacją stali sprężającej  $\Delta P_{c+s+r}(x)$ .

Straty doraźne spowodowane krótkotrwałą relaksacją stali ( $\Delta P_r$ ) pominięto, ponieważ procedura sprężenia dźwigarów (zarówno mostowych jak i laboratoryjnych) przewidywała tymczasowe zwiększenie siły sprężającej o 10% (z  $P_0 = 363$  kN do  $P_{max} = 400$  kN), co pozwalało wyeliminować ten rodzaj strat siły sprężającej. Wartości pozostałych strat siły sprężającej obliczono na podstawie wzorów:

- Straty spowodowane tarcie

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} (1 - e^{\mu(\theta+kx)}) \quad (7.1)$$

gdzie:

$P_{max}$  – siła maksymalna przyłożona na czynnym końcu cięgna,  $P_{max} = 400$  kN (uwzgl;

$x$  – odległość mierzona od miejsca przyłożenia siły sprężającej do cięgna;

$\mu$  – współczynnik tarcia między cięgnem a jego kanałem,  $\mu = 0,16$  wg (BBRV, 2010);

$\theta$  – suma kątów zakrzywienia trasy cięgna na długości  $x$ ;

$k$  – suma kątów niezamierzonych zakrzywień trasy cięgien na jednostkę długości,  $k = 0,005$  wg (BBRV, 2010).

- Straty spowodowane poślizgiem

$$\Delta P_{sl} = 2a_p \frac{x_0 - x}{x_0} E_p \cdot A_p \quad (7.2)$$

gdzie:

$a_p$  – poślizg określony doświadczalnie dla zastosowanego zakotwienia,  $a_p = 5$  mm (EN, 2011c);

$E_p$  – moduł sprężystości stali sprężającej,  $E_p = 205$  GPa wg (BBRV, 2010);

$A_p$  – pole powierzchni przekroju cięgien sprężających,  $A_p = 3,46$  cm<sup>2</sup>;

$x_0$  – zasięg poślizgu wyznaczony ze wzorów:

$$x_0 = \sqrt{\frac{a_p \cdot E_p \cdot A_p}{\mu \cdot k \cdot P_0}} \quad \text{dla kabli prostych (nr 1 i 2)} \quad (7.3)$$

$$x_0 = \frac{r}{\mu} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_p \cdot \mu \cdot E_p \cdot A_p}{P_0 \cdot r}}} \quad \text{dla kabli zakrzywionych (nr 3, 4 i 5)} \quad (7.4)$$

gdzie:

$P_0$  – początkowa wartość siły sprężającej,  $P_0 = 363$  kN;

$r$  – promień krzywizny trasy ciągną;

pozostałe oznaczenia jak wyżej.

- Straty spowodowane doraźnymi odkształceniami betonu

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \quad (7.5)$$

gdzie:

$\Delta \sigma_c(t)$  – zmiana naprężeń w betonie na poziomie środka ciężkości ciągnien wywołana naciągiem ciągnien w chwili ( $t$ );

$j$  – współczynnik zależny od liczby sukcesywnie sprężanych ciągnien ( $n$ ), określony jako:

$$j = (n - 1)/(2n) = (5 - 1)/(2 \cdot 5) = 0,4$$

$E_{cm}(t)$  – moduł sprężystości betonu w chwili ( $t$ ),  $E_{cm}(t) = 39$  GPa dla dźwigarów laboratoryjnych (wg badań materiałowych w dniu sprężania), oraz  $E_{cm}(t) = 35$  MPa dla dźwigarów mostowych – na podstawie klasy betonu.

- Straty opóźnione

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \phi(t, t_0)]} \quad (7.6)$$

gdzie:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  – wartość bezwzględna zmiany (w punkcie  $x$ , w chwili  $t$ ) naprężenia w ciągnach wywołanej przez pełzanie, skurcz i relaksację;

$\varepsilon_{cs}$  – wartość bezwzględna skurczu odkształcenia wyznaczana na podstawie wzoru:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (7.7)$$

gdzie:

$\varepsilon_{cd}$  – odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (7.8)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (7.9)$$

$\varepsilon_{cd,0}$  – nominalna wartość swobodnego skurczu,  $\varepsilon_{cd,0} = 0,36\%$  wyznaczona wg (EN, 2011c) Załącznik B2;

$t$  – wiek betonu w rozważanej chwili (dni), przyjęto  $t = 90$  dla dźwigarów laboratoryjnych (wiek w dniu badania) oraz  $t = 17532$  dla dźwigarów mostowych (szacowany wiek od momentu budowy mostu);

$t_s$  – wiek betonu na początku procesu wysychania (dni), przyjęto  $t_s = 3$ ;

$h_0$  – miarodajny wymiar przekroju równy:

$$2A_c / u = 0,1632 \text{ m}^2 / 2,66 \text{ m} = 0,123 \text{ m};$$

$$A_c - \text{pole przekroju betonu} = 0,1632 \text{ m}^2;$$

$$u - \text{obwód części przekroju nastawionej na wysychanie} = 2,66 \text{ m};$$

$k_h$  – współczynnik zależny od  $h_0$ ,  $k_h = 0,95$  wg (EN, 2011c) Tablica 3.3;

$\varepsilon_{ca}$  – odkształcenia skurczu autogenicznego:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (7.10)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (7.11)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (7.12)$$

$f_{ck}$  – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu,  $f_{ck} = 55$  MPa dla dźwigarów laboratoryjnych (wg badań materiałowych) oraz  $f_{ck} = 40$  MPa dla dźwigarów mostowych (wg klasy betonu);

$\Delta\sigma_{pr}$  – wartość bezwzględna zmiany (w punkcie  $x$ , w chwili  $t$ ) naprężenia w cięgnach wywołanej przez relaksację stali sprężającej, przyjęta jako 2,5% naprężenia początkowego,  $\Delta\sigma_{pr} = 26,30$  MPa wg (BBRV, 2010);

$\varphi(t, t_0)$  – współczynnik pełzania w chwili  $t$  pod obciążeniem przyłożonym w chwili  $t_0$ , przyjęto  $t_0 = 28$  dni,  $\varphi(t, t_0) = 1,10$  wyznaczony wg (EN, 2011c) Załącznik B1;

$\Delta\sigma_{c, QP}$  – naprężenie w betonie w środku ciężkości układu cięgien, wywołane przez ciężar własny i sprężenie początkowe, oraz przez inne oddziaływania prawie stałe;

$I_c$  – moment bezwładności przekroju betonu,  $I_c = 0,01830 \text{ m}^4$ ;

$z_{cp}$  – odległość między środkami ciężkości przekroju betonu i cięgien.

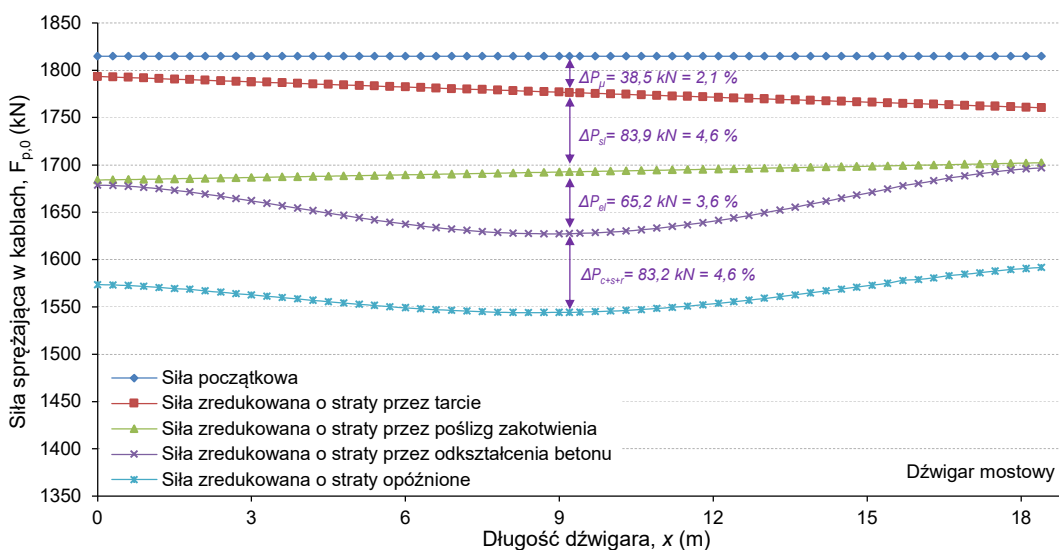
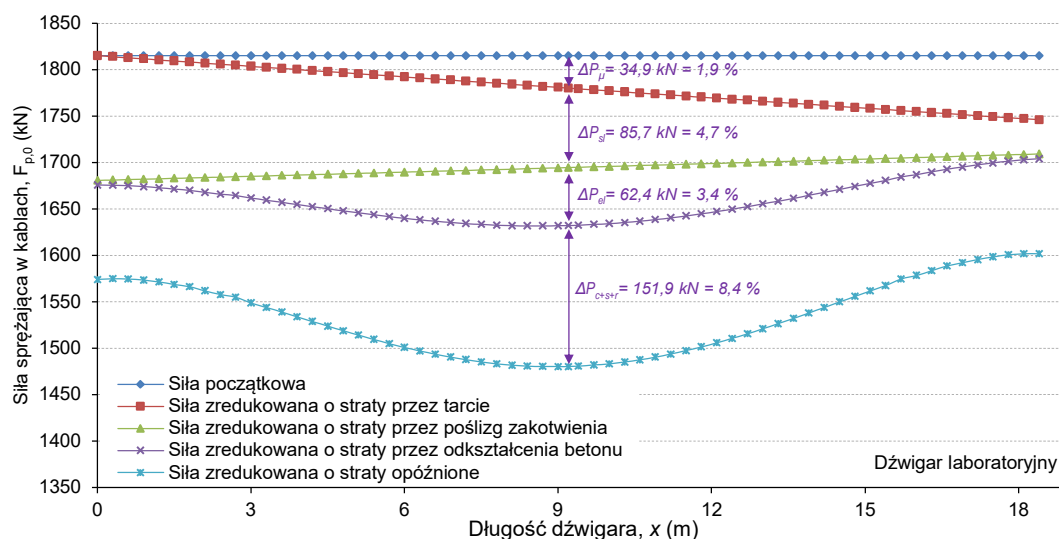
Korzystając z powyższych zależności wyznaczono straty siły sprężającej w dźwigarach laboratoryjnych oraz w istniejących dźwigarach mostu w Szczercowskiej Wsi, wykonując obliczenia dla punktów w rozstawie 0,3 m na całej długości elementów. Wyniki obliczeń wykazały, że mimo dużej różnicy wieku dźwigarów laboratoryjnych i mostowych, spodziewane maksymalne wartości strat siły sprężającej były podobne: 14,9% w przypadku dźwigarów mostowych oraz 18,4% w przypadku dźwigarów laboratoryjnych. Rezultaty obliczeń przedstawia rys. 7.1, w postaci krzywych odpowiadających sumom kolejnych składowych strat na długości dźwigarów, oraz w tabeli 7.1 w postaci zestawienia wartości strat obliczonych dla punktu w środku rozpiętości dźwigarów. Pełen tok obliczeń strat siły sprężającej przedstawiono w Załączniku.

Analiza obliczeniowa wykazała iż większa wartość strat siły sprężającej w dźwigarach laboratoryjnych niż w dźwigarach mostowych była rezultatem różnic w obciążeniach działających na dźwigary. Dużo większe obciążenia stałe działające na dźwigary mostowe (stanowiące ciężar całej konstrukcji mostu) ograniczały przyrost odkształceń reologicznych wynikających ze sprężenia dźwigarów, a co za tym idzie przyrost opóźnionych strat siły sprężającej (patrz wzór (7.6)). Z kolei nieobciążone dźwigary laboratoryjne ulegały znacznie większym odkształceniom w wyniku zmian reologicznych. Potwierdzają to pomiary ugięć dźwigarów laboratoryjnych oraz mostowych. Ujemne ugięcie dźwigarów laboratoryjnych w czasie 22 dni po sprężeniu osiągnęło wartość 50 mm (opisane

poniżej), natomiast ujemne ugięcie pomierzone na dźwigarach mostowych podczas inwentaryzacji wynosiło 30 – 35 mm (patrz rozdział 3.2.1).

Tabela 7.1. Podsumowanie obliczeń strat siły sprężającej w środku rozpiętości dźwigarów.

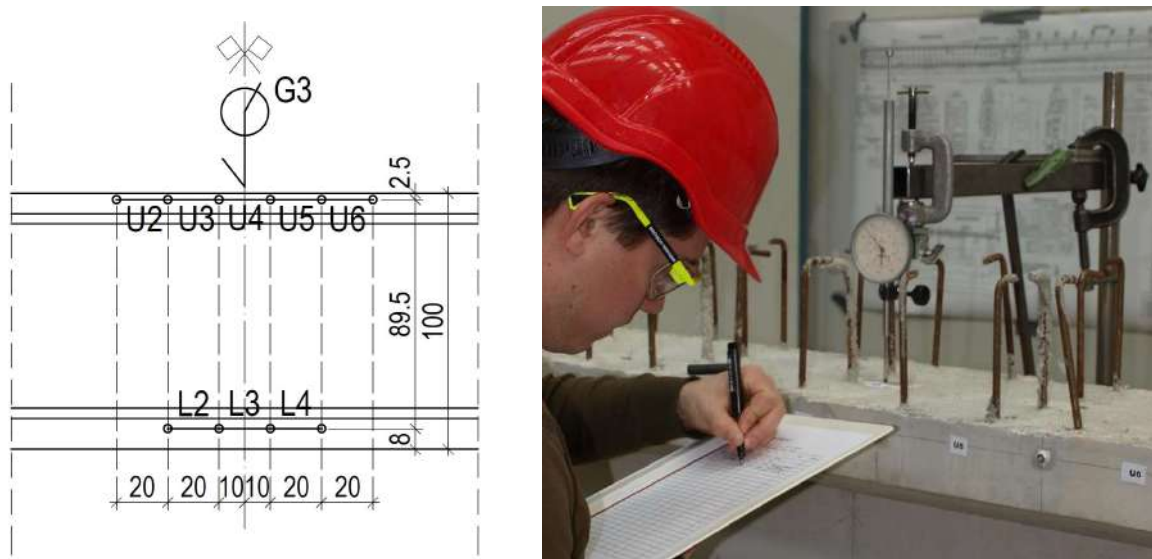
Straty	Dźwigar laboratoryjny		Dźwigar mostowy	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Wywołane tarcie, $\Delta P_{\mu}(x)$	34,9	1,9	38,5	2,1
Wywołane poślizgiem, $\Delta P_{sl}$	85,7	4,7	83,9	4,6
Wywołane doraźnymi odkształceniami betonu, $\Delta P_{el}$	62,4	3,4	65,2	3,6
Straty opóźnione, $\Delta P_{c+s+r}(x)$	151,9	8,4	83,2	4,6
Suma strat, $\Delta P$	334,9	18,4	270,8	14,9
Siła w 5 kablach po stratach, $P$	1480,1 kN		1544,2 kN	



Rysunek 7.1. Straty siły sprężającej w dźwigarze laboratoryjnym oraz mostowym.

Wygięcie dźwigarów w płaszczyźnie pionowej, w środku rozpiętości oraz odkształcenia na powierzchni betonu w strefie ściskanej oraz rozciąganej (w osi zbrojenia zwykłego) monitorowano

podczas sprężania każdego z dźwigarów laboratoryjnych, oraz w okresie kolejnych 22 dni. Do pomiaru odkształceń betonu wykorzystano ekstensometr nasadowy o bazie 200 mm, natomiast do pomiaru ugięć wykorzystano czujnik zegarowy. Odkształcenia betonu w strefie ściskanej mierzono na 3 bazach reperów (L2 – L4), natomiast w strefie rozciąganej na 5 bazach reperów (U2 – U6). Przemieszczenia pionowo mierzono w środku rozpiętości dźwigara (G3) (rys. 7.2). Pomiary prowadzono po sprężeniu każdego z kabli oraz w kolejnych dniach minimum raz dziennie.

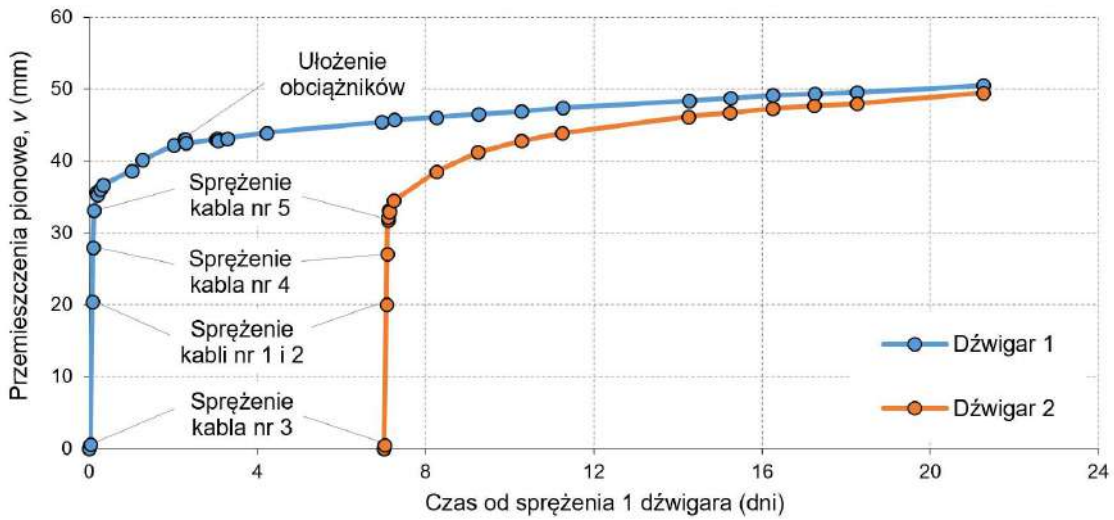


Rysunek 7.2. Lokalizacja czujników podczas sprężania dźwigarów (wymiary w cm).

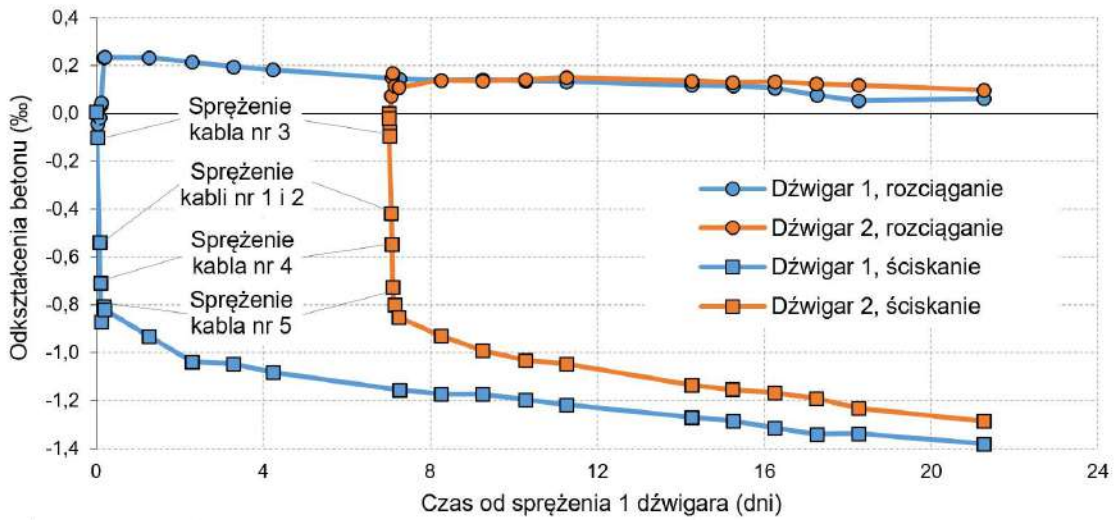
Zaobserwowano że sprężenie dźwigarów skutkowało dużym wygięciem w płaszczyźnie pionowej. Doraźne wygięcie po sprężeniu kabli w przypadku obu dźwigarów wyniosło 35 mm w środku rozpiętości, po czym w szybkim tempie przyrastało do wartości 50 mm na przestrzeni kolejnych dni. Na wykresie na rysunku 7.3 przedstawiono przyrost wygięcia w czasie dla obu dźwigarów (na osi poziomej oznaczono czas od momentu sprężenia kabli w pierwszym dźwigarze – drugi dźwigar sprężano 7 dni później).

W celu ograniczenia gwałtownego przyrostu odkształceń skutkującego wzrostem strat w sile sprężającej, dźwigary zostały dociążone poprzez umieszczenie obciążników o masie 500 kg na ich górnej powierzchni, w środku rozpiętości. W przypadku pierwszego dźwigara ciężar ułożono 3 dni po wykonaniu sprężenia, co jest zauważalne na wykresie przemieszczeń pionowych w postaci zmiany kąta nachylenia krzywej (rys. 7.3). W przypadku drugiego dźwigara dodatkowe obciążenie ułożono już przed rozpoczęciem sprężania.

Na rysunku 7.4 przedstawiono wykres maksymalnych odkształceń betonu w strefie rozciąganej i ściskanej (na poziomie górnego i dolnego zbrojenia głównego belki) wywołanych sprężeniem. Widoczny jest przeważający wpływ ściskania w elemencie na skutek sprężenia nad wpływem zginania wynikającego z mimośrodowego ułożenia kabli na wysokości przekroju, co skutkuje sumarycznym spadkiem odkształceń rozciągających w górnej strefie przekroju, mimo przyrostu krzywizny i wygięcia elementu.



Rysunek 7.3. Wygięcie dźwigarów na skutek sprężenia w funkcji czasu.



Rysunek 7.4. Maksymalne odształcenia ściskające i rozciągające w betonie na skutek sprężenia w funkcji czasu.

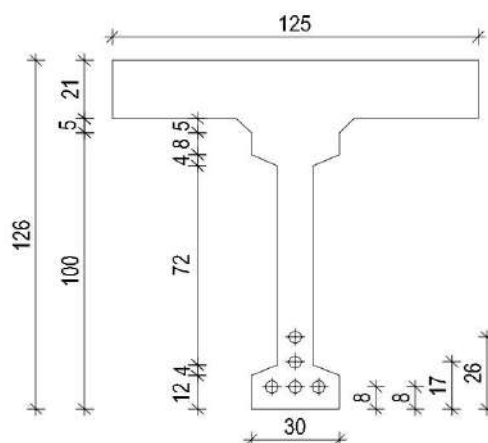
## 7.2. Obliczenia normowe nośności dźwigara laboratoryjnego na zginanie

W poniższym rozdziale przeprowadzona została analiza nośności dźwigarów na zginanie. Dla obu dźwigarów przeprowadzono obliczenia nośności na podstawie obowiązującej dla konstrukcji mostowych Polskiej Normy PN-91/S-10042 (PN, 1991), a także na podstawie Eurokodu PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c). Udział zbrojenia kompozytowego został uwzględniony w obliczeniach zgodnie z zaleceniami normy *fib bulletin 90* (fib, 2019) – patrz rozdział 7.3.1. Rozpatrzono dwa warianty: zniszczenie dźwigara wzmocnionego na skutek odspojenia taśm CFRP oraz na skutek zerwania taśm CFRP.

### 7.2.1. Obliczenia nośności na zginanie według PN-91/S-10042 (PN, 1991)

Obliczenia wykonano zgodnie z parametrami wytrzymałościowymi betonu, zbrojenia stalowego i kompozytowego określonego na podstawie badań materiałowych opisanych w rozdziale 5.1 oraz kartami technicznymi (S&P, 2012c). W celu uzyskania rzeczywistych nośności dźwigarów pominięto wszystkie współczynniki materiałowe.

#### Dźwigar niewzmocniony



Rysunek 7.5. Geometria przekroju przyjęta do obliczeń (wymiary w cm).

$$b_t = 1250,0 \quad [\text{mm}] \qquad t = 210,0 \quad [\text{mm}]$$

$$h = 1260,0 \quad [\text{mm}]$$

#### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu belek

$$R_{bk,bel} - \text{wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie} \qquad R_{bk,bel} = 64,6 \quad [\text{MPa}]$$

$$R_{b1,bel} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \qquad R_{b1,bel} = 64,6 \quad [\text{MPa}]$$

$$R_{b2,bel} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \qquad R_{b2,bel} = 64,6 \quad [\text{MPa}]$$

$$R_{bb,bel} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \qquad R_{bb,bel} = 64,6 \quad [\text{MPa}]$$

$$E_{b,bel} - \text{moduł sprężystości betonu} \qquad E_{b,bel} = 34,6 \quad [\text{MPa}]$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu płyty pomostu

$R_{bk,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$R_{bk,pl} =$	50,0 [MPa]
$R_{b1,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{b1,pl} =$	50,0 [MPa]
$R_{b2,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{b2,pl} =$	50,0 [MPa]
$R_{bb,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{bb,pl} =$	50,0 [MPa]
$E_{b,pl}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{b,pl} =$	32,1 [MPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej

Kable sprężające	9Ø7	$A_l =$	38,5 [mm <sup>2</sup> ]
Liczba cięgien	$n_{pl} = 9$	$A_{pl} =$	346,3 [mm <sup>2</sup> ]
$n_p$ – liczba kabli sprężających		$n_p =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających		$A_p =$	1731,6 [mm <sup>2</sup> ]
$R_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej		$R_{pk} =$	1670,0 [MPa]
$P_p$ – charakterystyczna siła sprężająca (5 · 363 kN)		$P_p =$	1815,0 [kN]
$\Delta P_p$ – straty siły sprężającej (wg rozdz. 7.1)		$\Delta P_p =$	18,4 [%]
$P_{pc}$ – charakterystyczna siła sprężająca zmniejszona o straty			
$P_{pc} = P_p \cdot (1 - \Delta P_p)$		$P_{pc} =$	1480,1 [kN]

### Charakterystyka wytrzymałościowa podłużnego zbrojenia pasywnego

$n_a$ – liczba prętów		$n_a =$	8
$A_{a1}$ – pole powierzchni jednego pręta $\Phi = 6$ mm		$A_{a1} =$	28,3 [mm <sup>2</sup> ]
$A_a$ – pole powierzchni 8 prętów $\Phi = 6$ mm		$A_a =$	226,1 [mm <sup>2</sup> ]
$R_{ak}$ – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zwykłego		$R_{ak} =$	461,0 [MPa]



### Przekrój sprowadzony

Przekrój belki brutto  $A_{bel} = 163200,0 \text{ [mm}^2\text{]}$

Przekrój płyty brutto  $A_{pt} = 280000,0 \text{ [mm}^2\text{]}$

Przekrój sprowadzony płyty

$$A_{pt,spr} = E_{b,pt} / E_{b,bel} \cdot A_{pt} = 259768,8 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Szerokość sprowadzona płyty – uwzględnieniem pola części przekroju na połączeniu belki i płyty o kształcie trapezu o wymiarach 400 x 300 x 50 mm (patrz rysunek)

$$b_l = (A_{pt,spr} - (400 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) \cdot 50 \text{ mm} / 2) / h_{pt} = 1153,7 \text{ [mm]}$$

### **Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem nośności strefy rozciąganej przy zginaniu**

Moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a$$

$c$  – współczynnik współpracy cięgna z betonem (pełna współpraca)

$$c = 1,0$$

Pole przekroju strefy ściskanej betonu

$$A_{bc} = (c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a) / R_{bk} = 46377,6 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Wysokość strefy ściskanej betonu w płycie

$$x = A_{bc} / b_l = 40,2 \text{ [mm]}$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali sprężającej od dolnej krawędzi belki ( $a_{p1,2,3}$ ,  $a_{p4}$ ,  $a_{p5}$  – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)

$$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1}) = 124,0 \text{ [mm]}$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od dolnej krawędzi belki (położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40 \text{ mm}$ ,  $a_{a2} = 100 \text{ mm}$ ,  $a_{a3} = 130 \text{ mm}$ )

$$a_a = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1}) = 77,0 \text{ [mm]}$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia sprężającego względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_p = A_p \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_p) = 1932292,1 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Moment statyczny pola przekroju stali zbrojeniowej względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_a = A_a \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_a) \qquad S_a = 262908,4 \quad [\text{mm}^3]$$

$M_{ns}$  – obliczeniowy moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a \qquad M_{ns} = 3348,1 \quad [\text{kNm}]$$

### **Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem wytrzymałości betonu na ściskanie**

Moment niszczący

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_{ac}$$

Wysokość strefy ściskanej (wg. (PN, 1991) rozdz. 9.4.3):

$$x = 0,40 h_l \qquad x = 454,4 \quad [\text{mm}]$$

Moment statyczny pola strefy ściskanej betonu względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_b = \qquad S_b = 298214343,3 \quad [\text{mm}^3]$$

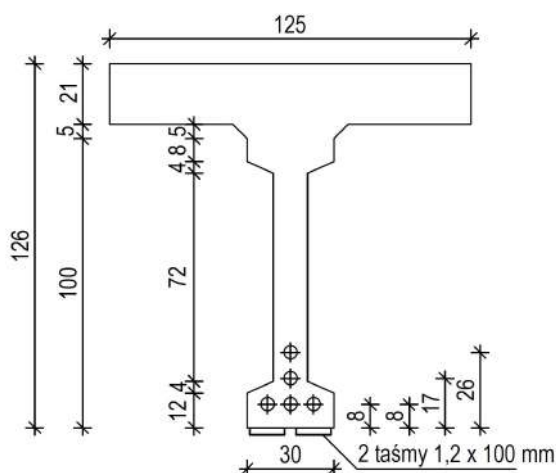
Moment statyczny pola zbrojenia zwykłego względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_{ac} = \qquad S_{ac} = 10625,8 \quad [\text{mm}^3]$$

$$\text{Moment niszczący} \qquad M_{nb} = 19269,5 \quad [\text{kNm}]$$

Z obliczeń na podstawie normy (PN, 1991) wynika, że nośność na zginanie dźwigara niewzmocnionego wynosi  $M_{ns} = 3348,1 \text{ kNm}$ .

## Dźwigar wzmocniony



Rysunek 7.6. Geometria przekroju i zbrojenia CFRP przyjęta do obliczeń (wymiary w cm).

$$b_t = 1250,0 \text{ [mm]} \quad t = 210,0 \text{ [mm]}$$

$$h = 1260,0 \text{ [mm]}$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu belek

$$R_{bk,bel} - \text{wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie} \quad R_{bk,bel} = 66,9 \text{ [MPa]}$$

$$R_{b1,bel} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \quad R_{b1,bel} = 66,9 \text{ [MPa]}$$

$$R_{b2,bel} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \quad R_{b2,bel} = 66,9 \text{ [MPa]}$$

$$R_{bb,bel} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \quad R_{bb,bel} = 66,9 \text{ [MPa]}$$

$$E_{b,bel} - \text{moduł sprężystości betonu} \quad E_{b,bel} = 33,5 \text{ [MPa]}$$

$$R_{bt0,05} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie} \quad R_{bt0,05} = 4,7 \text{ [MPa]}$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu płyty pomostu

$$R_{bk,pl} - \text{wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie} \quad R_{bk,pl} = 53,5 \text{ [MPa]}$$

$$R_{b1,pl} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \quad R_{b1,pl} = 53,5 \text{ [MPa]}$$

$$R_{b2,pl} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \quad R_{b2,pl} = 53,5 \text{ [MPa]}$$

$$R_{bb,pl} - \text{wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie} \quad R_{bb,pl} = 53,5 \text{ [MPa]}$$

$$E_{b,pl} - \text{moduł sprężystości betonu} \quad E_{b,pl} = 34,0 \text{ [MPa]}$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej

Kable sprężające	9Ø7	$A_l =$	38,5 [mm <sup>2</sup> ]
Liczba cięgien	$n_{pl} = 9$	$A_{pl} =$	346,3 [mm <sup>2</sup> ]
$n_p$ – liczba kabli sprężających		$n_p =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających		$A_p =$	1731,6 [mm <sup>2</sup> ]
$R_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej		$R_{pk} =$	1670,0 [MPa]
$P_p$ – charakterystyczna siła sprężająca (5 kabli · 363 kN)		$P_p =$	1815,0 [kN]
$\Delta P_p$ – straty siły sprężającej (wg rozdz. 7.1)		$\Delta P_p =$	18,4 [%]
$P_{pc}$ – charakterystyczna siła sprężająca zmniejszona o straty			
$P_{pc} = P_p \cdot (1 - \Delta P_p)$		$P_{pc} =$	1480,1 [kN]

### Charakterystyka wytrzymałościowa podłużnego zbrojenia pasywnego

$n_a$ – liczba prętów		$n_a =$	8
$A_{al}$ – pole powierzchni jednego pręta $\Phi = 6$ mm		$A_{al} =$	28,3 [mm <sup>2</sup> ]
$A_a$ – pole powierzchni 8 prętów $\Phi = 6$ mm		$A_a =$	226,1 [mm <sup>2</sup> ]
$R_{ak}$ – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zwykłego		$R_{ak} =$	461,0 [MPa]

### Przekrój sprowadzony

Przekrój belki brutto		$A_{bel} =$	163200,0 [mm <sup>2</sup> ]
Przekrój płyty brutto		$A_{pl} =$	280000,0 [mm <sup>2</sup> ]
Przekrój sprowadzony płyty			
$A_{pl,spr} = E_{b,pl} / E_{b,bel} \cdot A_{pl} =$			284719,1 [mm <sup>2</sup> ]
Szerokość sprowadzona płyty – uwzględnieniem pola części przekroju na połączeniu belki i płyty o kształcie trapezu o wymiarach 400 x 300 x 50 mm (patrz rysunek)			
$b_l = (A_{pl,spr} - (400 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) \cdot 50 \text{ mm} / 2) / h_{pl}$			1269,9 [mm]

### Charakterystyka wytrzymałościowa zbrojenia CFRP

$n_f$ – liczba taśm CFRP	$n_f =$	2
$b_f$ – szerokość taśmy	$b_f =$	100,0 [mm]
$t_f$ – grubość taśmy	$t_f =$	1,2 [mm]
$A_{f1}$ – pole przekroju taśmy	$A_{f1} =$	120,0 [mm <sup>2</sup> ]
$E_f$ – moduł sprężystości taśmy CFRP	$E_f =$	168,0 [GPa]
$R_{fk}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie taśm CFRP	$R_{fk} =$	2875,0 [MPa]
$\varepsilon_{fu}$ – odkształcenia graniczne taśmy CFRP	$\varepsilon_{fu} =$	16,8 [‰]

#### **1) Założenie zniszczenia na skutek odspojenia taśm**

$R_{fd,tot}$  – całkowite naprężenia w zbrojeniu CFRP

$$R_{fd,tot} = R_{fp} + R_{fd}$$

$R_{fp}$  – naprężenia w zbrojeniu CFRP wywołane sprężeniem do poziomu odkształceń  $\varepsilon_{fp}$

$$R_{fp} = \varepsilon_{fp} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{fp}$  – odkształcenia w kompozycie CFRP po wstępnym sprężeniu

$$\varepsilon_{fp} = 6,0 \text{ [‰]}$$

$R_{fd}$  – naprężenia w kompozycie CFRP podczas odspojenia (Intermediate Crack Debonding)

$$R_{fd} = \varepsilon_{f,lim} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{f,lim}$  – wg (fib, 2019) – patrz rozdział 7.3.1

$$\varepsilon_{f,lim} = 5,6 \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{f,lim}$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = 11,6 \text{ [‰]}$$

$$R_{fd,tot} = \varepsilon_{fd,tot} \cdot E_f$$

$$R_{fd,tot} = 1948,8 \text{ [MPa]}$$

### Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem nośności strefy rozciąganej przy zginaniu

Moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{fd,tot} \cdot S_f$$

$c$  – współczynnik współpracy ciągną z betonem

$$c = 1,0$$

Pole przekroju strefy ściskanej betonu

$$A_{bc} = (c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a + R_{fd,tot} \cdot A_f) / R_{bk} \quad A_{bc} = 51774,4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Wysokość strefy ściskanej betonu w płycie

$$x = A_{bc} / b_l \quad x = 40,8 \text{ [mm]}$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali sprężającej od dolnej krawędzi belki ( $a_{p1,2,3}$ ,  $a_{p4}$ ,  $a_{p5}$  – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)

$$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1}) \quad a_p = 124,0 \text{ [mm]}$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od dolnej krawędzi belki (położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40$  mm,  $a_{a2} = 100$  mm,  $a_{a3} = 130$  mm)

$$a_a = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1}) \quad a_a = 77,0 \text{ [mm]}$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia sprężającego względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_p = A_p \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_p) \quad S_p = 1931798,6 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Moment statyczny pola przekroju stali zbrojeniowej względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_a = A_a \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_a) \quad S_a = 262844,0 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia CFRP względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot (h - 0,5 \cdot x + t_f / 2) \quad S_f = 297651,5 \text{ [mm}^3\text{]}$$

$M_{ns,d}$  – obliczeniowy moment niszczący

$$M_{ns,d} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{fd,tot} \cdot S_f \quad M_{ns,d} = 3927,3 \text{ [kNm]}$$

## 2) Założenie zniszczenia na skutek zerwania taśm

$R_{fd,tot}$  – całkowite naprężenia w zbrojeniu CFRP

$$R_{fd,tot} = R_{fk} \quad R_{fd,tot} = 2875,0 \text{ [MPa]}$$

### Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem nośności strefy rozciąganej przy zginaniu

Moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{fd,tot} \cdot S_f$$

$c$  – współczynnik współpracy ciągną z betonem  $c = 0,75$

Pole przekroju strefy ściskanej betonu

$$A_{bc} = (c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a + R_{fd,tot} \cdot A_f) / R_{bk} \quad A_{bc} = 55097,1 \quad [\text{mm}^2]$$

Wysokość strefy ściskanej betonu w płycie

$$x = A_{bc} / b_l \quad x = 43,4 \quad [\text{mm}]$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali sprężającej od dolnej krawędzi belki ( $a_{p1,2,3}$ ,  $a_{p4}$ ,  $a_{p5}$  – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)

$$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p4} \cdot a_{p4} + A_{p5} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1}) \quad a_p = 124,0 \quad [\text{mm}]$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od dolnej krawędzi belki (położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40$  mm,  $a_{a2} = 100$  mm,  $a_{a3} = 130$  mm)

$$a_a = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1}) \quad a_a = 77,0 \quad [\text{mm}]$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia sprężającego względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_p = A_p \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_p) \quad S_p = 1929533,2 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola przekroju stali zbrojeniowej względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_a = A_a \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_a) \quad S_a = 262548,2 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia CFRP względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot (h - 0,5 \cdot x + t_f / 2) \quad S_f = 297337,6 \quad [\text{mm}^3]$$

$M_{ns,r}$  – obliczeniowy moment niszczący

$$M_{ns,r} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{fd,tot} \cdot S_f \quad M_{ns,r} = 4198,2 \quad [\text{kNm}]$$

## Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem wytrzymałości betonu na ściskanie

Moment niszczący

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_{ac} + R_{fd,tot} \cdot S_{fc}$$

Wysokość strefy ściskanej (wg. (PN, 1991) rozdz. 9.4.3):

$$x = 0,40 h_l \qquad x = 454,4 \text{ [mm]}$$

Moment statyczny pola strefy ściskanej betonu względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_b = \qquad S_b = 306696580,1 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Moment statyczny pola zbrojenia zwykłego względem środka ciężkości rozciąganej stali sprężającej

$$S_{ac} = \qquad S_{ac} = 10625,8 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Moment statyczny pola zbrojenia CFRP względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_{fc} = \qquad S_{fc} = 29904,0 \text{ [mm}^3\text{]}$$

$$M_{nb} \text{ – obliczeniowy moment niszczący} \qquad M_{nb} = 20575,5 \text{ [kNm]}$$

Z obliczeń na podstawie normy (PN, 1991) wynika, że nośność na zginanie dźwigara wzmocnionego przy założeniu zniszczenia przez odspojenie taśm CFRP wynosi  $M_{ns,d} = 3927,3$  kNm, natomiast przy założeniu zniszczenia przez zerwanie taśm wynosi  $M_{ns,r} = 4198,2$  kNm. Oznacza to wzrost nośności na zginanie o odpowiednio  $\Delta M_{ns,d} = 579,2$  kNm oraz  $\Delta M_{ns,r} = 850,81$  kNm. Stopień wzmocnienia wynosi zatem odpowiednio:

$$\eta_{u,d} = \frac{M_{ns,d} - M_{ns}}{M_{ns}} = \frac{3927,3 \text{ kN} - 3348,1 \text{ kN}}{3348,1 \text{ kN}} = 0,17$$

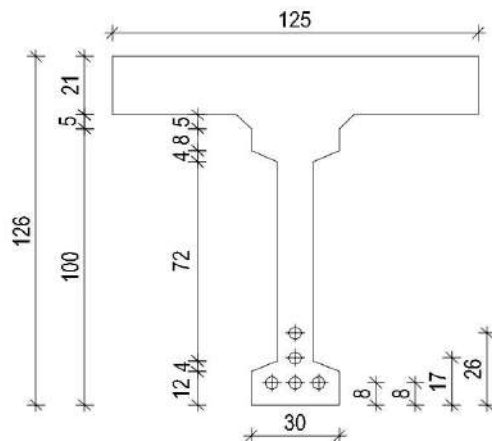
$$\eta_{u,r} = \frac{M_{ns,r} - M_{ns}}{M_{ns}} = \frac{4198,2 \text{ kN} - 3348,1 \text{ kN}}{3348,1 \text{ kN}} = 0,25$$



## 7.2.2. Obliczenia nośności na zginanie według PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c)

Obliczenia wykonano zgodnie z parametrami wytrzymałościowymi betonu, zbrojenia stalowego i kompozytowego określonego na podstawie badań materiałowych opisanych w rozdziale 5.1 oraz kartami technicznymi (S&P, 2012c). W celu uzyskania rzeczywistych nośności dźwigarów pominięto wszystkie współczynniki materiałowe.

### Dźwigar niewzmocniony



Rysunek 7.7. Geometria przekroju przyjęta do obliczeń (wymiar w cm).

$$\begin{aligned} b_t &= 1250,0 \text{ [mm]} & t &= 210,0 \text{ [mm]} \\ h &= 1260,0 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu belek

$f_{ck,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$f_{ck,bel} = 64,6$ [MPa]
$f_{cd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,bel} = 64,6$ [MPa]
$E_{c,bel}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,bel} = 34,6$ [GPa]
$f_{ctk,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	$f_{ctk,bel} = 4,3$ [MPa]
$f_{ctd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	$f_{ctd,bel} = 4,3$ [MPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu płyty pomostu

$f_{ck,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$f_{ck,pl} = 50,0$ [MPa]
$f_{cd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,pl} = 50,0$ [MPa]
$E_{c,pl}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,pl} = 32,1$ [GPa]
$f_{ctk,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	$f_{ctk,pl} = 3,9$ [MPa]
$f_{ctd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	$f_{ctd,pl} = 3,9$ [MPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej

Kable sprężające	9Ø7	$A_l =$	38,5 [mm <sup>2</sup> ]
Liczba cięgien	$n_{p1} = 9$	$A_{p1} =$	346,3 [mm <sup>2</sup> ]
$n_p$ – liczba kabli sprężających		$n_{p.} =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających		$A_p =$	1731,6 [mm <sup>2</sup> ]
$f_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej		$f_{pk} =$	1670,0 [MPa]
$f_{p0,1k}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali sprężającej		$f_{p0,1k} =$	1440,0 [MPa]
$E_p$ – moduł sprężystości stali sprężającej		$E_p =$	205,0 [GPa]
Siła sprężająca w chwili sprężenia:		$F_{p,max} =$	1815,0 [kN]
Poziom strat siły sprężającej (wg rozdz. 7.1)		$\Delta F_p =$	18,4 [%]
Siła sprężającą w kablu po stratach:			
$F_{p1} = (1 - \Delta F_p) \cdot F_{p,max} =$		$F_{p1} =$	1480,1 [kN]
Naprężenie w kablach po stratach:			
$\sigma_{pm1} = F_{p1} / A_p$		$\sigma_{pm1} =$	859,5 [MPa]
$\varepsilon_{pm0}$ – odkształcenie stali sprężającej po stratach		$\varepsilon_{pm0} =$	4,2 [‰]
$a_p$ – odległość środka ciężkości przekroju zbrojenia sprężającego od dolnej krawędzi belki ( $a_{p1,2,3}$ , $a_{p4}$ , $a_{p5}$ – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)			
$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1})$		$a_p =$	124,0 [mm]
$d$ – wysokość użyteczna = $h - a_p$		$d =$	1136,0 [mm]

### Charakterystyka wytrzymałościowa podłużnego zbrojenia pasywnego

$n_s$ – liczba prętów	$n_s = 8$	$A_{s1} =$	28,3 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s1}$ – pole powierzchni jednego pręta $\Phi = 6$ mm			
$f_{yk}$ – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zwykłego		$f_{yk} =$	461,0 [MPa]
$f_{yd}$ – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia zwykłego		$f_{yd} =$	461,0 [MPa]

$a_a$  – odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od dolnej krawędzi belki (położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40$  mm,  $a_{a2} = 100$  mm,  $a_{a3} = 130$  mm)

$$a_s = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1}) = 77,0 \text{ [mm]}$$

#### Warunek równowagi sił poziomych

$$\sum F_x = 0$$

Siła ściskająca w ściskanej strefie betonu płyty pomostu o wysokości  $x$

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie zwykłe w belce

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 104,2 \text{ [kN]}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie sprężające

$$F_p = n_p \cdot A_{p1} \cdot f_{pd} = 2493,5 \text{ [kN]}$$

Z warunku równowagi sił poziomych:

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c = F_p + F_s$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x = (F_p + F_s) / (0,8 \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}) = 52,0 \text{ [mm]}$$

$$\zeta = x / d = 0,046$$

Odkształcenia w stali zbrojeniowej (suma odkształceń początkowych  $\varepsilon_{pm0}$  i przyrostu odkształceń na skutek działania momentu  $\Delta\varepsilon_p$ )

$$\Delta\varepsilon_p = -3,5 \cdot (1 - \zeta) / \zeta$$

$$\Delta\varepsilon_p = 73,0 \text{ [‰]}$$

$$\sum\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{pm0} = 77,2 \text{ [‰]}$$

Warunek wystąpienia uplastycznienia zbrojenia rozciąganego jest spełniony:

$$\sum\varepsilon_p > \varepsilon_{py} = f_{pd} / E_p = 7,02 \text{ [‰]}$$

$$77,2 \text{ [‰]} > 7,02 \text{ [‰]}$$



$f_{cd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,pl} =$	53,5 [MPa]
$E_{c,pl}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,pl} =$	34,0 [GPa]
$f_{ctk,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	$f_{ctk,pl} =$	3,9 [MPa]
$f_{ctd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	$f_{ctd,pl} =$	3,9 [MPa]

#### Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej

Kable sprężające	9Ø7	$A_l =$	38,5 [mm <sup>2</sup> ]
Liczba cięgien	$n_{p1} = 9$	$A_{p1} =$	346,3 [mm <sup>2</sup> ]
$n_p$ – liczba kabli sprężających		$n_p =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających		$A_p =$	1731,6 [mm <sup>2</sup> ]
$f_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej		$f_{pk} =$	1670,0 [MPa]
$f_{p0,1k}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali sprężającej		$f_{p0,1k} =$	1440,0 [MPa]
$E_p$ – moduł sprężystości stali sprężającej		$E_p =$	205,0 [GPa]
Siła sprężająca w chwili sprężenia:		$F_{p,max} =$	1815,0 [kN]
Poziom strat siły sprężającej (wg rozdz. 7.1)		$\Delta F_p =$	18,4 [%]
Siła sprężająca w kablu po stratach:			
$F_{p1} = (1 - \Delta F_p) \cdot F_{p,max} =$		$F_{p1} =$	1480,1 [kN]
Naprężenie w kablach po stratach:			
$\sigma_{pm1} = F_{p1} / A_p$		$\sigma_{pm1} =$	859,5 [MPa]
$\varepsilon_{pm0}$ – odkształcenie stali sprężającej po stratach		$\varepsilon_{pm0} =$	4,2 [%]
$a_p$ – odległość środka ciężkości przekroju zbrojenia sprężającego od dolnej krawędzi belki ( $a_{p1,2,3}$ , $a_{p4}$ , $a_{p5}$ – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)			
$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1})$		$a_p =$	124,0 [mm]
$d$ – wysokość użyteczna = $h - a_p$		$d =$	1136,0 [mm]

#### Charakterystyka wytrzymałościowa podłużnego zbrojenia pasywnego

$n_s$ – liczba prętów	$n_s = 8$	$A_{s1} =$	28,3 [mm <sup>2</sup> ]
-----------------------	-----------	------------	-------------------------

$A_{s1}$  – pole powierzchni jednego pręta  $\Phi = 6$  mm

$f_{yk}$  – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zwykłego  $f_{yk} = 461,0$  [MPa]

$f_{yd}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia zwykłego  $f_{yd} = 461,0$  [MPa]

$a_a$  – odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od dolnej krawędzi belki  
(położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40$  mm,  $a_{a2} = 100$  mm,  $a_{a3} = 130$  mm)

$a_s = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1})$   $a_s = 77,0$  [mm]

### Charakterystyka wytrzymałościowa zbrojenia CFRP

$n_f$  – liczba taśm CFRP  $n_f = 2$

$b_f$  – szerokość taśmy  $b_f = 100,0$  [mm]

$t_f$  – grubość taśmy  $t_f = 1,2$  [mm]

$A_{f1}$  – pole przekroju taśmy  $A_{f1} = 120,0$  [mm<sup>2</sup>]

$E_f$  – moduł sprężystości taśmy CFRP  $E_f = 168,0$  [GPa]

$f_{fk}$  – wytrzymałość charakt. na rozciąganie taśmy CFRP  $f_{fk} = 2875,0$  [MPa]

$\varepsilon_{fu}$  – odkształcenia graniczne taśmy CFRP  $\varepsilon_{fu} = 16,8$  [%o]

### Warunek równowagi sił poziomych

$$\sum F_x = 0$$

Siła ściskająca przenoszona przez beton płyty pomostu o wysokości  $x$

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie zwykłe w belce

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad F_s = 43,0 \text{ [kN]}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie sprężające

$$F_p = n_p \cdot A_{p1} \cdot f_{pd} \quad F_p = 2493,5 \text{ [kN]}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie CFRP

$$F_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot f_{fd,tot}$$

## 1) Założenie zniszczenia na skutek odspojenia taśm

$f_{fd,tot}$  – całkowite naprężenia w zbrojeniu CFRP

$$f_{fd,tot} = f_{fp} + f_{fd}$$

$f_{fp}$  – naprężenia w zbrojeniu CFRP wywołane sprężeniem do poziomu odkształceń  $\varepsilon_{fp}$

$$f_{fp} = \varepsilon_{fp} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{fp}$  – odkształcenia w kompozycie CFRP po wstępnym sprężeniu

$$\varepsilon_{fp} = 6,0 \quad [\%]$$

$f_{fd}$  – naprężenia w kompozycie CFRP podczas odspojenia (Intermediate Crack Debonding)

$$f_{fd} = \varepsilon_{f,lim} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{f,lim}$  – wg (fib, 2019) – patrz rozdział 7.3.1

$$\varepsilon_{f,lim} = 5,6 \quad [\%]$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{f,lim}$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = 11,6 \quad [\%]$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie CFRP

$$F_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot f_{fd,tot}$$

$$F_f = 467,7 \quad [\text{kN}]$$

$$f_{fd,tot} = \varepsilon_{fd,tot} \cdot E_f$$

$$f_{fd,tot} = 1948,8 \quad [\text{MPa}]$$

Z warunku równowagi sił poziomych:

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c = F_p + F_s + F_f$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x = (F_p + F_s + F_f) / (0,8 \cdot b_t \cdot f_{cd,pl})$$

$$x = 56,2 \quad [\text{mm}]$$

$$\zeta = x / d$$

$$\zeta = 0,049$$

Odształcenia w stali zbrojeniowej (suma odkształceń początkowych  $\varepsilon_{pm0}$  i przyrostu odkształceń na skutek działania momentu  $\Delta\varepsilon_p$ )

$$\Delta\varepsilon_p = -3,5 \cdot (1 - \zeta) / \zeta$$

$$\Delta\varepsilon_p = 67,3 \quad [\%]$$

$$\sum \varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{pm0} = 71,5 \quad [\%]$$

Warunek wystąpienia uplastycznienia zbrojenia rozciąganego jest spełniony:

$$\sum \varepsilon_p > \varepsilon_{py} = f_{pd} / E_p = 7,02 \quad [\%]$$

$$71,5 \quad [\%] > 7,02 \quad [\%]$$

### Warunek równowagi momentów

$$\sum M = 0$$

Moment niszczący

$$M_{Rd,d} = F_p \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) + F_s \cdot (d_s - 0,4 \cdot x) + F_f \cdot (d_f - 0,4 \cdot x) \quad M_{Rd,d} = 3405,3 \quad [\text{kNm}]$$

### **2) Założenie zniszczenia na skutek zerwania taśm**

$f_{fd,tot}$  – całkowite naprężenia w zbrojeniu CFRP

$$f_{fd,tot} = f_{fk} \quad f_{fd,tot} = 2875,0 \quad [\text{MPa}]$$

$$F_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot f_{fd,tot} \quad F_f = 690,0 \quad [\text{kN}]$$

Z warunku równowagi sił poziomych:

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c = F_p + F_s + F_f$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x = (F_p + F_s + F_f) / (0,8 \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}) \quad x = 60,3 \quad [\text{mm}]$$

$$\zeta = x / d \quad \zeta = 0,053$$

Odształcenia w stali zbrojeniowej (suma odkształceń początkowych  $\varepsilon_{pm0}$  i przyrostu odkształceń na skutek działania momentu  $\Delta\varepsilon_p$ )

$$\Delta\varepsilon_p = -3,5 \cdot (1 - \zeta) / \zeta$$

$$\Delta\varepsilon_p = 62,4 \quad [\%]$$

$$\sum \varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{pm0} = 66,6 \quad [\%]$$

Warunek wystąpienia uplastycznienia zbrojenia rozciąganego jest spełniony:

$$\sum \varepsilon_p > \varepsilon_{py} = f_{pd} / E_p = 7,02 \quad [\%]$$

$$66,6 \quad [\%] > 7,02 \quad [\%]$$

### Warunek równowagi momentów

$$\sum M = 0$$



## Moment niszczący

$$M_{Rd,r} = F_p \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) + F_s \cdot (d_s - 0,4 \cdot x) + F_f \cdot (d_f - 0,4 \cdot x) \quad M_{Rd,r} = 3675,01 \text{ [kNm]}$$

Z obliczeń na podstawie normy (EN, 2011c) wynika, że nośność na zginanie dźwigara wzmocnionego przy założeniu zniszczenia przez odspojenie taśm CFRP wynosi  $M_{Rd,d} = 3405,3$  kNm, natomiast przy założeniu zniszczenia przez zerwanie taśm wynosi  $M_{Rd,r} = 3675,0$  kNm. Oznacza to wzrost nośności na zginanie o odpowiednio  $\Delta M_{Rd,d} = 503,4$  kNm oraz  $\Delta M_{Rd,r} = 773,1$  kNm. Stopień wzmocnienia wynosi zatem odpowiednio:

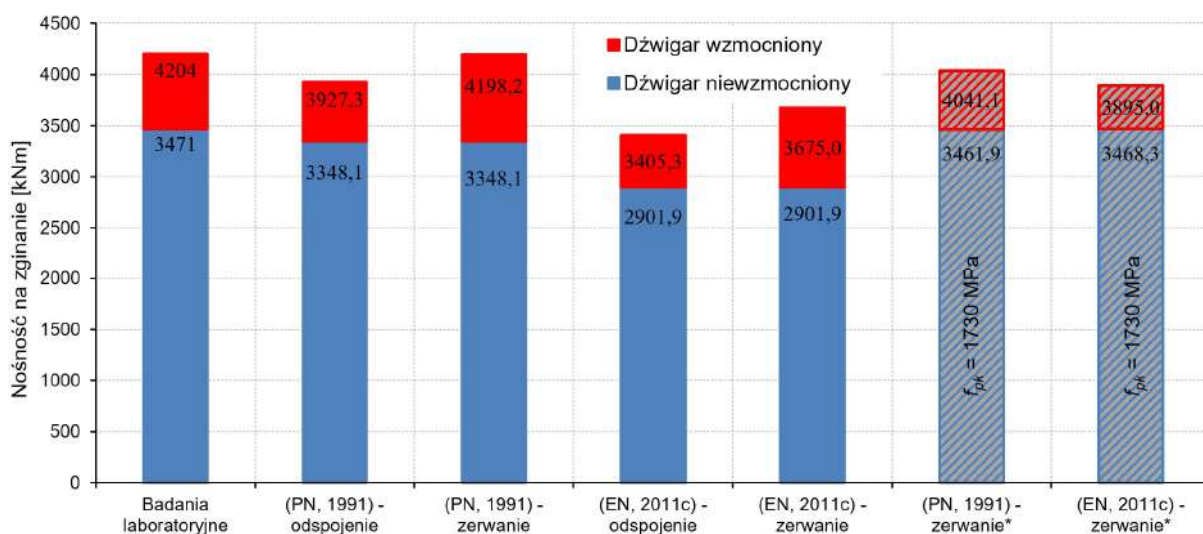
$$\eta_{u,d} = \frac{M_{Rd,d} - M_{Rd}}{M_{Rd}} = \frac{3405,3 \text{ kN} - 2901,9 \text{ kN}}{2901,9 \text{ kN}} = 0,17$$

$$\eta_{u,d} = \frac{M_{Rd,r} - M_{Rd}}{M_{Rd}} = \frac{3675,0 \text{ kN} - 2901,9 \text{ kN}}{2901,9 \text{ kN}} = 0,27$$

W tabeli 7.2 przedstawiono podsumowanie wyników badań laboratoryjnych oraz obliczeń wg Polskiej Normy (PN, 1991) i Eurokodu 2 (EN, 2011c) pod kątem nośności na zginanie dźwigara niewzmocnionego oraz wzmocnionego, z uwzględnieniem dwóch sposobów zniszczenia dźwigara wzmocnionego: przed odspojenie oraz przez zerwanie taśm CFRP. Zestawienie graficzne wyników badań i obliczeń przedstawiono na rysunku 7.9.

Tabela 7.2. Podsumowanie wyników badań i obliczeń nośności dźwigarów.

	Badania	(PN, 1991)		(EN, 2011c)	
		odsp.	zerw.	odsp.	zerw.
Nośność na zginanie dźwigara niewzmocnionego [kNm]	3471	3348,1		2901,9	
Nośność na zginanie dźwigara wzmocnionego [kNm]	4204	3927,3	4198,2	3405,3	3675,0
Przyrost nośności na skutek wzmocnienia [kNm]	733	579,2	850,1	503,4	773,1



Rysunek 7.9. Zestawienie wyników badań i obliczeń nośności na zginanie.

Wyniki porównania pokazują że nośności uzyskane w badaniach laboratoryjnych były wyższe niż charakterystyczne nośności uzyskane na podstawie obliczeń. W przypadku obliczeń na podstawie Polskiej Normy (PN, 1991) nośności doświadczalne dźwigara niewzmocnionego i wzmacnionego (przy założeniu zniszczenia przez zerwanie) były odpowiednio o 3,7% i 0,1% wyższe niż obliczone. Natomiast w przypadku obliczeń na podstawie Eurokodu 2 (EN, 2011c) nośności doświadczalne były odpowiednio o 19,6% i 14,5% wyższe niż obliczone.

Wyjaśnieniem dla tak znaczących rozbieżności między wynikami analiz obliczeniowych i badań jest różne przyjmowanie różnych granic plastyczności dla stali sprężającej. Polska Norma (PN, 1991) narzuca stosowanie w obliczeniach charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie stali sprężającej ( $R_{pk} = 1670$  MPa), co pozwoliło uzyskać wyniki zbliżone do wyników badań. Natomiast Eurokod (EN, 2011c) narzuca stosowanie charakterystycznej granicy plastyczności ( $f_{p0,1k} = 1440$  MPa), co skutkuje znacznie niższymi nośnościami.

Powtórna analiza obliczeniowa wykazała że najlepsza zbieżność wyników obliczeń normowych z wynikami badań doświadczalnych osiągana jest przy założeniu granicy plastyczności stali sprężającej wynoszącej 1730 MPa. Pozwala to przypuszczać że dostarczona przez producenta kabli sprężających stal miała w rzeczywistości wyższe parametry wytrzymałościowe niż podano w karcie technicznej.

### 7.2.3. Analiza przekroju

W celu potwierdzenia teoretycznej nośności sprężonego dźwigara wzmacnionego przeprowadzono również dokładną analizę stanu odkształcenia przekroju i naprężeń. W analizie ujęto wszystkie etapy budowy dźwigara laboratoryjnego, których kolejność miała wpływ na stan naprężeń w przekroju przed przystąpieniem do badania. Składały się na nie następujące etapy:

- I. Sprężenie dźwigara
- II. Betonowanie płyty dźwigara i obciążenie ciężarem własnym płyty
- III. Wzmocnienie naprężonymi taśmami CFRP

W analizie przyjęto charakterystyczne cechy materiałowe zgodnie z wartościami przedstawionymi w poprzednich podrozdziałach (7.2.2). Zgodnie z wynikami obliczeń normowych jako granicę plastyczności stali sprężającej przyjęto  $f_{p0,1k} = 1730$  MPa. Analizie poddano przekrój w środku rozpiętości dźwigara (współrzędna  $x = 9,0$  m od osi podpory). Na potrzeby wyznaczenia rzeczywistej nośności dźwigara, w obliczeniach przyjęto wartości siły sprężającej w kablach po uwzględnieniu strat.

#### Etap I – sprężenie dźwigara

Sprężenie obejmowało dźwigar dwuteowy o wysokości przekroju 1,0 m (bez płyty pomostu o szerokości 1,25 m). Parametry analizowanego przekroju przedstawiono w tabeli 7.3.

Tabela 7.3. Parametry przekroju na Etapie I pracy dźwigara.

	$A_c$	$E_c$	$A_p$	$E_p$	$F_{pl}$	$h$	$y_{cg}$	$y_p$	$I_x$	$M_{gl}$
<i>Etap I</i>	0,1556 m <sup>2</sup>	33,5 GPa	0,0017 m <sup>2</sup>	205 GPa	1480,1 kN	1,00 m	0,483 m	0,134 m	1759167 cm <sup>4</sup>	165,2 kNm

Oznaczenia:  $A_c$  – pole powierzchni przekroju betonowego (netto),  $E_p$  – moduł sprężystości betonu,  $A_p$  – pole powierzchni przekroju stali sprężającej,  $E_p$  – moduł sprężystości stali sprężającej,  $F_{pl}$  – siła sprężająca (z uwzgl. strat),  $h$  – wysokość przekroju,  $y_{cg}$  – położenie środka ciężkości przekroju od dolnej krawędzi przekroju,  $y_p$  – położenie środka ciężkości stali sprężającej od dolnej krawędzi przekroju,  $I_x$  – moment bezwładności przekroju (wyzn. numerycznie).

Posługując się podstawowymi zależnościami dla przekroju niezarysowanego wyznaczone zostały odkształcenia przekroju na górnej ( $\varepsilon_g$ ) i dolnej ( $\varepsilon_d$ ) krawędzi powstałe na skutek sprężenia:

$$\varepsilon_g = -\frac{F_{pl}}{A_c \cdot E_c} + \frac{(F_{pl} \cdot (y_{cg} - y_p) - M_{gl}) \cdot (h - y_{cg})}{I_x \cdot E_c} \quad (7.13)$$

$$\varepsilon_d = -\frac{F_{pl}}{A_c \cdot E_c} - \frac{(F_{pl} \cdot (y_{cg} - y_p) - M_{gl}) \cdot (y_{cg})}{I_x \cdot E_c} \quad (7.14)$$

Odształcenia w stali sprężającej wyznaczono na podstawie zależności:

$$\varepsilon_{pl} = \frac{F_{pl}}{A_p \cdot E_p} \quad (7.15)$$

Ponieważ w trakcie sprężania dźwigara doszło do jego wygięcia w płaszczyźnie pionowej i utraty podparcia w środku rozpiętości, to w Etapie I uwzględniono działanie momentu zginającego od ciężaru własnego dźwigara  $M_{gl}$ , wynoszącego:

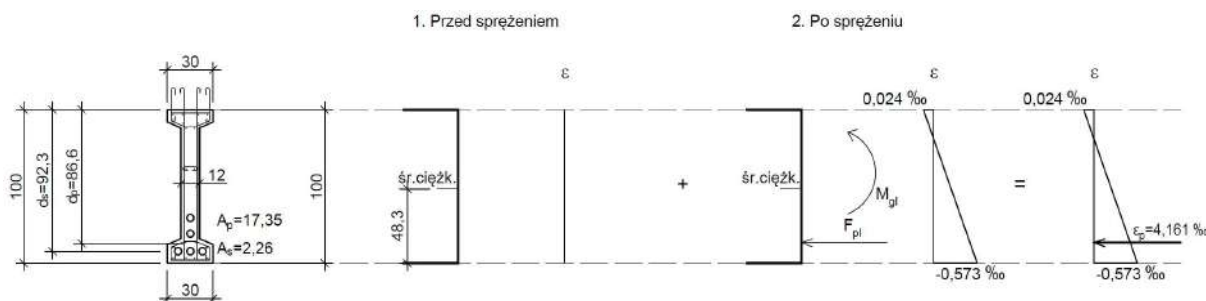
$$M_{gl} = \frac{1}{8} (A_{p,brutto} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot L^2 \quad (7.16)$$

gdzie:

$A_{p,brutto}$  – pole przekroju dźwigara brutto,  $A_{p,brutto} = 0,1632 \text{ m}^2$

$L$  – rozpiętość teoretyczna dźwigara,  $L = 18,0 \text{ m}$

Pełen tok obliczeń przedstawiono w Załączniku. Rozkład naprężeń w przekroju po sprężeniu przedstawiono na rysunku 7.10.



Rysunek 7.10. Charakterystyka geometryczna przekroju i odkształcenia po sprężeniu dźwigara.

Odształcenia ściskające w betonie na dolnej powierzchni dźwigara wyniosły  $\varepsilon_d = -0,573\text{‰}$ , natomiast odkształcenia rozciągające na górnej powierzchni betonu wyniosły  $\varepsilon_g = 0,024\text{‰}$ . Odształcenia stali sprężającej wyniosły  $\varepsilon_p = 4,161\text{‰}$ .

## Etap II – obciążenie ciężarem własnym płyty

Po wykonaniu sprężenia dźwigara, przekrój został powiększony o płytę nadbetonu. Po usunięciu szalunku płyty dźwigar został obciążony ciężarem własnym płyty, co skutkowało powstaniem dodatkowego momentu zginającego  $M_{gII}$  w środku rozpiętości wynoszącego:

$$M_{gII} = \frac{1}{8} (A_{pl,brutto} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot L^2 \quad (7.17)$$

gdzie:

$A_{pl,brutto}$  – pole przekroju płyty brutto,  $A_{pl,brutto} = 0,2800 \text{ m}^2$

$L$  – rozpiętość teoretyczna dźwigara,  $L = 18,0 \text{ m}$

Ze względu na betonowanie żelbetowej płyty parametry przekroju uległy zmianie. Parametry przekroju na Etapie II przedstawiono w tabeli 7.4.

Tabela 7.4. Parametry przekroju na Etapie II pracy dźwigara.

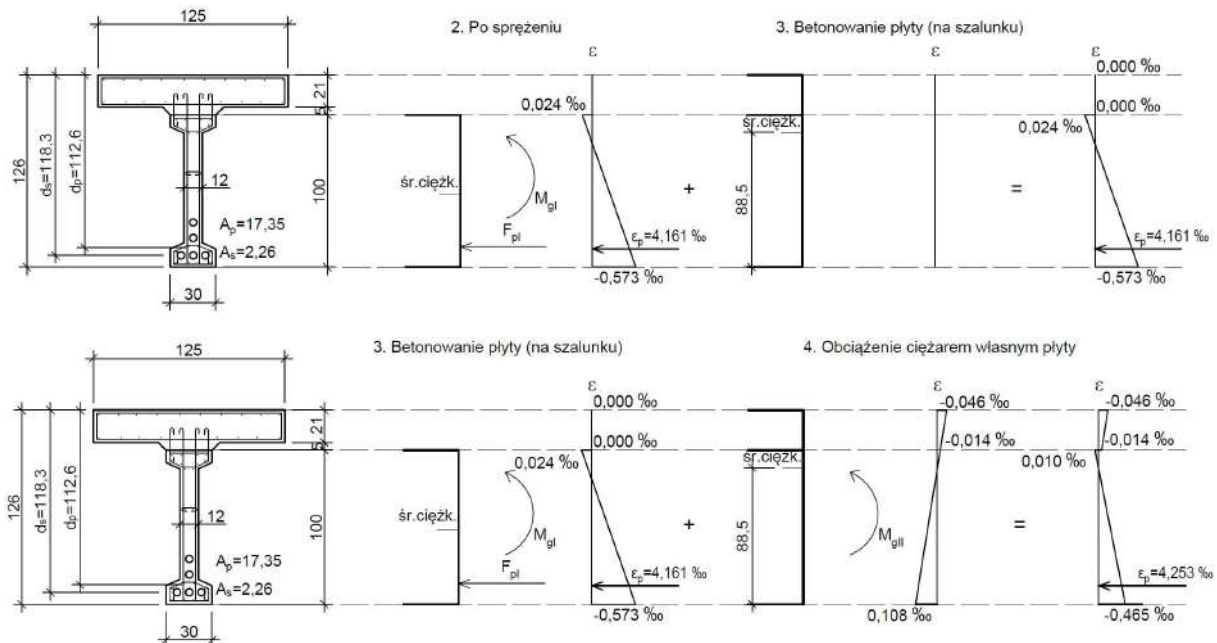
	$A_{c,brutto}$	$h$	$y_{cg}$	$I_x$	$M_{gII}$
Etap II	0,4432 m <sup>2</sup>	1,26 m	0,885 m	7211426 cm <sup>4</sup>	293,8 kNm

Oznaczenia:  $A_{c,brutto}$  – pole powierzchni przekroju betonowego (brutto),  $h$  – wysokość przekroju,  $y_{cg}$  – położenie środka ciężkości przekroju od dolnej krawędzi przekroju,  $I_x$  – moment bezwładności przekroju (wyzn. numerycznie),  $M_{gII}$  – moment zginający od ciężaru własnego płyty (wzór 7.17).

Posługując się zależnością (7.18) wyznaczono zmianę odkształceń ( $\varepsilon_i$ ) na skutek działania momentu zginającego na poszczególnych poziomach niezarysowanego przekroju ( $y_i$ ):

$$\varepsilon_i = \frac{M_{gII} \cdot (y_{cg} - y_i)}{I_x} \quad (7.18)$$

Następnie sumaryczne odkształcenia w przekroju wyznaczono na zasadzie superpozycji. Pełny tok obliczeń przedstawiono w Załączniku. Rozkład naprężeń w przekroju po obciążeniu ciężarem własnym przedstawia rysunek 7.11:



Rysunek 7.11. Charakterystyka geometryczna przekroju i odkształcenia w przekroju po wykonaniu płyty.

W przekroju wystąpił zróżnicowany stan odkształceń betonu. Odkształcenia sciskające na dolnej powierzchni dźwigara wyniosły  $\varepsilon_{d,d} = -0,465\text{‰}$ , podczas gdy na górnej powierzchni płyty pojawiło się niewielkie ściskanie pod wpływem ciężaru własnego, skutkujące odkształceniami ścisakującymi w betonie wynoszącymi  $\varepsilon_{g,pl} = -0,046\text{‰}$ . Na styku dźwigara i płyty, po stonie dźwigara wystąpiły

odkształcenia rozciągające  $\varepsilon_{g,d} = 0,010\text{‰}$ , podczas gdy na po stronie belki wystąpiły naprężenia ściskające równe  $\varepsilon_{g,pl} = -0,014\text{‰}$ . Pod wpływem obciążenia odkształcenia w stali sprężającej wzrosły do wartości  $\varepsilon_p = 4,253\text{‰}$ .

### Etap III – wzmocnienie naprężonymi taśmami CFRP

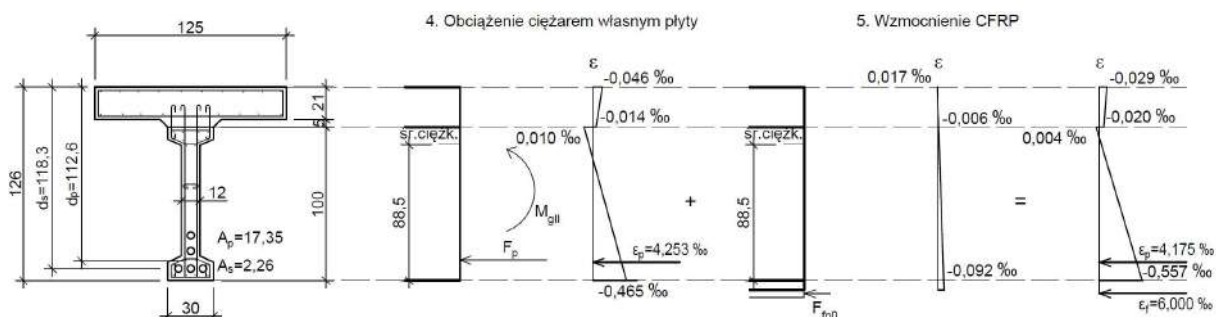
W ostatniej fazie dźwigar został wzmocniono przy użyciu taśm CFRP naprężonych do poziomu odkształceń wstępnych  $\varepsilon_f = -6,0\text{‰}$ . W ramach wzmocnienia przekrój dźwigara rozszerzono o warstwę torkretu o maksymalnej grubości 0,06 m oraz o zbrojenie kompozytowe, a także wprowadzono dodatkową siłę sprężającą  $F_{fp0} = 240 \text{ kN}$ . Parametry analizowanego przekroju analizowanego na Etapie III przedstawia tabela 7.5.

Tabela 7.5. Parametry przekroju na Etapie II pracy dźwigara.

	$h$	$I_x$	$F_{fp0}$
Etap III	1,32 m	7298986 cm <sup>4</sup>	240 kN

Oznaczenia:  $h$  – wysokość przekroju,  $I_x$  – moment bezwładności przekroju (wyzn. numerycznie),  $F_{fp0}$  – początkowa siła sprężająca w taśmach CFRP.

Postępując się zależnościami opisanymi wzorami (7.13), (7.14) wyznaczono zmianę odkształceń na skutek działania siły w taśmach CFRP na poszczególnych poziomach przekroju. Następnie sumaryczne odkształcenia w przekroju wyznaczono na zasadzie superpozycji. Pełen tok obliczeń przedstawiono w załączniku. Rozkład naprężeń w przekroju po wzmocnieniu przedstawia rysunek 7.12:



Rysunek 7.12. Charakterystyka geometryczna przekroju i odkształcenia w przekroju po wzmocnieniu.

Po wykonaniu wzmocnienia odkształcenia betonu na dolnej powierzchni dźwigara wyniosły  $\varepsilon_{d,d} = -0,557\text{‰}$ , natomiast odkształcenia na górnej powierzchni płyty zamalały do wartości  $\varepsilon_{g,pl} = -0,029\text{‰}$ . Na styku dźwigara i płyty, po stronie dźwigara wystąpiły odkształcenia rozciągające  $\varepsilon_{g,d} = 0,004\text{‰}$ , podczas gdy na po stronie belki wystąpiły naprężenia ściskające równe  $\varepsilon_{g,pl} = -0,020\text{‰}$ . Pod wpływem wzmocnienia odkształcenia w stali sprężającej zmalały do wartości  $\varepsilon_p = 4,175\text{‰}$ . Taki stan odkształceń przyjęto jako wyjściowy do dalszych analiz dotyczących wpływu obciążenia zewnętrznego podczas badania laboratoryjnego.

### Moment dekompresji i moment rysujący

Znając stan odkształceń przekroju, a w szczególności odkształcenia na dolnej powierzchni dźwigara ( $\varepsilon_{d,d}$ ), moment dekompresji ( $M_0$ ) oraz rysujący ( $M_{cr}$ ) można wyznaczyć wg zależności:

$$M_0 = \frac{I_x \cdot (\varepsilon_{d,d} \cdot E_c)}{y_{cg}} \quad (7.19)$$

$$M_{cr} = \frac{I_x \cdot (f_{ctk} + \varepsilon_{d,d} \cdot E_c)}{y_{cg}} \quad (7.20)$$

gdzie:

$I_x$  – moment bezwładności przekroju,  $I_x = 7298986 \text{ cm}^4$

$y_{cg}$  – wysokość środka ciężkości,  $y_{cg} = 0,885 \text{ m}$

$f_{ctk}$  – wytrzymałość betonu dźwigara na rozciąganie (patrz rozdział 5.1),  $f_{ctk} = 4,7 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{d,d}$  – odkształcenia betonu na dolnej powierzchni w ostatniej fazie przygotowania dźwigara,  
 $\varepsilon_{d,d} = -0,557\text{‰}$

$E_c$  – moduł sprężystości betonu dźwigara (patrz rozdział 5.1),  $E_c = 33,5 \text{ GPa}$

Wyznaczone wg wzorów 7.19 i 7.20 moment dekompresji i moment rysujący wyniosły odpowiednio  $M_0 = 1541 \text{ kNm}$  i  $M_{cr} = 1927 \text{ kNm}$ . Jako że analiza stanu odkształceń na Etapie III uwzględnia działanie momentu zginającego od ciężaru własnego  $M_{gl} + M_{gII} = 459 \text{ kNm}$ , to po dodaniu tej wartości całkowity moment dekompresji i moment rysujący wynoszą odpowiednio  $M_0 = 2000 \text{ kNm}$  oraz  $M_{cr} = 2386 \text{ kNm}$ . Wynik obliczeń momentu rysującego jest zbliżony do zaobserwowanego podczas badania doświadczalnego momentu rysującego wynoszącego  $M_{crI} = 2176 \text{ kNm}$ .

### Nośność przekroju.

Znając stan odkształceń przekroju przed rozpoczęciem obciążania możliwe jest dokładne wyznaczenie nośności przekroju. Za stan wyjściowy przyjęto rozkład naprężeń z Etapu III:

$\varepsilon_{p0}$  – odkształcenia początkowe w stali sprężającej,  $\varepsilon_{p0} = 4,175\text{‰}$

$\varepsilon_{f0}$  – odkształcenia początkowe w zbrojeniu kopozytowym,  $\varepsilon_{f0} = 6,00\text{‰}$

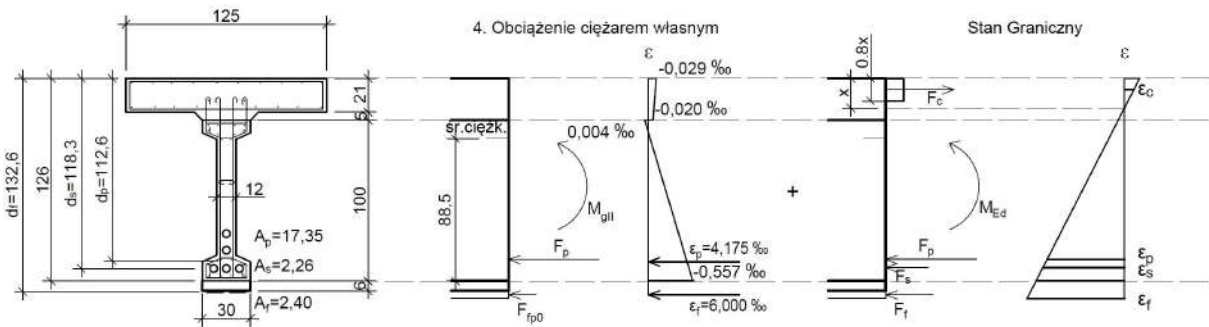
$\varepsilon_{c0}$  – odkształcenia początkowe w betonie w strefie ściskanej - ponieważ wysokość strefy ściskanej ( $x$ ) nie jest znana, przyjęto uśrednioną wartość  $\varepsilon_{c0} = -0,020\text{‰}$

Wykorzystując liniową zależność między przyrostem odkształceń betonu ( $\varepsilon_c$ ), stali sprężającej ( $\varepsilon_p$ ), stali zwykłej ( $\varepsilon_s$ ) i kompozytu ( $\varepsilon_f$ ) wynikającą z zasady płaskich przekrojów, możliwe jest ułożenie równań równowagi przekroju z niewiadomymi  $x$  oznaczającą wysokość strefy ściskanej oraz  $\varepsilon_c$  oznaczającą przyrost odkształceń betonu w strefie ściskanej (na głębokości  $0,4x$ ):

$$-0,8x \cdot b \cdot E_c \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_{c0}) - A_p E_p \left( \frac{-\varepsilon_c(d_p - 0,4x)}{0,6x} + \varepsilon_{p0} \right) - A_s E_s \left( \frac{-\varepsilon_c(d_s - 0,4x)}{0,6x} \right) - A_f E_f \left( \frac{-\varepsilon_c(d_f - 0,4x)}{0,6x} + \varepsilon_{f0} \right) = \quad (7.21)$$

$$M_{Ed} - A_p E_p \left( \frac{-\varepsilon_c(d_p - 0,4x)}{0,6x} + \varepsilon_{p0} \right) (d_p - 0,4x) - A_s E_s \left( \frac{-\varepsilon_c(d_s - 0,4x)}{0,6x} \right) (d_s - 0,4x) - A_f E_f \left( \frac{-\varepsilon_c(d_f - 0,4x)}{0,6x} + \varepsilon_{f0} \right) (d_f - 0,4x) = 0 \quad (7.22)$$

Przyjęte oznaczenia przedstawiono na rysunku 7.13:



Rysunek 7.13. Stan odkształceń przekroju w stanie granicznym.

Z warunków równowagi sił i momentów w przekroju wyznaczenie szukanych  $x$  i  $\varepsilon_c$  dla założonego  $M_{Ed}$ . Jeżeli sprawdzenie całkowitych odkształceń w stali zbrojeniowej i sprężającej w zależności od wyznaczonych wartości  $x$  i  $\varepsilon_c$  wskaże na przekroczenie odkształceń granicznych odpowiadających uplastycznieniu, to równania (7.21) i (7.22) przyjmują postać:

$$-0,8x \cdot b \cdot E_c \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_{c0}) - A_p f_{yp} - A_s f_{ys} - A_f E_f \left( \frac{-\varepsilon_c (d_f - 0,4x)}{0,6x} + \varepsilon_{f0} \right) = 0 \quad (7.23)$$

$$M_{Ed} - A_p f_{yp} (d_p - 0,4x) - A_s f_{ys} (d_s - 0,4x) - A_f E_f \left( \frac{-\varepsilon_c (d_f - 0,4x)}{0,6x} + \varepsilon_{f0} \right) (d_f - 0,4x) = 0 \quad (7.24)$$

Za stan graniczny nośności przyjęto zniszczenie przez zerwanie taśm CFRP. Wykonując kolejne iteracje obliczeń wyznaczono moment  $M_{Ed}$  przy którym wartość całkowitych odkształceń ( $\varepsilon_f + \varepsilon_{f0}$ ) osiąga wartość graniczną  $\varepsilon_{f,ult} = 16,8\%$ . Pełny tok obliczeń przedstawiono w załączniku. Obliczenia wykazały że do zerwania taśm CFRP dochodzi przy obciążeniu momentem  $M_{Ed} = 4188$  kNm oraz przy następującym stanie przekroju:

- wysokość strefy ściskanej,  $x = 141,7$  mm
- przyrost odkształceń betonu w strefie ściskanej  $\varepsilon_c = -0,777\%$
- całkowite odkształcenia betonu w strefie ściskanej  $(\varepsilon_c + \varepsilon_{c0}) = -0,797\%$
- odkształcenia betonu na górnej powierzchni płyty  $\varepsilon_{g,pl} = -1,329\%$
- całkowite odkształcenia w stali zbrojeniowej  $\varepsilon_s = 9,008\%$
- całkowite odkształcenia w stali sprężającej  $(\varepsilon_p + \varepsilon_{p0}) = 13,171\%$
- całkowite odkształcenia w taśmach CFRP  $(\varepsilon_f + \varepsilon_{f0}) = 16,824\% > \varepsilon_{f,ult}$

Wyznaczony na podstawie analizy moment niszczący wyniósł  $M_{Ed} = 4188$  kNm. Zauważyć można że wynik ten wykazuje bardzo wysoką zgodność z wynikami badania laboratoryjnego, w którym to obciążenie niszczące odpowiadało momentowi zginającemu równemu  $M_{u2} = 4204$  kNm.

Zaprezentowana w niniejszym rozdziale metoda dokładnej analizy przekroju z wykorzystaniem kolejnych iteracji obliczeń równań równowagi została również wykorzystana to wyznaczenia sił w taśmie CFRP oraz naprężeń na styku taśmy i podłoża betonowego w analizie przedstawionej w rozdziale 7.3.1.

### 7.3. Analiza naprężeń ścinających na styku taśm kompozytowych z betonem.

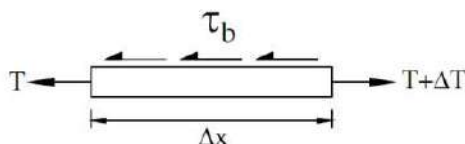
Przyczyną odspojenia taśmy CFRP od podłoża betonowego jest przekroczenie granicznych naprężeń ścinających na styku kompozytu i betonu w sąsiedztwie rys od zginania. Do odspojenia dochodzi zazwyczaj w betonie, jako materiale o najniższej wytrzymałości na rozciąganie. Występujące we wzmocnionych konstrukcjach mechanizmy zniszczenia precyzyjnie opisano w rozdziale 1.6.2.

Zjawisko odspojenia kompozytu od powierzchni betonu jest trudne do analitycznego opisanie ze względu na złożony mechanizm zniszczenia. Dostępne i obowiązujące zalecenia normowe do projektowania wzmocnień opierają się na zasadzie ograniczenia naprężeń stycznych pomiędzy zbrojeniem kompozytowym a powierzchnią betonu (CS, 2004), (SIA, 2004), a także ograniczenia naprężeń i odkształceń w taśmie CFRP (ACI, 2017), (fib, 2019). W poniższym podrozdziale przedstawiono analizę naprężeń stycznych osiągniętych w badaniach dźwigara wzmocnionego.

#### 7.3.1. Naprężenia w środku rozpiętości dźwigara

##### Wprowadzenie

Uproszczony model analityczny został zaproponowany w (Czaderski i inni, 2008). Model ten zakłada, że przyrost siły rozciągającej w zewnętrznym zbrojeniu CFRP ( $\Delta T$ ) jest wynikiem naprężeń stycznych ( $\tau_b$ ) na odcinku taśmy ( $\Delta x$ ), którym odpowiada przyrost odkształceń betonu ( $\Delta \varepsilon_{c,t}$ ) (rys. 7.14).



Rysunek 7.14. Ilustracja zależności między naprężeniami ścinającymi na powierzchni taśmy CFRP a siłą rozciągającą (Czaderski i inni, 2008).

Wielkość naprężeń stycznych ( $\tau_b$ ) określa zależność:

$$\tau_b = \frac{\Delta \varepsilon_{c,t} E_f A_f}{b_f \Delta x} \quad (7.25)$$

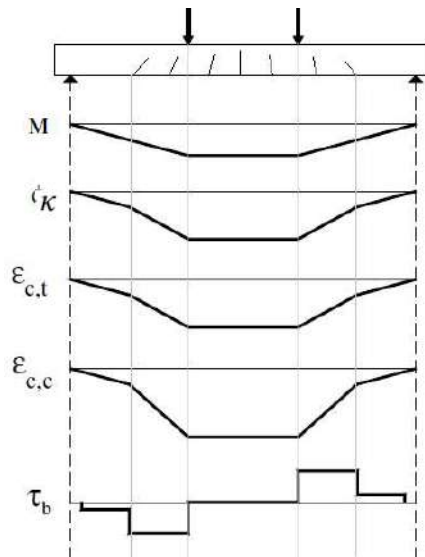
gdzie:

$\Delta \varepsilon_{c,t}$  – przyrost odkształceń w rozciąganej strefie betonu na odcinku taśmy  $\Delta x$ ;

$E_f, A_f, b_f$  – odpowiednio moduł sprężystości podłużnej, pole przekroju oraz szerokość taśmy CFRP;

Na rysunku 7.15 przedstawiono zależność między obciążeniem elementu zginanego, a momentem zginającym ( $M$ ), krzywizną ( $\kappa$ ), odkształceniami betonu w strefie ściskanej i rozciąganej ( $\varepsilon_{c,c}, \varepsilon_{c,t}$ ) oraz naprężeniami ścinającymi na styku taśmy CFRP z betonem ( $\tau_b$ ), w przypadku taśmy aplikowanej bez wstępnego naprężenia. Wartość naprężeń ścinających jest proporcjonalna do odkształceń w betonie. Można zatem wyróżnić trzy charakterystyczne strefy: pomiędzy końcem taśmy, początkiem strefy zarysowania oraz punktem przyłożenia obciążenia. Maksymalne naprężenia występują w strefie największego gradientu sił wewnętrznych i odkształceń w betonie, to znaczy pomiędzy skrajną rysą powstałą na skutek zginania a punktem przyłożenia obciążenia zewnętrznego.





Rysunek 7.15. Zależność pomiędzy obciążeniem, siłami wewnętrznymi i naprężeniami na styku taśm CFRP z betonem (Czaderski i inni, 2008).

W tabeli 7.6 zestawiono normowe warunki graniczne wystąpienia odspojenia taśm CFRP w środku rozpiętości wzmocnionego elementu wg wybranych norm (CS, 2004), (SIA, 2004), (ACI, 2017), (fib, 2019), oraz wartości graniczne wyznaczone zgodnie z przywołanymi kryteriami dla badanego dźwigara wzmocnionego.

Tabela 7.6. Normowe kryteria wystąpienia odspojenia taśm w środku rozpiętości wzmocnianego elementu.

Norma	Kryterium odspojenia	Wartość obliczona dla dźwigara wzmocnionego
(fib, 2019)	$\sigma_{f,test} \leq f_{fbk,IC} = k_{cr,k} \cdot k_k \cdot k_b \cdot \beta_l \sqrt{\frac{2E_f}{t_f} f_{cm}^{2/3}}$	$\sigma_{f,test} = 736 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{f,test} = 4,4\%$
(ACI, 2017)	$\varepsilon_{f,test} \leq \varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f_c}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \varepsilon_{fu}$	$\varepsilon_{f,test} = 5,2\% \leq 15,2\%$
(SIA, 2004)	$\tau_b \leq 2,5 \cdot 0,3 \sqrt{f_c}$	$\tau_b = 6,13 \text{ MPa}$
(CS, 2004)	$\tau_b \leq 0,8 \text{ MPa}$	$\tau_b = 0,8 \text{ MPa}$

Oznaczenia:  $k_{cr,k}$ ,  $k_k$ ,  $k_b$ ,  $\beta_l$  – współczynniki geometryczne wg (fib, 2019) ( $k_{cr,k} = 1,8$ ,  $k_k = 0,17$ ,  $k_b = 1,12$ ,  $\beta_l = 1$ ),  $f_{cm}$ ,  $f_c$  - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie (przyjęto  $f_{cm} = f_c = 66,9 \text{ MPa}$ ),  $E_f$  - moduł sprężystości podłużnej taśmy ( $E_f = 168 \text{ GPa}$ ),  $\varepsilon_{fu}$  - graniczne odkształcenia taśmy ( $\varepsilon_{fu} = 16,8\%$ ),  $n$  - liczba taśm ( $n = 2$ ).

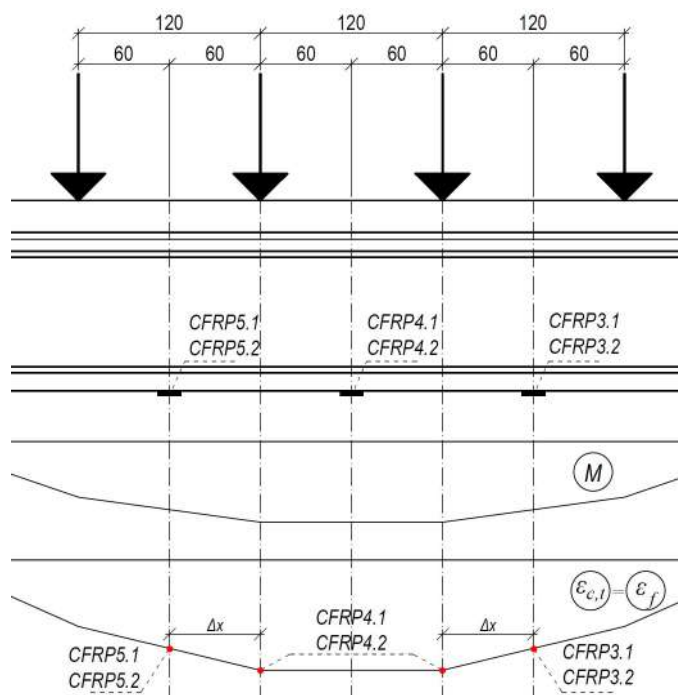
## Wyniki badań doświadczalnych

Przyjmując że przyrost odkształceń betonu na dolnej powierzchni ( $\Delta\varepsilon_{c,t}$ ) jest równy przyrostowi odkształceń taśm CFRP pomierzonych ( $\Delta\varepsilon_{f,test}$ ) w badaniu wzmocnionego dźwigara, określono wartości naprężeń stycznych w skrajnej warstwie betonu wg wzoru (7.24). W tym celu obliczono różnice odkształceń taśmy ( $\Delta\varepsilon_{f,test}$ ) na długości ( $\Delta x$ ) pomiędzy parami tensometrów CFRP3.1 i CFRP 4.1, CFRP4.1 i CFRP 5.1, CFRP3.2 i CFRP 4.2 oraz CFRP4.2 i CFRP5.2 (patrz rys. 7.16). Zestawienie oznaczeń par czujników przedstawia tabela 7.7.

Tabela 7.7. Oznaczenia par czujników odkształceń taśm CFRP.

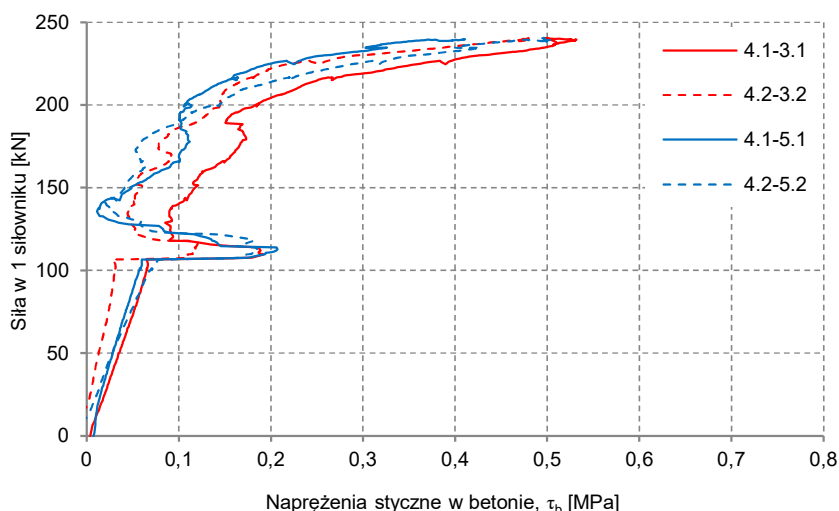
Oznaczenie pary	Czujniki	Odległość między czujnikami	Przyjęta w obliczeniach odległość $\Delta x$
4.1-3.1	CFRP3.1 i CFRP 4.1	1,20 m	0,60 m
4.2-3.2	CFRP3.2 i CFRP 4.2	1,20 m	0,60 m
4.1-5.1	CFRP4.1 i CFRP 5.1	1,20 m	0,60 m
4.2-5.2	CFRP4.2 i CFRP 5.2	1,20 m	0,60 m

Ponieważ moment zginający miał stałą wartość w środku rozpiętości dźwigara, pomiędzy środkowymi punktami przyłożenia obciążenia (z pominięciem stosunkowo niewielkiego wpływu ciężaru własnego), to przyjęć można że wartość odkształceń w betonie i jednocześnie odkształceń w taśmach CFRP również była stała i równa odkształceniom zarejestrowanym w środkowych punktach pomiarowych CFRP4.1-4.2. Zatem do wyznaczenia gradientu odkształceń, jako odległość  $\Delta x$  na której występuje zmiana odkształceń  $\Delta \varepsilon_{c,t}$  przyjęto odległość od skrajnych punktów pomiarowych do punktów na wysokości przyłożenia obciążenia (zaznaczonych na czerwono na rysunku 7.16), to znaczy  $\Delta x = 0,60$  m. Pozostałe parametry materiałowe taśm CFRP określono w rozdziale 5.1 ( $E_f = 168$  GPa,  $b_f = 0,10$  m,  $t_f = 0,0012$  m)



Rysunek 7.16. Punkty pomiaru odkształceń taśm CFRP w środkowej części dźwigara.

Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 7.17 w postaci wykresów naprężeń w betonie  $\tau_b$  w funkcji obciążenia. Na wykresie widoczny jest liniowy przyrost naprężeń w początkowej fazie obciążania, natomiast przy obciążeniu na poziomie  $4 \times 105$  kN widoczny jest gwałtowny przyrost odkształceń spowodowany zarysowaniem betonu. Ostatecznie w momencie zerwania taśm wartości naprężeń stycznych w betonie sięgają wartość  $0,51$  MPa przy obciążeniu na poziomie  $4 \times 240$  kN.



Rysunek 7.17. Wykres średnich naprężeń stycznych w betonie na styku z taśmą CFRP (oznaczenia wg tab. 7.6).

Rezultaty obliczeń potwierdzają obserwacje sposobu zniszczenia podczas badania laboratoryjnego. Naprężenia styczne  $\tau_b = 0,51$  MPa nie przekroczyły wartości granicznych powodujących odspojenie taśm w środku rozpiętości elementu (patrz tabela 7.6), mimo wystąpienia wysokich naprężeń w taśmach.

Dokładną analizę naprężeń w taśmach CFRP w oparciu o analizę przekrojową (wg rozdziału 7.2.3) oraz analizę naprężeń na styku z betonem i granicznych odkształceń zbrojenia CFRP przy odspojeniu wg (fib, 2019) przedstawiono w poniższym podrozdziale.

### Obliczenia dopuszczalnych odkształceń taśm CFRP

Obliczenie dopuszczalnych odkształceń w taśmie CFRP przeprowadzono z wykorzystaniem metodologii wyznaczania granicznych odkształceń w zewnętrznym zbrojeniu CFRP powodujących odspojenie w strefie objętej zarysowaniem (*Intermediate Crack Debonding*). Metodologia ta została przedstawiona w najnowszych zaleceniach *fib bulletin 90* (fib, 2019). Sprawdzenie stanu granicznego nośności taśmy na odspojenie sprowadza się do sprawdzenia warunku opisanego nierównością:

$$\Delta F_{fEd} \leq \Delta F_{fRd} \quad (7.26)$$

gdzie:

$\Delta F_{fRd}$  – siła przyczepności kompozytu do podłoża na odcinku pomiędzy dwiema rysami (patrz wzór 7.28),

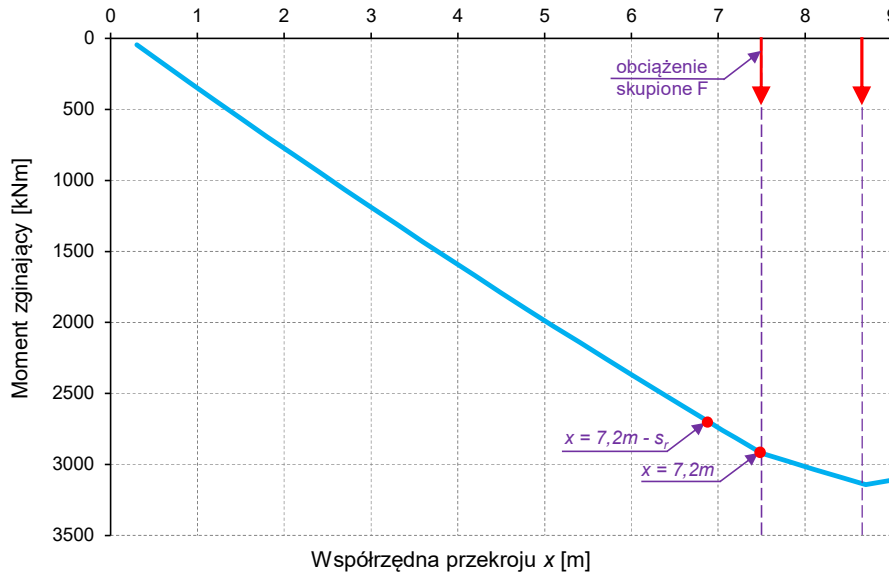
$\Delta F_{fEd}$  – przyrost siły w zewnętrznym zbrojeniu CFRP na tym odcinku, to znaczy różnica sił w zbrojeniu CFRP  $F_{fEd}$  w punkcie o współrzędnej  $x$  oraz w punkcie odsuniętym o odległość równą rozstawowi rys  $s_r$ , zgodnie ze wzorem:

$$\Delta F_{fEd} = F_{fEd}(x+s_r) - F_{fEd}(x) \quad (7.27)$$

Norma (fib, 2019) zaleca przyjmować rozstaw rys jako 1,5-krotność długości transmisji dla stali zbrojeniowej  $l_{e,0}$ . Założenie to prowadzi jednak do nierealistycznych wyników w przypadku badanego dźwigara sprężonego. W obliczeniach przyjęto rozstaw rys w oparciu o obserwacje z badań laboratoryjnych nośności na zginanie dźwigara wzmocnionego, wynoszący  $s_r = 0,15$  m.

Sprawdzenie granicznych odkształceń taśm CFRP wykonano dla przekrojów w których momenty zginające wynikające z obciążenia przyjmują największe wartości, przy jednocześnie największym gradiencie momentów zginających, który skutkuje największą różnicą sił w zbrojeniu CFRP  $\Delta F_{fEd}$ .

Analizując rozkład obciążeń i momentów zginających do sprawdzenia wytypowano przekrój usytuowany w punkcie przyłożenia pierwszej siły skupionej oraz przekrój odsunięty o  $s_r$  w kierunku podpory, tzn. przekroje o współrzędnych  $x = 7,2$  m oraz  $x = (7,2 \text{ m} - s_r)$  (rys. 7.18).



Rysunek 7.18. Rozkład momentów zginających na długości badanego dźwigara.

Obliczenia polegały na przyjęciu pewnego poziomu obciążenia i wynikających z niego momentów zginających w przekrojach  $x = 7,2$  m oraz  $x = (7,2 \text{ m} - s_r)$ , a następnie wyznaczeniu sił w taśmie  $F_{fEd}$  dla tych przekrojów korzystając z metodologii opisanej w rozdziale 7.2.3.

Obliczenia wykonano metodą iteracyjną do momentu gdy, zgodnie z warunkiem (7.25), wyznaczona różnica sił w taśmach CFRP  $\Delta F_{fEd}$  przekroczyła siłę przyczepności kompozytu do podłoża  $\Delta F_{fRd}$ . Pełen tok obliczeń przedstawiono w Załączniku, poniżej natomiast przedstawiono objaśnienia do zastosowanych równań.

Siła przyczepności kompozytu do podłoża opisana jest wzorem:

$$\Delta F_{fRd} = \frac{\Delta F_{fk,B} + \Delta F_{fk,F} + \Delta F_{fk,C}}{\gamma_{fb}} \quad (7.28)$$

gdzie:

$\Delta F_{fk,B}$  – składowa siły przenoszonej przez bezpośrednią przyczepność do podłoża betonowego,

$\Delta F_{fk,F}$  – składowa siły przenoszonej przez tarcie,

$\Delta F_{fk,C}$  – składowa uwzględniająca wpływ krzywizny wzmocnionego elementu,

$\gamma_{fb}$  – współczynnik materiałowy (przyjęto  $\gamma_{fb} = 1,0$ ).

Siła przenoszona przez bezpośrednią przyczepność kompozytu do podłoża betonowego opisana jest dwulinową zależnością wynikającą z relacji *poślizg-naprężenie* dla podłoża (patrz rozdz. 7.3.2), zgodnie z wzorem:

$$\Delta F_{fk,B} = \begin{cases} \Delta F_{fk,B}^G - \frac{\Delta F_{fk,B}^G - \Delta F_{fk,B}^D}{F_{fk,B}^D} F_{fEd} & \text{dla } F_{fEd} \leq F_{fk,B}^D \\ \sqrt{b_f^2 \cdot \tau_{b1k} \cdot s_{0k} \cdot E_f \cdot t_f + F_{fEd}^2} - F_{fEd} & \text{dla } F_{fk,B}^D < F_{fEd} \leq F_{fd} \end{cases} \quad (7.29)$$

gdzie:

$$\Delta F_{fk,B}^G = f_{fbk}(s_r) \cdot b_f \cdot t_f \quad (7.30)$$

$$\Delta F_{fk,B}^D = \sqrt{b_f^2 \cdot \tau_{b1k} \cdot s_{0k} \cdot E_f \cdot t_f + F_{fk,B}^D{}^2} - F_{fk,B}^D \quad (7.31)$$

$$F_{fk,B}^D = \frac{s_{0k} \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f}{s_r} - \tau_{b1k} \frac{s_r \cdot b_f}{4} \quad (7.32)$$

$E_f$  – moduł sprężystości taśm CFRP,  $E_f = 168$  GPa,

$b_f$  – łączna szerokość taśm CFRP,  $b_f = 2 \cdot 100$  mm = 200 mm,

$t_f$  – grubość taśm CFRP,  $t_f = 1,2$  mm,

$F_{fd}$  – siła powodująca zerwanie taśm CFRP,  $F_{fd} = b_f \cdot t_f \cdot f_{tu} = 690$  kN,

$F_{fEd}$  – siła w zbrojeniu CFRP w mniej obciążonym przekroju obliczeniowym ( $x = 7,2$ m –  $s_r$ ),

$f_{fbk}(s_r)$  – przyczepność zbrojenia CFRP w funkcji rozstawu rys  $s_r$  opisana wzorem:

$$f_{fbk}(s_r) = \begin{cases} \sqrt{\frac{E_f \cdot s_{0k} \cdot \tau_{b1k}}{t_f} \frac{s_r}{l_e} \left(2 - \frac{s_r}{l_e}\right)} & \text{dla } s_r < l_e \\ \sqrt{\frac{E_f \cdot s_{0k} \cdot \tau_{b1k}}{t_f}} & \text{dla } s_r \geq l_e \end{cases} \quad (7.33)$$

$s_{0k}$  – graniczny poślizg,  $s_{0k} = 0,21$  mm – wg (fib, 2019),

$l_e$  – efektywna długość zakotwienia zbrojenia CFRP:

$$l_e = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f \cdot s_{0k}}{\tau_{b1k}}} \quad (7.34)$$

$\tau_{b1k}$  – nośność podłoża na ścinanie:

$$\tau_{b1k} = 0,37 \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \quad (7.35)$$

Dla uwzględnienia faktu iż w badanym dźwigarze zbrojenie CFRP przyklejono do warstwy torkretu, we wzorze (7.35) uwzględniono wartości wytrzymałości podłoża jak dla zaprawy AP UVM 8:

$f_{cm}$  – średnia wytrzymałość na ściskanie,  $f_{cm} = 80$  MPa – wg (AP, 2010a),

$f_{ctm}$  – średnia wytrzymałość na rozciąganie,  $f_{ctm} = 8$  MPa – wg (AP, 2010a).

Składowa sił przenoszona przez tarcie  $\Delta F_{fk,F}$  opisana jest dwuliniową zależnością:

$$\Delta F_{fk,F} = \begin{cases} 0 & \text{dla } F_{fEd} \leq F_{fk,B}^D \\ \tau_{bFk} \cdot b_f \left[ s_r - \frac{2t_f \cdot E_f}{\tau_{b1k}} \left( \sqrt{\frac{\tau_{b1k} \cdot s_{0k}}{E_f \cdot t_f} + \frac{F_{fEd}^2}{b_f^2 \cdot t_f^2 \cdot E_f^2}} - \frac{F_{fEd}}{b_f \cdot t_f \cdot E_f} \right) \right] & \text{dla } F_{fk,B}^D < F_{fEd} \leq F_{fd} \end{cases} \quad (7.36)$$

gdzie:

$\tau_{bFk}$  – graniczna przyczepność przez tarcie:

$$\tau_{bFk} = 10,8 \alpha_{cc} \cdot f_{cm}^{-0,89} \quad (7.37)$$

$\alpha_{cc}$  – współczynnik uwzględniający efekty obciążenia długotrwałego,  $\alpha_{cc} = 1,0$  – wg (fib, 2019), pozostałe oznaczenia jak wyżej.

Wpływ krzywizny wzmocnionego elementu na nośność podłoża określony jest wzorem:

$$\Delta F_{fk,C} = s_r \cdot \kappa_k \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_c}{h} b_f \quad (7.38)$$

gdzie:

$\varepsilon_f$  – odkształcenia w zbrojeniu CFRP w badanym przekroju,

$\varepsilon_c$  – odkształcenia betonu w strefie ściskanej w badanym przekroju,

$h$  – wysokość przekroju,  $h = 1260$  mm,

$\kappa_k$  – współczynnik kalibracyjny,  $\kappa_k = 24300$  N/mm – wg (fib, 2019),

pozostałe oznaczenia jak wyżej.

Rezultaty obliczeń przedstawiono w formie tabelarycznej w tabeli 7.8. W tabeli zamieszczono wyniki iteracji obliczeń, przy której nośność podłoża  $\Delta F_{fRd}$  została przekroczona, co pozwoliło wyznaczyć graniczną wartość siły rozciągającej w zbrojeniu CFRP  $\Delta F_{fEd}$  oraz wynikające z niej graniczne odkształcenia w kompozycie  $\varepsilon_{f,lim} = \varepsilon_f(x)$  odpowiadające odspojeniu.

Tabela 7.8. Wyniki obliczeń odkształceń granicznych przy odspojeniu zbrojenia CFRP wg (fib, 2019).

Parametr	Jednostka	Wzór	Wynik
Obciążenie $F$	[kN]	przyjęte iteracyjnie	241
$M(F)$ dla $x=7,2$ m	[kNm]	wg statyki	3808
$M(F)$ dla $x - s_r = 7,05$ m	[kNm]	wg statyki	3723
$F_{fEd1}$ dla $x=7,2$ m	[kN]	wg analizy przekrojów	469,00
$F_{fEd2}$ dla $x - s_r = 7,05$ m	[kN]	wg analizy przekrojów	441,50
$\Delta F_{fEd}$	[kN]	(7.27)	<b>27,50</b>
$f_{fbk}(s_r)$	[MPa]	(7.33)	524,59
$\Delta F_{fk,B}$	[kN]	(7.29)	17,60
$\Delta F_{fk,F}$	[kN]	(7.36)	5,75
$\Delta F_{fk,C}$	[kN]	(7.38)	3,42
$\Delta F_{fRd}$	[kN]	(7.28)	<b>26,77</b>
$\varepsilon_f(x)$	[‰]	wg analizy przekrojów	<b>5,63</b>

Przedstawione wyniki wskazują iż dla przyjętego rozstawu rys  $s_r = 0,15$  m do odspojenia dochodzi przy obciążeniu  $F = 4 \times 241$  kN i momencie zginającym  $M(x) = 3808$  kNm. Według obliczeń

w momencie odspojenia przyrost odkształceń w zbrojeniu kompozytowym wyniósł  $\varepsilon_f(x) = 5,63\%$ , co odpowiada odkształceniom całkowitym  $\varepsilon_{f,tot} = 11,63\%$ . Wyniki te wykazują zgodność z przebiegiem badania, podczas którego odspojenie fragmentów taśm następowało równocześnie ze niszczeniem elementu i zrywaniem się taśm w środku rozpiętości dźwigara, pod obciążeniem  $F_{u2} = 4 \times 240 \text{ kN}$ .

Na podstawie analizy jako graniczną wartość przyrostu odkształceń skutkującą odspojeniem zewnętrznego zbrojenia CFRP przyjęto  $\varepsilon_{f,lim} = 5,6\%$ . Taką też wartość przyjęto w normowych obliczeniach nośności dźwigara laboratoryjnego w rozdziale 7.2 a także dźwigara mostowego w rozdziale 8.2.

### 7.3.2. Naprężenia w strefie zakotwienia taśm CFRP

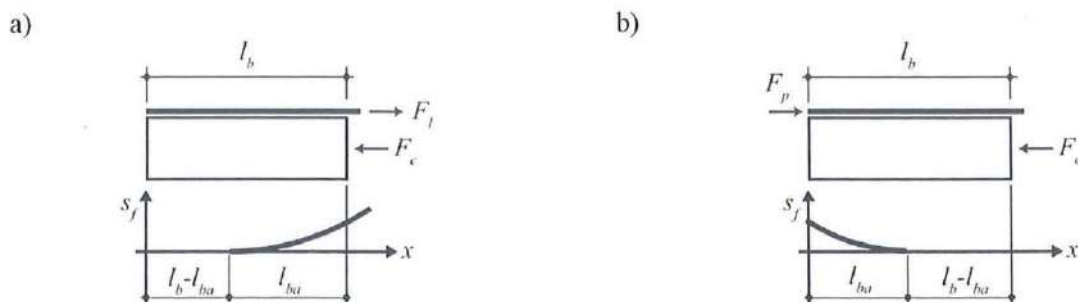
#### Wprowadzenie

Zakotwienie taśmy CFRP z reguły wykonane jest w strefie niewielkich obciążeń i wynikających z nich odkształceń betonu, takich jak strefy przypodporowe w elementach jednoprzęsłowych. Dzięki temu naprężenia na styku taśmy i betonu, powstające na skutek zmiany krzywizny konstrukcji (opisane w poprzednim podrozdziale) są znikome. Jednak w przypadku zakotwień taśm aplikowanych w sposób czynny strefa zakotwienia jest miejscem przekazania całej siły sprężającej z kompozytu na podłoże betonowe, co wiąże się z powstawaniem wysokich naprężeń ścinających. Standardowe zakotwienia mechaniczne zapobiegają odspojeniu końca taśmy pod wpływem tych naprężeń poprzez docisk do podłoża lub bezpośrednio przez łączniki mechaniczne.

W metodzie gradientowej zabezpieczenie przez odspojeniem końca taśmy zapewnione jest poprzez stopniowy, równomierny rozkład naprężeń na kolejnych odcinkach strefy gradacji siły sprężającej. Dzięki temu naprężenia na styku kompozytowej taśmy z betonem są rozłożone na dłuższym odcinku i osiągają niewielkie wartości. Podstawowym sposobem wyznaczenia średnich naprężeń na styku taśmy z betonem (oznaczonych symbolem  $\tau_f$  – dla odróżnienia od naprężeń w środku rozpiętości dźwigara opisywanych w poprzednim rozdziale) jest wyznaczenie stosunku siły sprężającej (lub jej części) ( $\Delta F$ ) przekazywanej na podłoże betonowe do pola powierzchni strefy kotwienia ( $b_f \cdot \Delta x$ ), na której ta siła jest przekazywana:

$$\tau_f = \frac{\Delta F}{b_f \Delta x} \quad (7.39)$$

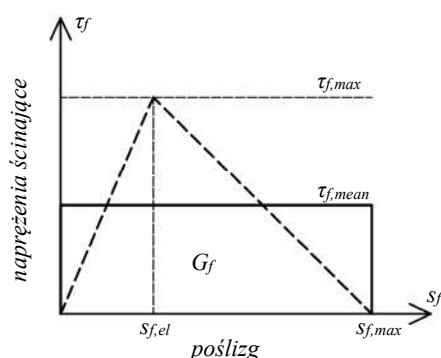
Przyjęcie równomiernego rozkładu naprężeń na długości odcinka zakotwienia jest jednak uproszczeniem. W rzeczywistości, ze względu na odkształcalność zaprawy klejowej, poślizg taśmy względem podłoża betonowego ( $s_f$ ) oraz naprężenia ścinające są największe na końcu strefy zakotwienia (od strony oddziaływania sił sprężających w taśmie) i maleją w kierunku środka tej strefy. Schematyczny rozkład poślizgu taśmy na długości strefy zakotwienia pokazana na rysunku 7.19.



Rysunek 7.19. Poślizg taśmy względem podłoża betonowego w przypadku obciążania po przyklejeniu (a) oraz podczas aplikacji metody gradientowej (b).

Zaprezentowano dwa przypadki – taśmy przyklejonej w sposób bierny, do której następnie przyłożono obciążenie, oraz taśmę przyklejoną w stanie naprężenia, w której następnie redukuje się siłę sprężającą z jednej strony – co odpowiada sytuacji występującej podczas aplikacji metody gradientowej. Jak widać w obu tych przypadkach rozkład odkształceń jest różny – w pierwszym maksimum poślizgu występuje po stronie do której przykładana jest siła rozciągająca w taśmie, natomiast w drugim po stronie gdzie jest ona redukowana.

Kolejnym zagadnieniem jest poślizg taśmy względem podłoża betonowego w funkcji naprężeń ścinających na styku taśmy z betonem ( $s_f - \tau_f$ ). W literaturze przedstawiono wiele modeli opisujących tę zależność (Lu i inni, 2005), a najnowsze podejście zaprezentowano w pracy (Czaderski, 2012). Według autorów przywołanych publikacji zależność poślizg-naprężenia najdokładniej opisuje dwuliniowa krzywa przedstawiona na rysunku 7.20. W pierwszej fazie obciążania, wraz ze wzrostem poślizgu liniowo wzrastają naprężenia na styku taśmy i podłoża betonowego (faza odkształceń sprężystych). Po osiągnięciu maksymalnych naprężeń stycznych ( $\tau_{f,max}$ ) dalszy przyrost poślizgu skutkuje liniową redukcją przenoszonych naprężeń ścinających (faza odkształceń plastycznych), aż do momentu odspojenia ( $\tau_f = 0$ ).



Rysunek 7.20. Zależność poślizg-naprężenie dla kompozytu CFRP przyklejonego do powierzchni betonu.

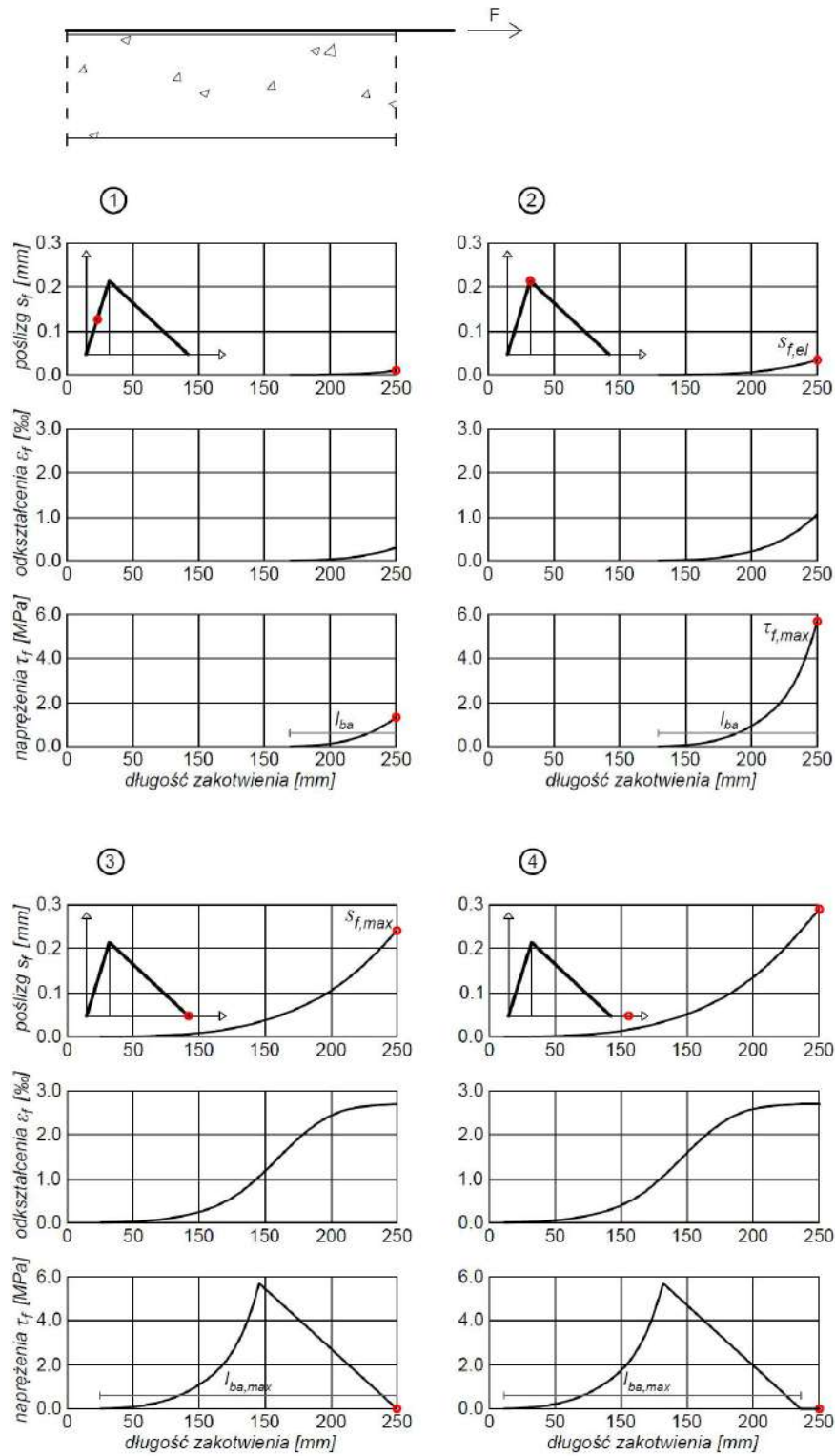
Istnienie granicznego poślizgu ( $s_{f,max}$ ) powyżej którego taśma odspaja się od podłoża prowadzi do ograniczenia aktywnej długości zakotwienia taśmy ( $l_{ba}$ ). Oznacza to, że naprężenia rozciągające w taśmie przenoszone są na podłoże betonowe jedynie na odcinku, na którym poślizg taśmy nie przekroczył wartości granicznej. Odcinek taśmy, na którym poślizg przekroczył graniczną wartość ( $s_{f,max}$ ) nie bierze udziału w przenoszeniu naprężeń na podłoże.

Opisuje to rysunek 7.21, na którym zaprezentowano 4 fazy pracy zakotwienia taśmy CFRP:

- (1) Wprowadzenie siły rozciągającej w taśmie CFRP ( $F$ ) wywołuje wzrost jej odkształceń oraz poślizg taśmy względem podłoża w strefie jej zakotwienia. Powoduje to pojawienie się naprężeń stycznych na aktywnej długości zakotwienia ( $l_{ba}$ ).
- (2) Dalszy przyrost siły rozciągającej  $F$  powoduje wzrost poślizgu i naprężeń stycznych, aż do osiągnięcia maksymalnej wartości ( $\tau_{f,max}$ ).
- (3) W kolejnej fazie wzrostu siły  $F$ , naprężenia w skrajnej części strefy zakotwienia stopniowo dążą do zera, a aktywna długość zakotwienia wzrasta, aż do osiągnięcia długości maksymalnej ( $l_{ba,max}$ ).
- (4) Odcinek taśmy na którym poślizg przekroczył wartość graniczną ( $s_{f,max}$ ) nie bierze udziału w przenoszeniu naprężeń na podłoże ( $\tau_f = 0$ ). Dalszy wzrost siły  $F$  powoduje jedynie przesunięcie aktywnej strefy zakotwienia, nie powoduje natomiast wzrostu przekazywanych na podłoże sumarycznych naprężeń.



Powyższy przebieg jest analogiczny dla sytuacji występującej podczas aplikacji metody gradientowej. Różni się ona jedynie kierunkiem przyłożenia obciążenia, a tym samym kierunkiem przyrostu poślizgu taśmy względem podłoża (patrz rys. 7.19).



Rysunek 7.21. Zmiana naprężeń stycznych na długości strefy zakotwienia.

Zalecenia normowe (fib, 2019) podają następujące zależności dla obliczania maksymalnej długości zakotwienia ( $l_{ba,max}$ ):

$$l_{ba,max} = \pi \cdot s_{f,max} \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{8G_f}} \quad (7.40)$$

gdzie:

$E_f$  – moduł sprężystości taśmy CFRP

$t_f$  – grubość taśmy CFRP

$G_f$  – energia pęknięcia betonu

$s_{f,max}$  – maksymalny poślizg,  $s_{f,max} = 0,21$  mm – wg (fib, 2019)

Następnie w zależności od tego czy zapewniona długość zakotwienia taśmy CFRP ( $l_b$ ) jest większa czy mniejsza od maksymalnej długości zakotwienia ( $l_{ba,max}$ ), nośność zakotwienia wyznaczyć można według wzorów (fib, 2019):

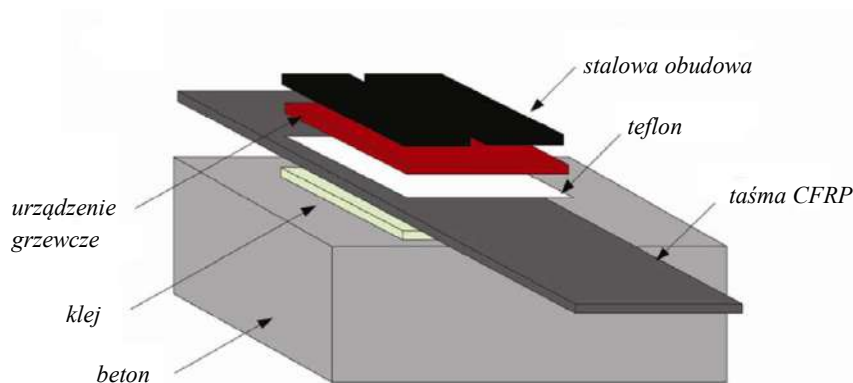
$$F_b = \frac{l_b}{l_{ba,max}} \left( 2 - \frac{l_b}{l_{ba,max}} \right) \cdot b_f \sqrt{2 E_f \cdot t_f \cdot G_f} \quad \text{dla } l_b < l_{ba,max} \quad (7.41)$$

$$F_b = b_f \sqrt{2 E_f \cdot t_f \cdot G_f} \quad \text{dla } l_b > l_{ba,max} \quad (7.42)$$

### Zakotwienie w metodzie gradientowej

W odróżnieniu od klasycznego zakotwienia taśmy CFRP projektowanego przedstawionymi metodami analitycznymi, zakotwienie gradientowe naprężonych taśm CFRP zostało zaprojektowane przez autorów metody na podstawie badań doświadczalnych (Michels i inni, 2012), (Michels i inni, 2014).

Autorzy przeprowadzili serię badań przyczepnościowych typu „force-releasing” na próbkach taśmy S&P CFK 150/200 przyklejonych do podłoża betonowego klejem S&P Resin 220, metodą analogiczną do zaprezentowanej w rozdziale 5.3.2. Wiązanie kleju przyspieszano poprzez podgrzewanie taśmy i kleju w strefie zakotwienia urządzeniem grzewczym do temperatury 90 °C (rys 7.22).

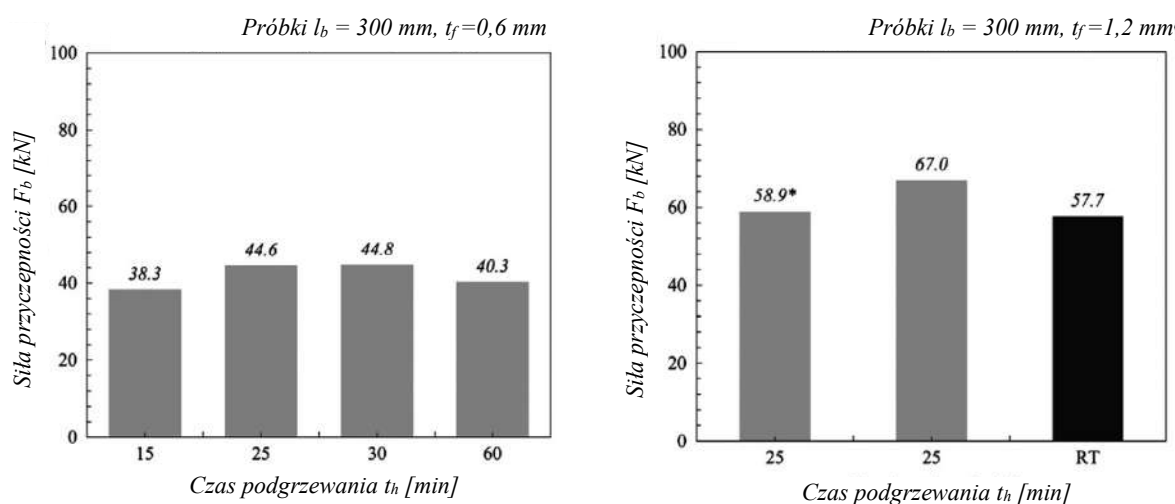


Rysunek 7.22. Schemat ideowy próbki do badań przyczepnościowych (Michels i inni, 2012).

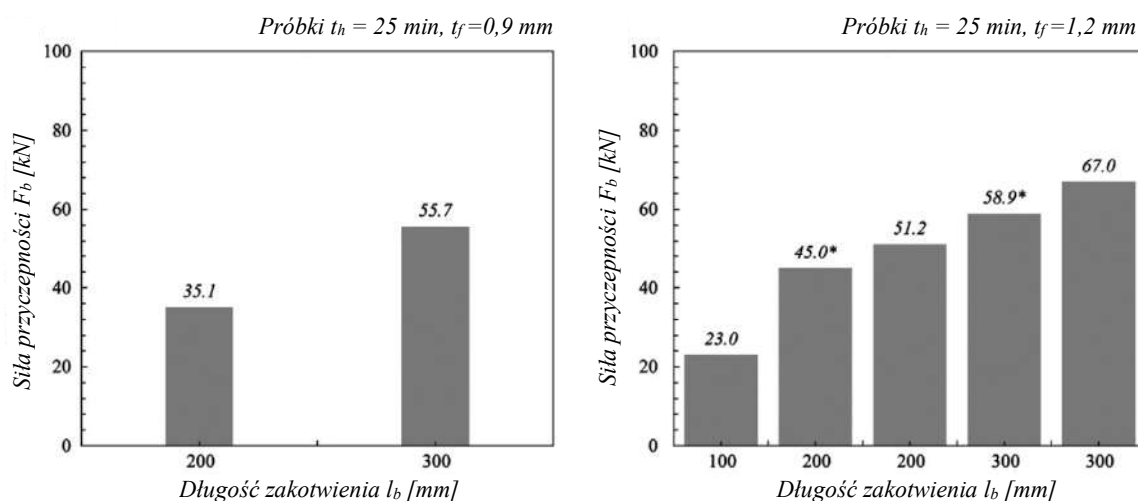
W programie badań przewidziano analizę wpływu następujących parametrów zmiennych na przyczepność taśmy do podłoża betonowego:

- długość zakotwienia taśmy ( $l_b$ ): 100 mm, 200 mm lub 300 mm,
- czas podgrzewania zaprawy klejowej ( $t_h$ ): 15 min, 25 min, 30 min lub 60 min, (jako element referencyjny zbadano próbkę w której klej wiązał bez podgrzewania temperaturze pokojowej – oznaczenie *RT*)
- grubość taśmy CFRP ( $t_f$ ): 0,6 mm, 0,9 mm lub 1,2 mm.

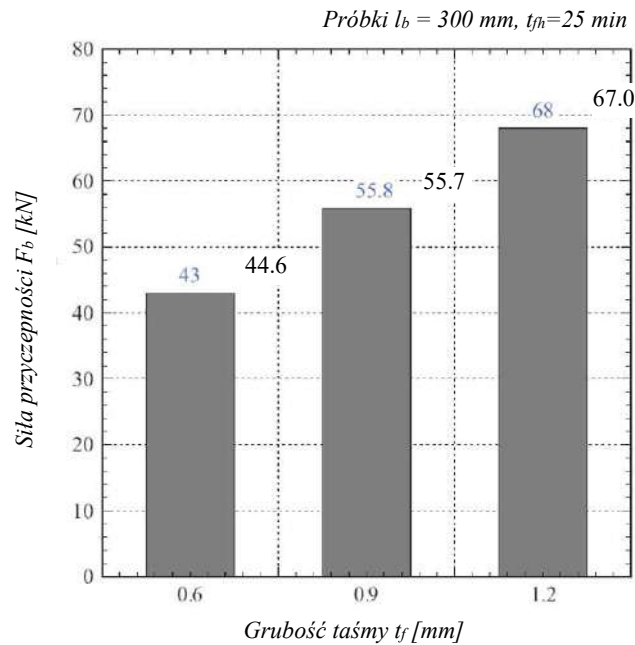
Rezultaty badań podsumowano na rysunkach 7.23 – 7.25. Analiza wpływu czasu podgrzewania kleju wykazała, że optymalny czas wynosi 25 minut, a dłuższe podgrzewanie nie skutkuje wyższą przyczepnością taśmy do podłoża (rys 7.23). Porównanie siły przyczepności w zależności od długości zakotwienia taśmy wykazało, iż dla taśmy o grubości 1,2 mm minimalna nośność zakotwienia na odcinku długości 100 mm wynosi 23,0 kN, dla długości 200 mm wynosi 45,0 kN, natomiast dla długości 300 mm wynosi 58,9 kN (rys 7.24). Badania wykazały również korzystny wpływ grubości taśmy na siłę przyczepności – próbki taśmy o grubości 0,6 mm wykazały maksymalną przyczepność wynoszącą 43 kN, podczas gdy dla próbek taśmy o grubości 1,2 mm maksymalna siła przyczepności wyniosła 68 kN (rys. 7.25).



Rysunek 7.23. Wpływ czasu przyspieszonego wiązania na nośność (Michels i inni, 2012).



Rysunek 7.24. Wpływ długości odcinka zakotwienia na nośność (Michels i inni, 2012).



*Rysunek 7.25. Wpływ grubości taśmy kompozytowej na nośność (Michels i inni, 2014).*

Rezultaty badań pozwoliły jednoznacznie określić najbardziej korzystne parametry wykonania metody gradientowej. Na tej podstawie przyjęto, że przy grubości taśmy kompozytowej równej 1,2 mm oraz przy wiązaniu zaprawy klejowej w temperaturze 90 °C przez 25 minut, optymalne obciążenia na poszczególnych odcinkach zakotwienia to:

- 35 kN dla długości 200 mm,
- 50 kN dla długości 300 mm.

Powyższe parametry zastosowano przy aplikacji metody gradientowej podczas realizacji programu badawczego (patrz rozdział 4.3.2).

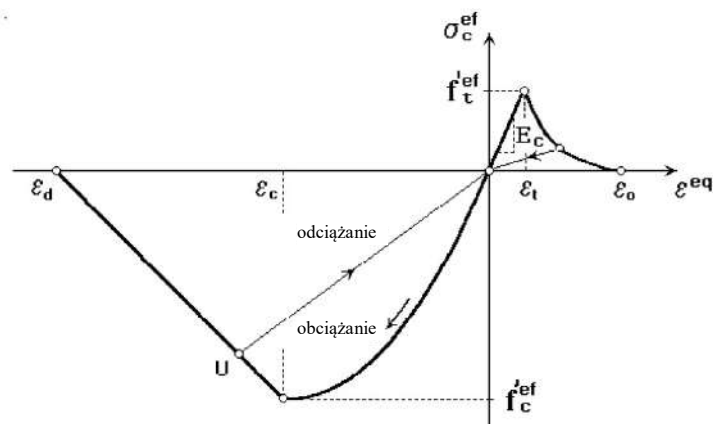
## 7.4. Model MES – badanie nośności na zginanie

### 7.4.1. Podstawowe założenia analizy

W celu przeprowadzenia szczegółowej analizy pracy dźwigarów poddanych zginaniu, a także wpływu wzmocnienia na stan odkształcenia i siły wewnętrzne obu elementów konstrukcyjnych, przygotowano dokładne modele numeryczne odwzorowujące pracę dźwigarów. Modele wykonano przy użyciu programu opartego na metodzie elementów skończonych ATENA 2D. Modele opracowano we współpracy z dr. Andrinem Herwigiem z instytutu EMPA. W rozdziale przedstawiono podstawowe założenia modelu, parametry geometryczne i materiałowe, przebieg analizy oraz wyniki obliczeń i ich porównanie z wynikami badań doświadczalnych.

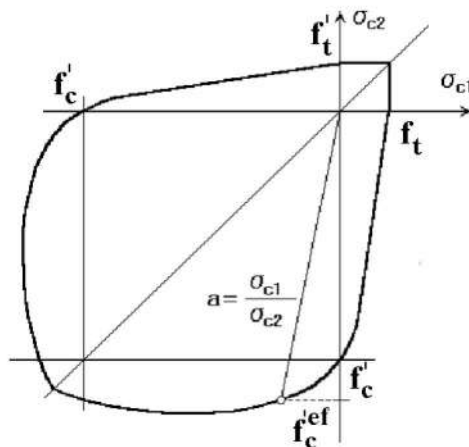
Podstawowe założenia i związki konstytutywne, według których przeprowadzono analizę w programie Atena oparte są na modelu betonu CEB/FIP Model Code 90 (fib, 1993) obejmującym następujące założenia:

- nieliniową charakterystykę wytrzymałościową betonu, uwzględniającą nieliniową charakterystykę pęknięcia betonu po przekroczeniu odkształceń odpowiadających zarysowaniu (w przedziale odkształceń  $\varepsilon_t - \varepsilon_0$ ), oraz liniowy spadek naprężeń w betonie po przekroczeniu odkształceń odpowiadających wytrzymałości na ściskanie ( $\varepsilon_c$ ) (rys 7.26),



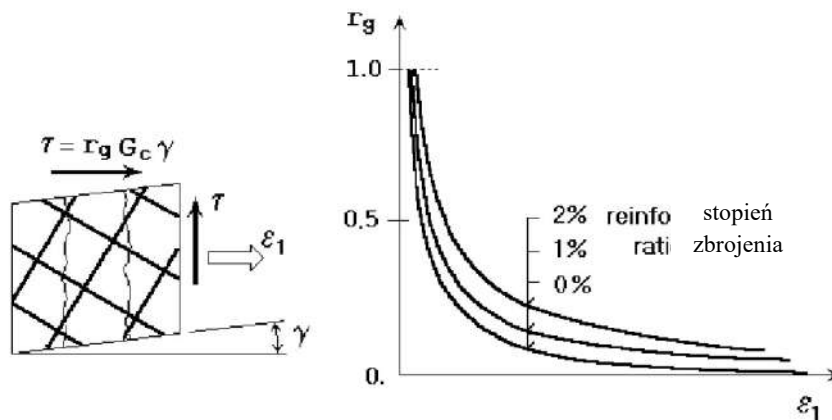
Rysunek 7.26. Schematyczny wykres zależności odkształcenia-naprężenia dla betonu (Cervenka i inni, 2018).

- kryterium zniszczenia betonu ściskanego wg teorii Kupfera (Kupfer i inni, 1969) (rys. 7.27),



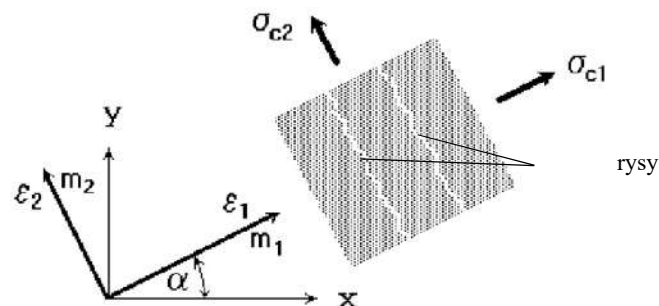
Rysunek 7.27 Schematyczna ilustracja krzywej Kupfera (Cervenka i inni, 2018).

- redukcję wytrzymałości na ściskanie betonu zarysowanego (współczynnik redukujący  $c = 0,8$ ),
- redukcję sztywności ścinania w betonie (modułu Kirchoffa) po zarysowaniu (współczynnik redukujący  $r_g$  zależny od stopnia zbrojenia i odkształceń w kierunku poprzecznym do rysy  $\varepsilon_1$  – rys. 7.28)



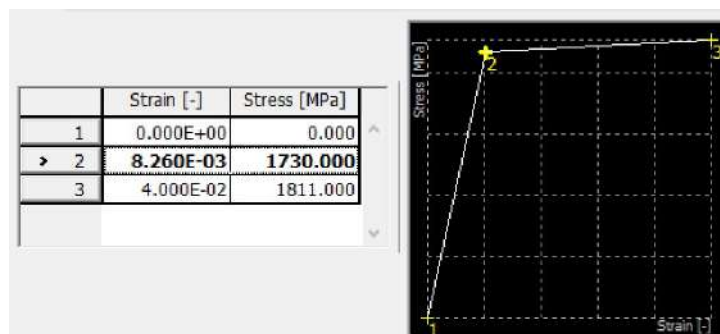
Rysunek 7.28. Ilustracja zależności współczynnika redukującego  $r_g$  od stopnia zbrojenia i odkształceń betonu zarysowanego  $\varepsilon_1$  (Cervenka i inni, 2018).

- model rys rozmytych, o kierunku (kątem  $\alpha$ ) zgodnym z kierunkiem naprężeń głównych ( $\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$ ) (rys. 7.29),



Rysunek 7.29. Ilustracja zależności między kątem nachylenia rys a kierunkiem naprężeń głównych (Cervenka i inni, 2018).

- sprężysto-plastyczną charakterystykę wytrzymałościową stali sprężającej. Przyjęto granicę plastyczności  $f_{p0,1k} = 1730 \text{ MPa}$  (wg rozdz. 7.2) (rys. 7.3),



Rysunek 7.30. Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej w modelu Atena.

- liniowo-sprężystą charakterystykę kompozytów CFRP.

Parametry wytrzymałościowe wszystkich materiałów (betonu, stali zbrojeniowej, taśm oraz mat CFRP) wprowadzono zgodnie z wynikami badań materiałowych lub danych producentów (rozdz. 5.1). Wyjątek stanowi stal sprężająca, dla której parametry przyjęto zgodnie z wnioskami z analizy obliczeniowej opisanej w rozdziale 7.2.

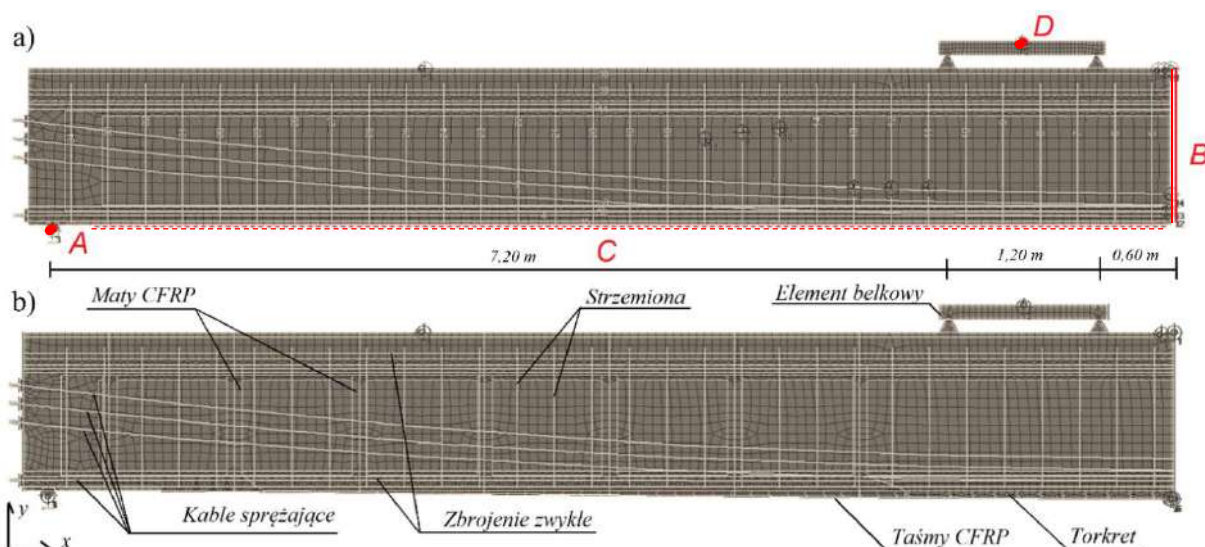
#### 7.4.2. Opis modelu obliczeniowego

Modele dźwigarów wykonano w taki sposób, aby jak najdokładniej odwzorowywały złożony proces ich budowy. Grubość dwuwymiarowych elementów w każdym punkcie modelu odpowiadała szerokości rzeczywistego przekroju (300 mm w półkach przekroju dwuteowego, 120 mm w środku, 1250 mm w płycie pomostu, itd.). Przebieg kabli sprężających odpowiadał trasowaniu kabli w dźwigarach laboratoryjnych. W modelach odwzorowano rzeczywisty układ prętów podłużnych zbrojenia zwykłego, natomiast dla strzemion przyjęto stały rozstaw  $s = 30$  cm na całej długości dźwigarów (rys. 7.31),

W przypadku dźwigara wzmocnionego dodatkową warstwę torkretu odwzorowano zwiększając wysokość przekroju betonowego. Wysokość dodatkowej warstwy betonu wyniosła od 10 mm w strefie przypodporowej do 60 mm w środku rozpiętości dźwigara. Taśmy CFRP zamodelowano jako warstwę o wysokości 10 mm – był to najmniejszy wymiar umożliwiający jednolity podział siatką elementów skończonych. Z uwagi na mniejszą grubość rzeczywistych taśm CFRP ( $t_f = 1,2$  mm), osiową sztywność taśmy ( $A_f E_f$ ) zmniejszono wprowadzając współczynnik redukujący  $a$ :

$$a = \frac{1,2 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 0,12$$

co dało efekt docelowej sztywności osiowej  $a A_f E_f$ . W modelu dźwigara wzmocnionego wprowadzono również pionowe oploty z mat CFRP zgodnie z projektem wzmocnienia.



Rysunek 7.31. Model dźwigara niewzmocnionego (a) i wzmocnionego (b) w programie Atena.

Przyjęto podstawową siatkę podziału modeli na elementy skończone 100 x 100 mm. Obciążenie zewnętrzne przykładano za pośrednictwem dodatkowego elementu belkowego o nieskończonej sztywności i zerowej masie, zadając jego przemieszczenie pionowe w punkcie D (rys. 7.31). Element belkowy połączono przegubowo i przesuwnie z górną powierzchnią płyty pomostu, w punktach odpowiadających punktom przyłożenia sił zewnętrznych podczas badań laboratoryjnych. W dwuwymiarowych modelach odwzorowano połówki dźwigarów, zakładając warunki brzegowe symetrii. W tym celu zdefiniowano następujące podpory modelu (rys. 7.31):

- podpora skrajna A – przegubowa, przesuwna w kierunku osi  $x$ ,
- podpora liniowa B – przesuwna w kierunku osi  $y$ , w odległości 9,0 m od podpory A, co odpowiada rozpiętości teoretycznej 18,0 m.
- dodatkowa liniowa podpora sprężysta C na dolnej krawędzi dźwigara, względniąc podparcie dźwigara na podłożu przed sprężeniem .

Podpora C o nieliniowej charakterystyce (rys. 7.32) nie przenosiła obciążeń rozciągających, dzięki czemu nie wpływała na pionowe wygięcie dźwigara na skutek sprężenia, natomiast obciążenia ściskające przenosiła tylko do momentu przekroczenia wartości odpowiadającej działaniu ciężaru własnego dźwigara (określonej iteracyjnie jako 1,60 MPa). Dzięki temu po rozpoczęciu przykładania obciążenia zewnętrznego dodatkowa podpora przestawała oddziaływać na model.



Rysunek 7.32. Charakterystyka przemieszczenie-napężenie podpory sprężystej C.

### 7.4.3. Analiza obliczeniowa

Podział analizy numerycznej na etapy odpowiadał chronologicznemu przebiegowi etapów realizacji programu badawczego, obejmującemu:

- betonowanie dźwigarów,
- proces sprężenia dźwigarów,
- betonowanie płyt,
- wzmocnienie dźwigara nr 2,
- obciążenie dźwigarów do momentu zniszczenia

Szczegółowy opis etapów analizy obliczeniowej przedstawiono poniżej:

#### Etap I

Nadanie ciężaru własnego dźwigarowi (bez płyty pomostu) osiągnięto przez zadanie obciążenia liniowego odpowiadającego ciężarowi własnemu dźwigara właściwego betonu ( $\rho_{cw,c} = 23 \text{ kN/m}^3$ ) i stali ( $\rho_{cw,c} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ ).

#### Etap II

Wprowadzenie sił sprężających w kablach w pięciu krokach zdefiniowanych zgodnie z przebiegiem sprężania dźwigara (opisanym szczegółowo w rozdziale rozdz. 4.1). Przyjęto wartość siły sprężającej z uwzględnieniem obliczonych strat.

Ponieważ płyta pomostu musiała być zamodelowana od samego początku budowy modelu, jej brak podczas rzeczywistego sprężenia odwzorowano zerowym ciężarem ( $\rho_{cw,pl} = 0 \text{ kN/m}^3$ ) i zerową sztywnością płyty pomostu osiągniętą przez redukcję modułu sprężystości betonu ( $E_{c,pl} / 10\,000$ ).



### Etap III

Nadanie rzeczywistego ciężaru i sztywności płycie dźwigara ( $\rho_{cw,pl} = 23 \text{ kN/m}^3$ ,  $E_{c,pl}$ ).

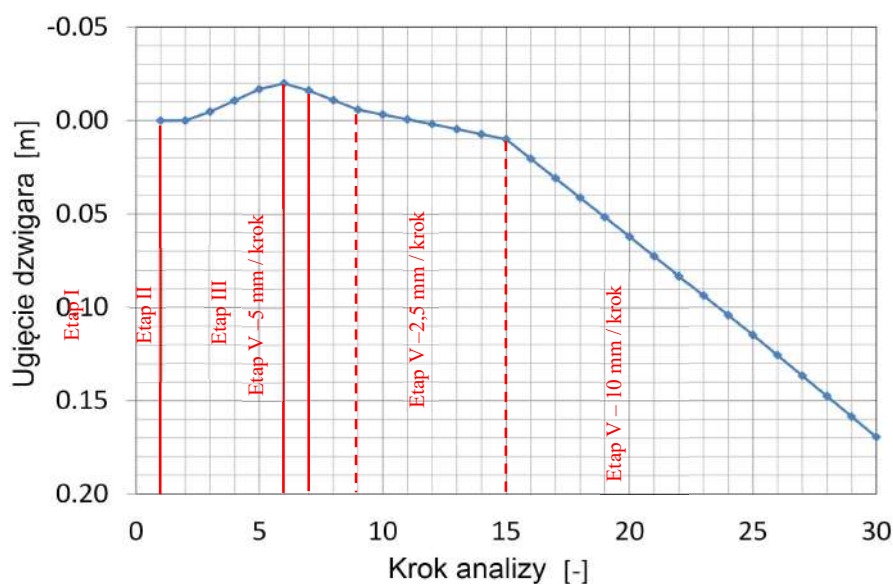
### Etap IV

Naprężenie taśm CFRP w dźwigarze wzmocnionym, zamodelowane poprzez wprowadzenie skurczu podłużnego w warstwie elementów odpowiadających taśmom. Zadany skurcz skutkowałam odkształceniami taśm na poziomie 6,0‰, co odpowiadało rzeczywistemu stopniowi naprężenia taśm  $\varepsilon_{fp0}$  podczas aplikacji wzmocnienia.

### Etap V

Obciążanie dźwigara poprzez zadanie przemieszczenia pionowego w środku elementu belkowego (punkt D – patrz rys. 7.31). Zadawane przemieszczenie wynosiło 2,5 mm, 5 mm lub 10 mm w każdym kroku, w zależności od etapu analizy. W każdym kroku analizy wartości sił wewnętrznych wyznaczane były na podstawie nieliniowej analizy równowagi w przekroju wg metody iteracyjnej Newtona-Raphsona (Cervenka i inni, 2018).

Przebieg analizy schematycznie przedstawiono na rysunku 7.33, opisującym ugięcie dźwigara niewzmocnionego w środku rozpiętości w kolejnych etapach analizy obliczeniowej. Widoczne jest początkowe wygięcie dźwigar do góry związane ze sprężaniem kolejnych kabli, a następnie pionowe przemieszczenie w dół wynikające z obciążeń przykładanych w kolejnych etapach analizy. Zmiana nachylenia krzywej na wykresie wynika ze zmian tempa przykładania obciążenia w Etapie V, wynoszącego 5 mm na krok w krokach 7 – 9, 2,5 mm na krok w krokach 10 – 15 oraz 10 mm na krok w krokach 16 – 30.



Rysunek 7.33. Ugięcie dźwigara niewzmocnionego w środku rozpiętości w kolejnych krokach analizy.

#### 7.4.4. Wyniki analizy obliczeniowej

Wyniki analizy obliczeniowej przedstawiono w tabelach 7.3 i 7.4 w postaci zestawień maksymalnych obciążeń, ugięć oraz odkształceń betonu w strefie ściskanej i rozciąganej. Wyniki porównano także z wynikami badań zestawiając wykresy ugięć dźwigarów w środku rozpiętości (rys. 7.34, 7.40) oraz odkształceń betonu i taśm CFRP (rys. 7.35, 7.41). Ponieważ w trakcie analizy MES obciążenie zadawano przemieszczeniem punktu D a nie siłami skupionymi, to odpowiadający poziom obciążenia  $F$  wyznaczano na podstawie wartości reakcji pionowej w podporze A (rys. 7.31).

## Dźwigar niewzmocniony

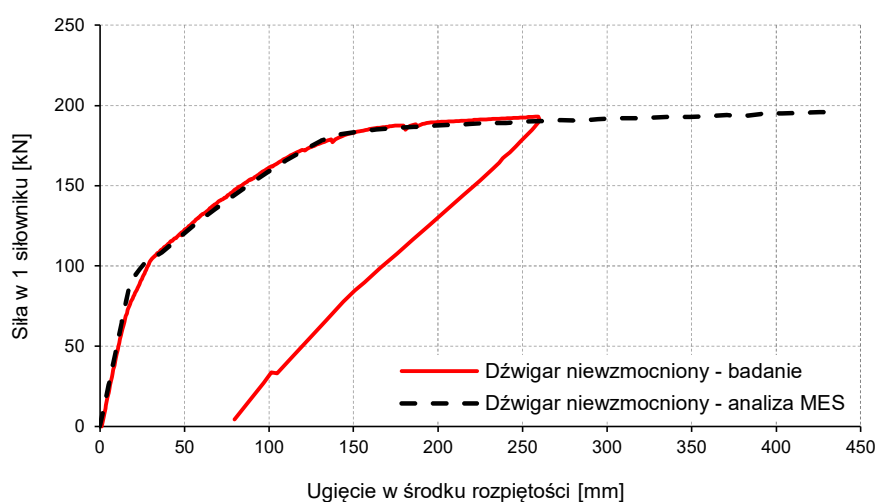
Symulację obciążania dźwigara wzmocnionego prowadzono aż do momentu uzyskania zniszczenia na skutek zmiężdżenia betonu, przy odkształceniach w strefie ściskanej betonu równych  $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ .

Zestawienie wyników analizy MES z wynikami doświadczalnymi przedstawiono w tabeli 7.9. Na podstawie analizy obciążenie powodujące zniszczenie na skutek zmiężdżenia betonu wyniosło  $F_u = 4 \times 196 \text{ kN} = 784 \text{ kN}$ , co odpowiada momentowi zginającemu w środku rozpiętości  $M_u = 3414,0 \text{ kNm}$ , a ugięcie w środku rozpiętości wyniosło  $v_{max} = 436 \text{ mm}$ . Obciążenie skutkujące ugięciem w środku rozpiętości dźwigara równym  $260 \text{ mm}$  wyniosło  $F_{max} = 770 \text{ kN}$ , co wskazuje na dobrą zgodność z wynikami doświadczalnymi, gdzie ugięcie  $v_{max} = 260 \text{ mm}$  wystąpiło przy obciążeniu  $F_{max} = 772 \text{ kN}$ . Równie wysoką zgodność zaobserwowano na przykładzie obciążenia rysującego  $F_{cr}$ , które wg analizy obliczeniowej wyniosło  $392 \text{ kN}$ , a w badaniach laboratoryjnych  $380 \text{ kN}$ .

Na rysunku 7.34 przedstawiono porównanie zależności obciążenie-ugięcie w środku rozpiętości dźwigara uzyskanych w badaniach i w analizie obliczeniowej. Wykresy wykazują dużą zgodność w całym zakresie przeprowadzonego badania. W przeciwieństwie do badania laboratoryjnego, symulację obciążania dźwigara niewzmocnionego kontynuowano aż do osiągnięcia zniszczenia na skutek zmiężdżenia betonu. Wyniki analizy pozwoliły potwierdzić wcześniejsze przypuszczenia, iż kontynuacja badania nie wykazałaby znaczącego przyrostu obciążeń zewnętrznych, a jedynie dalszy przyrost ugięć dźwigara.

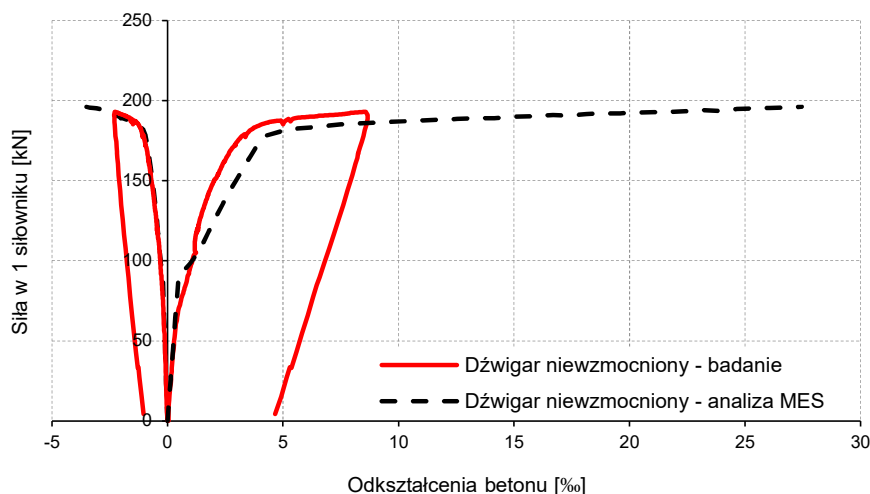
Tabela 7.9. Zestawienie wyników badań doświadczalnych obliczeniowych dźwigara niewzmocnionego.

	Badanie doświadczalne	Analiza MES
Obciążenie niszczące, $F_u$ [kN]		784
Obciążenie przy ugięciu równym $260 \text{ mm}$ , $F_{max}$ [kN]	772	770
Obciążenie rysujące, $F_{cr}$ [kN]	380	392
Maksymalne ugięcie, $v_{max}$ [mm]	260	436
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej, $\varepsilon_{c,c}$ [‰]	2,3	3,5
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie rozciąganej, $\varepsilon_{c,t}$ [‰]	8,7	27,5



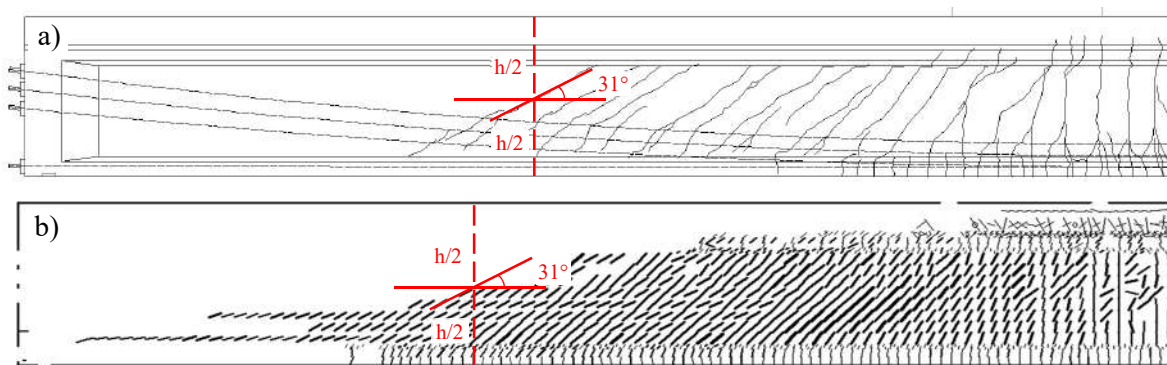
Rysunek 7.34. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych zależności obciążenie-ugięcie dźwigara niewzmocnionego.

Na rysunku 7.35 przedstawiono porównanie wykresów zależności obciążenie-odkształcenie w ściskanej i rozciąganej strefie betonu uzyskanych w badaniach i analizie numerycznej. Wykresy potwierdzają bardzo dobrą zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych w całym zakresie obciążeń zrealizowanych w badaniu.



Rysunek 7.35. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych zależności obciążenie-odkształcenia betonu dźwigara niewzmocnionego.

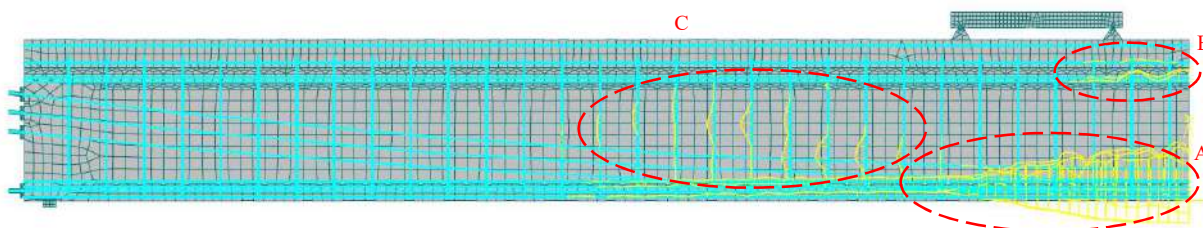
Obraz zarysowania dźwigara nr 1 uzyskany na podstawie analizy MES pokrywa się z obrazem otrzymanym w badaniach dźwigara laboratoryjnego, zarówno pod względem układu rys, jak i kąta ich nachylenia (rys. 7.36). W obu przypadkach nachylenie rys położonych najbliższej podpory (mierzone jako kąt stycznej do kierunku rysy w połowie wysokości przekroju) wyniosło  $31^\circ$ .



Rysunek 7.36. Obraz zarysowania dźwigara niewzmocnionego po badaniu (a) oraz uzyskany w analizie numerycznej (b).

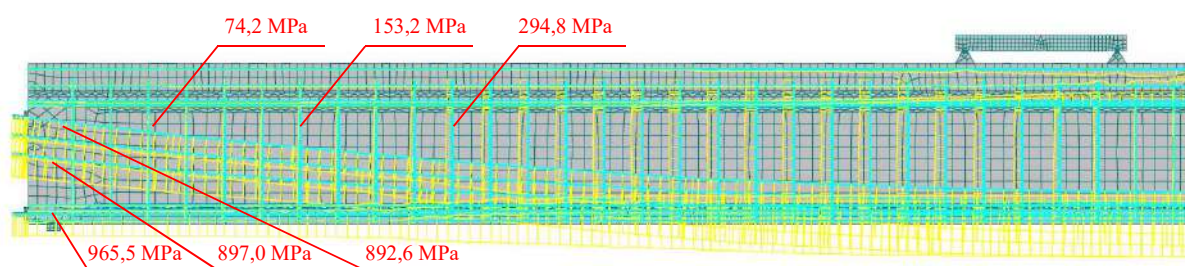
Analiza MES ujawniła również dodatkowe informacje, których brakowało przy rejestracji wyników badań doświadczalnych. Korzystając z możliwości programu Atena odczytano wartości odkształceń w kablach sprężających oraz prętach zbrojenia zwykłego w kolejnych krokach analizy. Analiza wykazała, że uplastycznienie najniżej ułożonych kabli sprężających inicjowało się w środku rozpiętości dźwigara w 25. kroku analizy, co odpowiadało obciążeniu zewnętrznemu równemu  $4 \times 178$  kN. W kolejnych krokach analizy, pod obciążeniem  $4 \times 184$  kN uplastycznienie wystąpiło we wszystkich pięciu kablach. Jest to zgodne ze zmianami nachylenia wykresu zależności obciążenie-ugięcie na rysunku 7.34. Natomiast uplastycznienie zbrojenia zwykłego w dolnej półce dźwigara wystąpiło pod obciążeniem równym  $4 \times 120$  kN.

Na rysunku 7.37 przedstawiono zasięg uplastycznienia prętów zbrojeniowych oraz kabli sprężających pod obciążeniem maksymalnym 4 x 190 kN. Żółtym kolorem zaznaczono fragmenty prętów zbrojenia oraz kabli, których odkształcenia przekroczyły wartości graniczne odpowiadające uplastycznieniu. Oprócz opisanego powyżej uplastycznienia zbrojenia głównego rozciąganego i sprężającego (obszar A) oraz ściskanego (obszar B), widoczne jest również lokalne uplastycznienie strzemion w pobliżu skrajnego punktu przyłożenia obciążenia (obszar C).



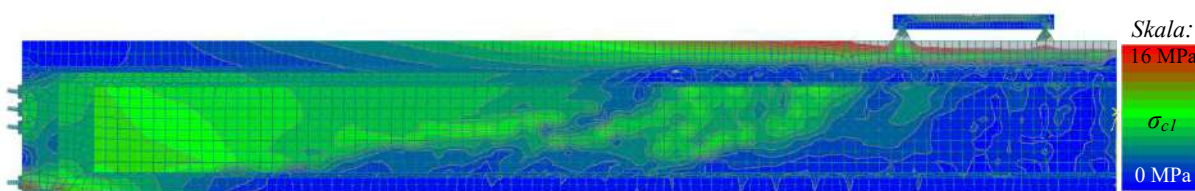
Rysunek 7.37. Lokalizacja odkształceń plastycznych w zbrojeniu dźwigara niewzmocnionego.

Na rysunku 7.38 przedstawiono wykresy naprężeń w prętach zbrojeniowych oraz w kablach sprężających pod obciążeniem maksymalnym 4 x 190 kN. Na odnośnikach zaznaczono maksymalne naprężenia we wskazanych punktach wybranych prętów oraz kabli. W strefie przypodporowej wystąpiły niewielkie wartości naprężeń rozciągających w strzemionach (od 74,2 MPa do 294,8 MPa, przy granicy plastyczności strzemion  $f_{yk} = 461$  MPa), co potwierdziło brak oznak wystąpienia zniszczenia na ścinanie w tej strefie podczas badania. Naprężenia w kablach sprężających w pobliżu ich zakotwień osiągnęły wartości od 892,6 MPa do 965,5 MPa.



Rysunek 7.38. Maksymalne naprężenia w strzemionach oraz naprężenia w kablach sprężających w strefie przypodporowej.

Na rysunku 7.39 przedstawiono rozkład głównych naprężeń ściskających w betonie ( $\sigma_{cl}$ ), w zakresie od 0 do 16 MPa (obszary w których naprężenia  $\sigma_{cl}$  mieszczą się poza tym zakresem zaznaczono na szaro). Na rysunku widoczny jest charakterystyczny układ naprężeń ściskających typowy dla układu łukowo-ściągowego.



Rysunek 7.39. Główne naprężenia ściskające ( $\sigma_{cl}$ ) w betonie (skala od 0 do 16 MPa).

## Dźwigar wzmocniony

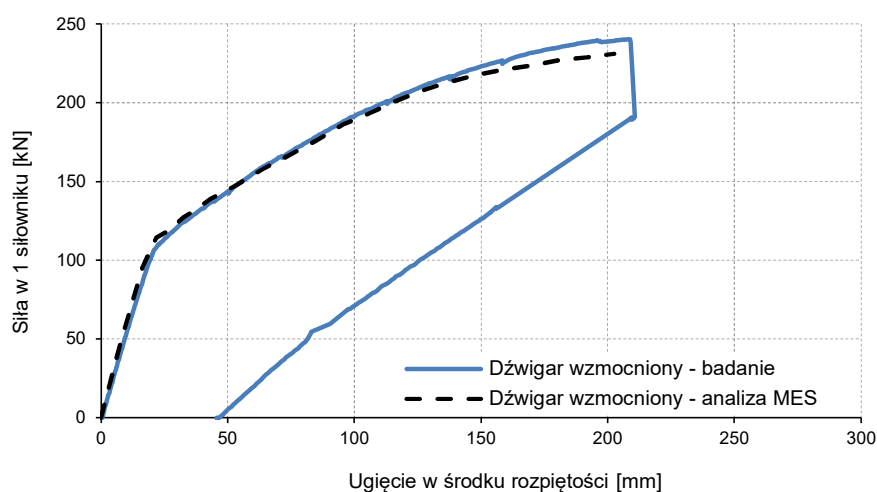
Analizę numeryczną dźwigara wzmocnionego prowadzono do momentu odpowiadającego zerwaniu naprężonych taśm CFRP, czyli do osiągnięcia przyrostu odkształceń w taśmach równego  $\varepsilon_{f, test} = 10\%$ .

Zestawienie wyników analizy MES z wynikami doświadczalnymi przedstawiono w tabeli 7.10. Na podstawie analizy obliczeniowej obciążenie powodujące zniszczenie na skutek zerwania taśm CFRP wyniosło  $F_u = 4 \times 231 \text{ kN} = 924 \text{ kN}$ , co odpowiadało momentowi zginającemu  $M_u = 4053,6 \text{ kNm}$ , przy ugięciu w środku rozpiętości wynoszącym  $v_{max} = 203 \text{ mm}$ . Wyniki te wskazują dobrą zgodność z badaniami doświadczalnymi, podczas których zerwanie taśm nastąpiło przy obciążeniu  $F_{max} = 960 \text{ kN}$  i ugięciu  $v_{max} = 260 \text{ mm}$ . Równie dobrą zgodność zaobserwowano na przykładzie obciążenia rysującego  $F_{cr}$ , które wg analizy obliczeniowej wyniosło  $456 \text{ kN}$ , a w badaniach laboratoryjnych  $440 \text{ kN}$ , oraz maksymalnych odkształceń w strefie ściskanej i rozciąganej betonu ( $\varepsilon_{c,c}$  równe odpowiednio  $1,7\%$  i  $1,5\%$ ,  $\varepsilon_{c,t}$  równe odpowiednio  $9,7\%$  i  $9,4\%$ ).

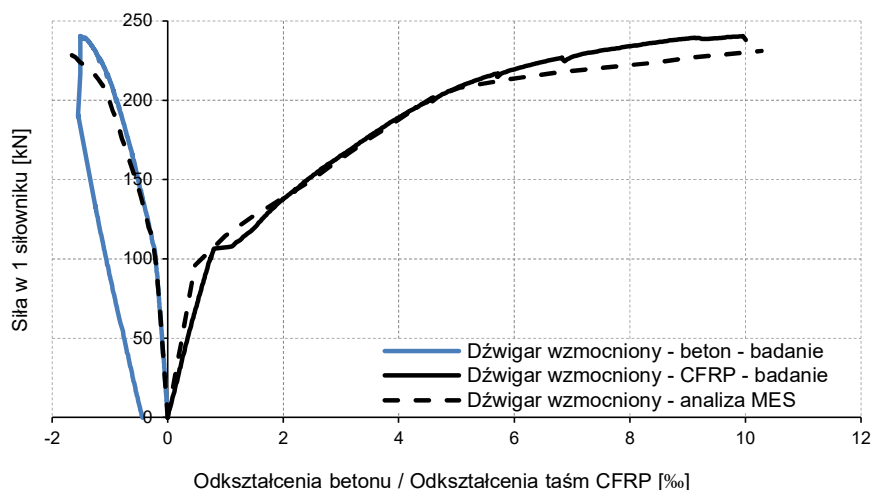
Tabela 7.10. Podsumowanie wyników badań i analizy MES dźwigara wzmocnionego.

	Badanie doświadczalne	Analiza MES
Obciążenie niszczące, $F_u$ [kN]	960	924
Obciążenie rysujące, $F_{cr}$ [kN]	440	456
Maksymalne ugięcie, $v_{max}$ [mm]	210	203
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej, $\varepsilon_{c,c}$ [‰]	1,5	1,7
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie rozciąganej, $\varepsilon_{c,t}$ [‰]	9,4	9,7
Odształcenie wstępnie w naprężanych taśmach CFRP, $\varepsilon_{fp}$ [‰]	6,0	6,0
Przyrost odkształceń w kompozycie podczas badania, $\varepsilon_{f, test}$ [‰]	10,0	10,0

Na rysunkach 7.40 i 7.41 przedstawiono porównanie wykresów zależności obciążenie-ugięcie w środku rozpiętości dźwigara, zależności obciążenie-odkształceń ściskające w betonie oraz zależności obciążenie-odkształcenia rozciągające w taśmach CFRP, uzyskanych w badaniach i analizie numerycznej. Wykresy potwierdzają bardzo dobrą zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych w całym zakresie obciążeń zrealizowanych w badaniu.

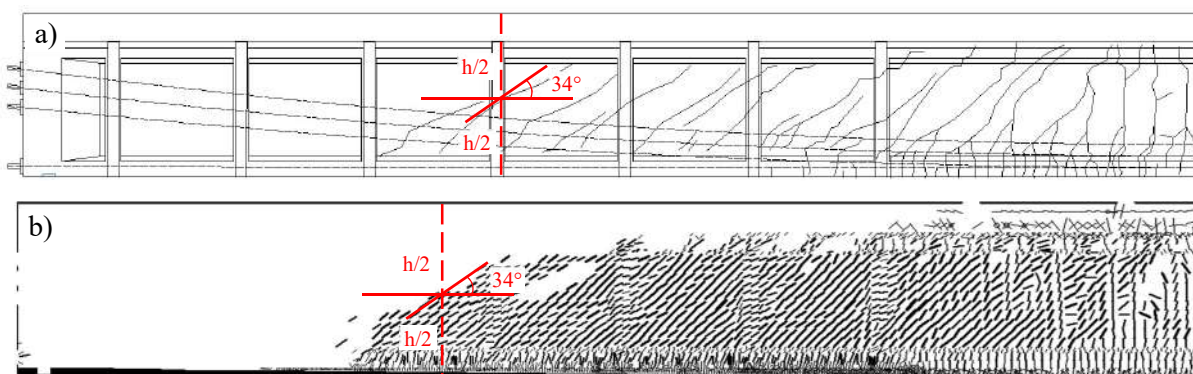


Rysunek 7.40. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych zależności obciążenie-ugięcie dźwigara wzmocnionego.



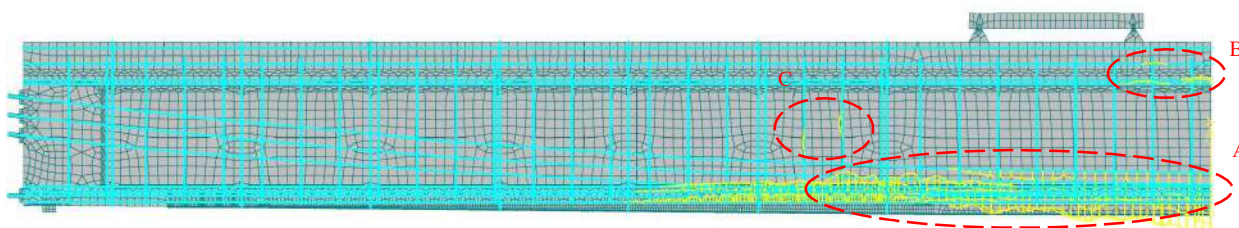
Rysunek 7.41. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych zależności obciążenie-odkształcenia betonu i taśm CFRP dla dźwigara wzmocnionego.

Na rysunku 7.42 przedstawiono obraz zarysowania dźwigara otrzymany w badaniach doświadczalnych oraz na podstawie analizy MES. Obrazy są zgodne, zarówno pod względem układu rys, jak i kąta ich nachylenia. W obu przypadkach nachylenie rys położonych najbliżej podpory (mierzone jako kąt stycznej do kierunku rysy w połowie wysokości przekroju) wyniosło  $34^\circ$ .



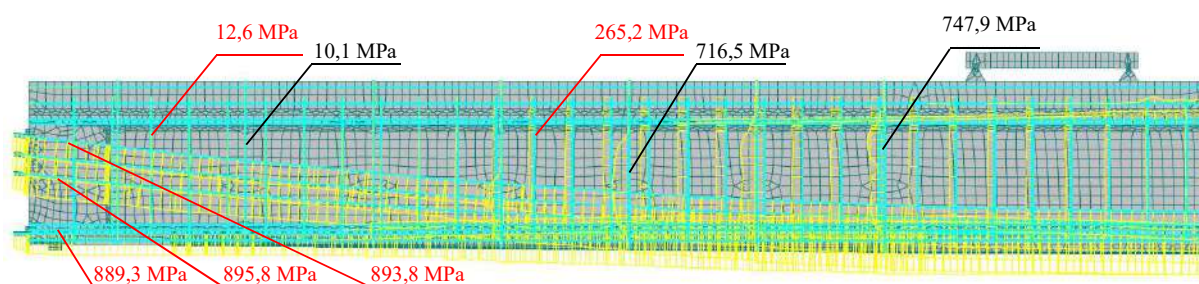
Rysunek 7.42. Obraz zarysowania dźwigara niewzmocnionego po badaniu (a) oraz uzyskany w analizie MES (b).

Na rysunku 7.43 przedstawiono zasięg uplastycznienia prętów zbrojeniowych oraz kabli sprężających pod obciążeniem maksymalnym  $4 \times 231$  kN. Żółtym kolorem zaznaczono fragmenty prętów zbrojenia oraz kabli, których odkształcenia przekroczyły wartości graniczne odpowiadające uplastycznieniu. Widoczne jest uplastycznienie zbrojenia głównego rozciąganego i sprężającego w dużym zakresie (obszar A) oraz lokalne uplastycznienie zbrojenia ściskanego (obszar B). W porównaniu do dźwigara niewzmocnionego, zauważalne jest dużo mniejszy zakres wystąpienia uplastycznienia w pionowych strzemionach (obszar C), mimo znacznie większych obciążeń.



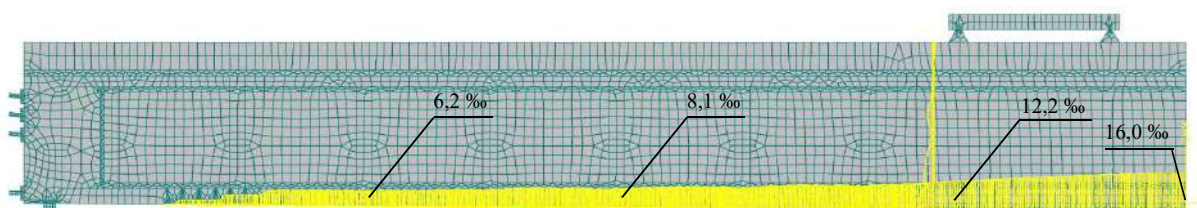
Rysunek 7.43. Lokalizacja odkształceń plastycznych w zbrojeniu dźwigara niewzmocnionego.

Na rysunku 7.44 przedstawiono wykresy naprężeń w prętach zbrojeniowych, kablach sprężających oraz matach CFRP pod obciążeniem maksymalnym  $4 \times 231 \text{ kN}$ . Na odnośnikach zaznaczono maksymalne naprężenia we wskazanych punktach wybranych prętów i kabli (kolor czerwony) oraz mat CFRP (kolor czarny). W strefie przypodporowej wystąpiły niewielkie wartości naprężeń rozciągających w strzemionach (od  $12,6 \text{ MPa}$  do  $265,2 \text{ MPa}$ , przy granicy plastyczności strzemion  $f_{yk} = 461 \text{ MPa}$ ). Naprężenia w matach CFRP osiągnęły bardzo niskie wartości w strefie przypodporowej poza zasięgiem zarysowania ( $10,1 \text{ MPa}$ ), natomiast w strefie objętej zarysowaniem naprężenia w matach CFRP osiągnęły wartości od  $716,5$  do  $747,9 \text{ MPa}$  (przy naprężeniach granicznych dla mat  $f_{fu} = 3800 \text{ MPa}$ ). Świadczy to znaczącym udziale pionowego zbrojenia kompozytowego w przenoszeniu sił poprzecznych w strefie objętej zarysowaniem. Naprężenia w kablach sprężających w pobliżu ich zakotwień osiągnęły wartości od  $889,3 \text{ MPa}$  do  $893,8 \text{ MPa}$ . Są to nieznacznie mniejsze wartości w porównaniu do dźwigara niewzmocnionego, mimo iż obciążenie zewnętrzne było znacznie większe, co świadczy o dużym udziale naprężonych taśm CFRP w przenoszeniu sił rozciągających.



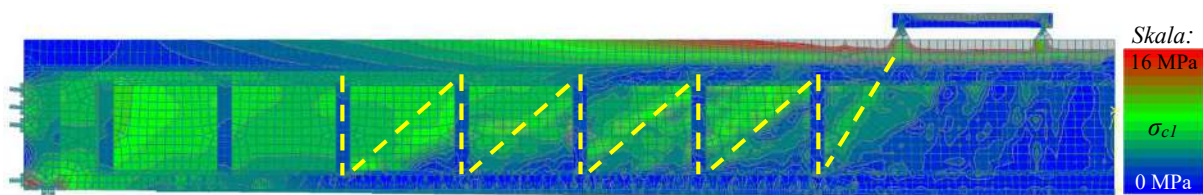
Rysunek 7.44. Maksymalne naprężenia w strzemionach i kablach sprężających (kolor czerwony) oraz matach CFRP (kolor czarny).

Na rysunku 7.45 przedstawiono rozkład całkowitych odkształceń w naprężonych taśmach CFRP ( $\epsilon_{f,tot} = \epsilon_{fp} + \epsilon_{f,test}$ ) na całej ich długości, pod obciążeniem maksymalnym  $4 \times 231 \text{ kN}$ . Na odnośnikach opisano poziom odkształceń w taśmach CFRP w wybranych przekrojach. Widoczny jest nieznaczny przyrost odkształceń w strefie przypodporowej ( $\epsilon_{f,tot} = 6,2\text{‰}$ ) w porównaniu do naprężenia wstępnego ( $\epsilon_{fp} = 6,0\text{‰}$ ). W przekroju położonym w miejscu przyłożenia pierwszej siły skupionej (współrzędna przekroju  $x = 7,2 \text{ m}$ ) maksymalne odkształcenia taśmy wyniosły  $\epsilon_{f,tot} = 12,2\text{‰}$ . Wynik ten jest bardzo zbliżony do wyniku obliczeń normowych (patrz rozdz. 7.3.1), wg których odkształcenia taśm CFRP w przekroju  $x = 7,2 \text{ m}$  wyniosły  $\epsilon_{f,tot} = 11,7\text{‰}$  pod obciążeniem  $4 \times 240 \text{ kN}$ .



Rysunek 7.45. Rozkład odkształceń taśm CFRP  $\epsilon_{f,tot}$ .

Na rysunku 7.46 przedstawiono rozkład głównych naprężeń ściskających w betonie ( $\sigma_{c1}$ ), w zakresie od  $0$  do  $16 \text{ MPa}$  (obszary w których naprężenia  $\sigma_{c1}$  mieszczą się poza tym zakresem zaznaczono na szaro). Poza charakterystycznym, łukowo-ściągowym układem naprężeń, obserwowanym również w dźwigarze niewzmocnionym, widoczny jest wpływ opłotów z mat CFRP na rozkład naprężeń ściskających w środku dźwigara. Kierunek naprężeń pokrywa się z przekątnymi pół wyznaczonych przez opłoty oraz górną i dolną półkę dźwigara, tworząc w środkowej części dźwigara typowy układ kratownicowy (zaznaczone schematycznie liniami przerywanymi).

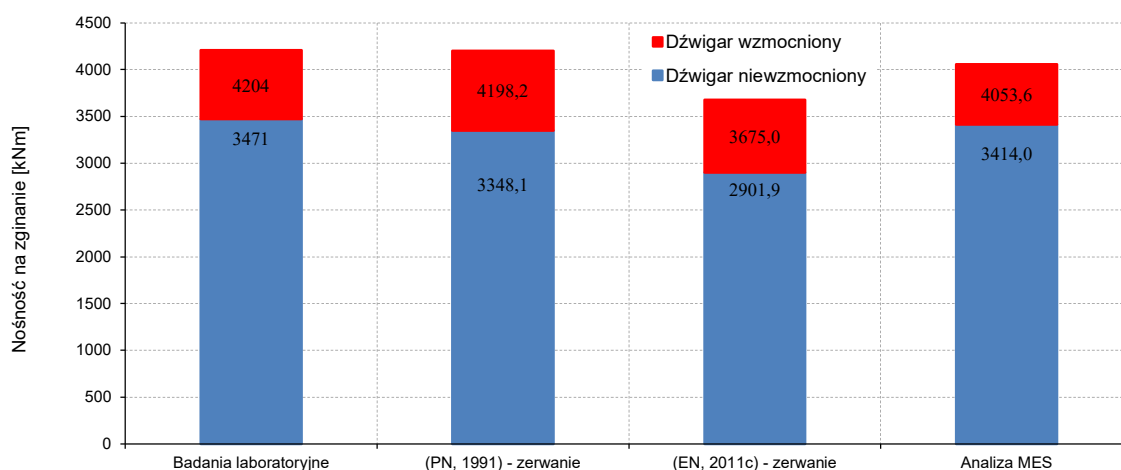


Rysunek 7.46. Głównie naprężenia ściskające ( $\sigma_{c1}$ ) w betonie (skala od 0 do 16 MPa).

#### 7.4.5. Podsumowanie wyników analizy MES

Podsumowując wyniki analizy MES dźwigara niewzmocnionego i wzmacnionego przytoczyć można następujące wnioski:

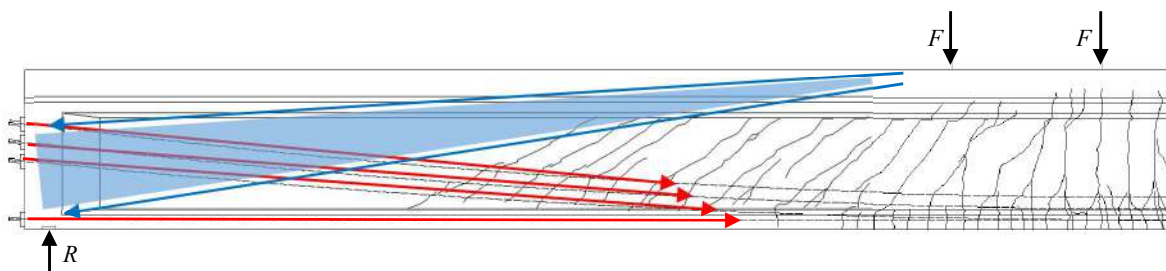
- Wyniki uzyskane w analizach MES w programie Atena potwierdziły bardzo dobrą zgodność z wynikami badań doświadczalnych (tab. 7.3, 7.4).
- Wyznaczona na podstawie analizy MES nośność dźwigara niewzmocnionego ( $M_{u1} = 3414,0$  kNm) i wzmacnionego ( $M_{u2} = 4053,6$ ) są zgodne z nośnościami uzyskanymi w badaniach oraz wyznaczonymi na podstawie obliczeń normowych (przy założeniu zerwania taśm CFRP - rys. 7.47)



Rysunek 7.47. Porównanie nośności dźwigarów uzyskanych na podstawie badań, obliczeń i analizy MES.

- Analiza numeryczna potwierdziła zniszczenie dźwigara niewzmocnionego na skutek uplastycznienia stali sprężającej i nieznaczny przyrost obciążeń od momentu na którym zakończono badanie laboratoryjne ( $F_{max} = 770$  kN) do wystąpienia zmiężdżenia betonu w strefie ściskanej ( $F_u = 784$  kN). W przypadku dźwigara wzmacnionego rozkład odkształceń w taśmie CFRP potwierdził wyniki obliczeń normowych (rozd. 7.3.1)
- Analiza MES ujawniła charakterystyczny, łukowo-ściągowy rozkład naprężeń, w którym naprężenia ściskające przekazywane są w betonie pomiędzy punktem przyłożenia obciążenia a podporą i zakotwieniem kabli sprężających, natomiast naprężenia rozciągające przekazywane są wzdłuż kabli sprężających (rys 7.48),





Rysunek 7.48. Łukowo-ściągowy rozkład naprężeń ściskających (obszar niebieski) i rozciągających (linie czerwone).

- Analiza potwierdziła brak oznak przekroczenia nośności na ścinanie w badanych dźwigarach. Wzmocnienie dźwigara opłotami z mat CFRP skutkowało znaczącym zmniejszeniem naprężeń w strzemiach stalowych w strefie przypodporowej (z 74,1 MPa do 12,6 MPa – rys. 7.38 i 7.44), oraz zmianą nachylenia rys (z 31° do 34° - rys. 7.36 i 7.42).

## 7.5. Obliczenia normowe nośności dźwigara na ścinanie

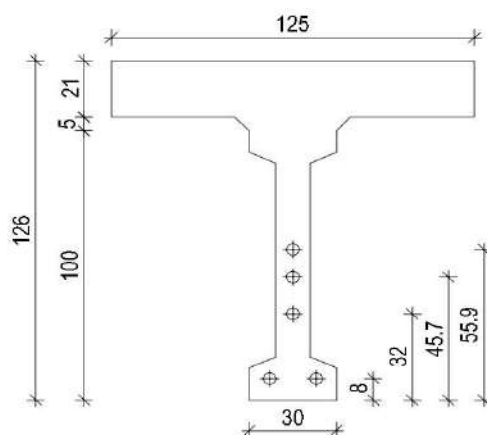
W rozdziale przedstawiono obliczenia nośności na ścinanie dla obu dźwigarów (niewzmocnionego oraz wzmocnionego), na podstawie Polskiej Normy PN-91/S-10042 (PN, 1991) dla konstrukcji mostowych, a także na podstawie Eurokodu PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c). Udział zbrojenia kompozytowego został uwzględniony w obliczeniach zgodnie z zaleceniami *fib bulletin 90* (fib, 2019).

Poniżej przedstawiono pełen tok obliczeń dla wybranego przekroju o współrzędnej  $x = 2,7$  m (mierzonej od lica dźwigara). Obliczenia dla pozostałych analizowanych przekrojów, o współrzędnych  $x = 0,3$  m;  $0,6$  m;  $0,9$  m;  $2,1$  m;  $2,7$  m;  $3,3$  m;  $3,9$  m;  $4,2$  m;  $4,8$  m;  $5,1$  m;  $5,7$  m;  $6,3$  m;  $6,9$  m;  $7,2$  m;  $7,8$  m) przedstawiono w załączniku. Na końcu rozdziału zamieszczono zestawienie wyników obliczeń dla wszystkich przekrojów.

### 7.5.1. Obliczenia nośności na ścinanie dźwigara niewzmocnionego według PN-91/S-10042 (PN, 1991)

Obliczenia wykonano zgodnie z parametrami wytrzymałościowymi betonu, zbrojenia stalowego i kompozytowego określonego na podstawie badań materiałowych opisanych w rozdziale 5.1 oraz kartami technicznymi (S&P, 2012c). W celu uzyskania rzeczywistych nośności dźwigarów pominięto wszystkie współczynniki materiałowe.

#### Przekrój $x = 2,70$ m



Rysunek 7.49. Przekrój o współrzędnej  $x = 2,7$  m dźwigara niewzmocnionego (wymiar w cm).

#### Charakterystyka przekroju

$h_{pl}$ – grubość płyty	$h_{pl} =$	21,0 [cm]
$b_{pl}$ – szerokość płyty	$b_{pl} =$	125,0 [cm]
$R_{bt,0,05,bel}$ – wytrzymałość na rozciąganie betonu belki	$E_{b,pl} =$	4,3 [MPa]
$E_{b,pl}$ – moduł sprężystości betonu płyty	$E_{b,pl} =$	32,1 [GPa]
$E_{b,pl}$ – moduł sprężystości betonu belki	$E_{b,bel} =$	34,7 [GPa]

### Przekrój sprowadzony

$$A_{bel} - \text{przekrój belki brutto} \quad A_{bel} = 1632,0 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{pl} - \text{przekrój płyty brutto} \quad A_{pl} = 2800,0 \quad [\text{cm}^2]$$

$$P_p - \text{siła sprężająca w jednym kablu} \quad P_p = 363,0 \quad [\text{kN}]$$

$$\Delta P_p - \text{straty siły sprężającej (rozdz. 7.1)} \quad \Delta P_p = 18,4 \quad [\%]$$

$P_p$  – siła sprężająca pomniejszona o straty

$$P_{pc} = P_p \cdot (1 - \Delta P_p) \quad P_{pc} = 297,7 \quad [\text{kN}]$$

Przekrój sprowadzony płyty:

$$A_{pl,spr} = E_{b,pl} / E_{b,bel} \cdot A_{pl} = 2590,2 \quad [\text{cm}^2]$$

Szerokość sprowadzona płyty – uwzględnieniem pola części przekroju na połączeniu belki i płyty o kształcie trapezu o wymiarach 400 x 300 x 50 mm (patrz rysunek)

$$b_l = (A_{pl,spr} - (400 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) \cdot 50 \text{ mm} / 2) / h_{pl} = 115,0 \quad [\text{cm}^2]$$

### Pole przekroju brutto belki i współpracującej płyty

$$A_b - \text{pole powierzchni przekroju brutto} \quad A_b = 4222,2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$h_{db} - \text{odległość środka ciężkości przekroju od dolnej krawędzi} \quad h_{db} = 89,0 \quad [\text{cm}]$$

$$h_{gb} - \text{odległość środka ciężkości przekroju od górnej krawędzi} \quad h_{gb} = 37,0 \quad [\text{cm}]$$

$$J_b - \text{moment bezwładności przekroju betonowego} \quad J_b = 6347481,2 \quad [\text{cm}^4]$$

### Zbrojenie sprężające

$$A_{pl} - \text{pole powierzchni przekroju jednego kabla} \quad A_{pl} = 3,5 \quad [\text{cm}^2]$$

$$n_p - \text{liczba kabli} \quad n_p = 5$$

$$A_p - \text{pole przekroju 5 kabli sprężających} \quad A_p = 17,3 \quad [\text{cm}^2]$$

$$h_{dp} - \text{odległość środka ciężkości kabli od dolnej krawędzi} \quad h_{dp} = 29,9 \quad [\text{cm}]$$

$$h_{gp} - \text{odległość środka ciężkości kabli od górnej krawędzi} \quad h_{gp} = 96,1 \quad [\text{cm}]$$

### Zbrojenie zwykłe

$A_{ag}$ – pole powierzchni przekroju prętów w strefie ściskanej	$A_{ag} =$	2,3 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{ad}$ – pole powierzchni przekroju prętów w strefie rozciąganej	$A_{ad} =$	2,3 [cm <sup>2</sup> ]
$A_a = A_{ad} + A_{ag} =$		4,6 [cm <sup>2</sup> ]
$h_{ad}$ – odległość środka ciężkości prętów w str. rozciąganej od dolnej krawędzi	$h_{ad} =$	7,3 [cm]
$h_{ag}$ – odległość środka ciężkości prętów w str. ściskanej od dolnej krawędzi	$h_{ag} =$	118,7 [cm]
$n_a$ – stosunek współczynników sprężystości stali zbrojeniowej i betonu (wg PN, 1991)	$n_a =$	15
$n_v$ – stosunek współczynników sprężystości stali sprężającej i betonu (wg PN, 1991)	$n_v =$	18

#### Charakterystyka przekroju sprowadzonego

$A = A_b + n_a A_a + n_v A_p =$		4601 [cm <sup>2</sup> ]
$h_d = (A_b h_b + n_a A_{ad} h_{ad} + n_a A_{ag} h_{ag} + n_v A_p h_{dp}) / A =$		84,6 [cm]
$J = J_b + A_b (h_b - h_{db})^2 + n_a A_{ad} (h_d - h_{da})^2 + n_a A_{ag} (h_d - h_{ga})^2 + n_v A_p (h_d - h_{dp})^2 =$		7686141,3 [cm <sup>4</sup> ]
$h$ – wysokość przekroju sprowadzonego	$h =$	126,0 [cm]

Odległość środka ciężkości zbrojenia sprężającego i biernego od dolnej krawędzi belki:

$$a = (n_a A_{ad} h_{ad} + n_v A_p h_{dp}) / (n_a A_{ad} + n_v A_p) = 27,7 \text{ [cm]}$$

Wysokość użyteczna przekroju:

$$h_l = h - a = 98,3 \text{ [cm]}$$

$$b_w \text{ – grubość środnika} \quad b_w = 12,0 \text{ [cm]}$$

$$S_d \text{ – średnica cięgien sprężających} \quad S_d = 4,5 \text{ [cm]}$$

Zastępcza grubość środnika:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot S_d = 9,8 \text{ [cm]}$$

Stopień zbrojenia podłużnego:

$$\mu = (A_p + A_{ad} + A_{ag}) / b_{w,nom} h_l = 0,5 \text{ [%]}$$

$t_R$  – wytrzymałość betonu na ścinanie

$$t_R = 0,25 \cdot R_{bt0,05,beI} \qquad t_R = 1,1 \text{ [MPa]}$$

Współczynnik zwiększający wytrzymałość betonu na ścinanie ze względu na stopień zbrojenia podłużnego:

$$1 + 50\mu = 1,3$$

$$\text{Całkowite naprężenia ściskające w betonie wywołane sprężaniem} \qquad 18,05 \text{ [MPa]}$$

$$M_0 \text{ – moment dekompresji (wg analizy w rozdz. 7.2.3)} \qquad M_0 = 1729 \text{ [kNm]}$$

$$M_{max} \text{ – moment maksymalny w przekroju (wg statyki, dla obciążenia maksymalnego 4 x 193 kN)} \qquad M_{max} = 1181 \text{ [kNm]}$$

$$M_0 / M_{max} = 1,5$$

Współczynnik zwiększający wytrzymałość betonu na ścinanie ze względu na osiową siłę ściskającą ( $1 + M_0 / M_{max} \leq 2$ ):

$$1 + M_0 / M_{max} = 2,00$$

**Siła poprzeczna przenoszona przez beton:**

$$\Delta V_b = t_R (1+50\mu) \cdot (1+M_0/M_{max}) \cdot b \cdot 0,85h_I = 221,9 \text{ [kN]}$$

$$R_{aw} \text{ – wytrzymałość obliczeniowa strzemion:} \qquad R_{aw} = 461,0 \text{ [MPa]}$$

$$d_{sw} \text{ – średnica strzemion} \qquad d_{sw} = 8,0 \text{ [mm]}$$

$A_{aw}$  – pole przekroju strzemion

$$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 / 4 = \qquad A_{aw} = 1,0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$s \text{ – rozstaw strzemion} \qquad s = 30,0 \text{ [cm]}$$

**Siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona pionowe:**

$$\Delta V_w = A_{aw} / s \cdot 0,85h_I \cdot R_{aw} = 128,4 \text{ [kN]}$$

$$\Delta V_b + \Delta V_w = 350,4 \text{ [kN]}$$

Kąta nachylenia kabli sprężających  
(wg projektu trasowania kabli, patrz rozdz. 4, rys. 4.6):

	kąta nachylenia $\alpha$	$\sin \alpha$
kabel 5	5,25°	0,0918
kabel 4	4,74°	0,0827
kabel 3	4,12°	0,0720

### Redukcja siły poprzecznej wynikająca z nachylenia ciągów:

Suma składowych pionowych siły sprężającej w każdym z kabli odgiętych

$$P_{pc} \cdot \sin(\alpha)$$

$$\Delta V_p = \sum P_{pc} \cdot \sin(\alpha_i) = \mathbf{73,4 \text{ [kN]}}$$

### Nośność przekroju na ścinanie:

$$V_{Rd} = \Delta V_b + \Delta V_w + \Delta V_p = \mathbf{423,8 \text{ [kN]}}$$

Z obliczeń wynika że nośność na ścinanie przekroju niewzmocnionego o współrzędnej  $x = 2,70\text{m}$  jest równa 423,8 kN. Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla pozostałych przekrojów obliczeniowych w dźwigarze niewzmocnionym. W tabeli 7.11 przedstawiono przyjęte wartości parametrów zmiennych ( $h_l$ ,  $M_{max}$ ) oraz wyniki obliczeń dla wszystkich przekrojów obliczeniowych.

Tabela 7.11. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie wg (PN, 1991).

Współrzędna przekroju $x \text{ [m]}$	$h_l$ $[\text{cm}]$	$M_{max}$ $[\text{kNm}]$	$\Delta V_b$ $[\text{kN}]$	$\Delta V_w$ $[\text{kN}]$	$\Delta V_p$ $[\text{kN}]$	$V_{Rd}$ $[\text{kN}]$
0,30	85,9	48,5	524,2	704,6	101,3	<b>1330,0</b>
0,60	87,6	193,5	197,8	343,4	96,8	<b>638,0</b>
0,90	89,4	337,5	201,8	350,3	89,8	<b>641,9</b>
2,10	95,8	903,8	216,3	187,7	80,1	<b>484,0</b>
2,70	98,3	1181,0	222,0	128,4	73,4	<b>423,8</b>
3,30	101,2	1454,4	228,5	132,2	67,5	<b>428,1</b>
3,90	103,5	1727,8	233,7	135,2	62,3	<b>431,3</b>
4,20	104,5	1857,0	227,9	136,6	57,1	<b>421,6</b>
4,80	106,5	2120,6	218,3	139,1	51,9	<b>409,4</b>
5,10	107,4	2250,9	214,4	140,3	46,7	<b>401,4</b>
5,70	109,0	2508,6	207,8	142,3	41,5	<b>391,7</b>
6,30	110,3	2762,4	222,7	144,1	31,2	<b>398,0</b>
6,90	111,4	3012,2	197,9	145,5	31,2	<b>374,5</b>
7,20	111,8	3135,7	195,8	146,0	26,0	<b>367,9</b>
7,80	112,5	3321,8	193,2	147,0	26,0	<b>366,1</b>

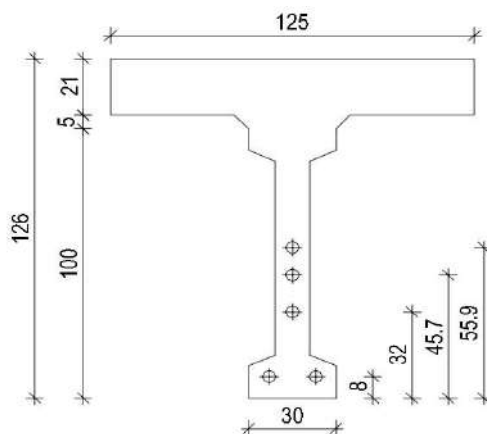
### 7.5.2. Obliczenia nośności na ścinanie dźwigara niewzmocnionego według PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c)

Obliczenia wykonano zgodnie z parametrami wytrzymałościowymi betonu, zbrojenia stalowego i kompozytowego określonego na podstawie badań materiałowych opisanych w rozdziale 5.1 oraz kartami technicznymi (S&P, 2012c). W celu uzyskania rzeczywistych nośności dźwigarów pominięto wszystkie współczynniki materiałowe. Dla każdego przekroju przyjęto wartość kąta  $\theta$  zgodnie z kątem nachylenia rys w danym przekroju, na podstawie obrazu zarysowania uzyskanego w badaniu i analizie MES – patrz rys.7.36. Dla przekrojów niezarysowanych przyjęto wartości takie same jak dla przekroju sąsiedniego. Zestawienie przyjętych wartości przedstawiono w tabeli 7.12.

Tabela 7.12. Zestawienie wartości kąta  $\theta$  przyjętych w obliczeniach nieśności na ścinanie.

Współrzędna przekroju $x$ [m]	kąt nachylenia rys $\theta$ [°]	$\cot(\theta)$	$\cot(\theta)$ przyjęty w obliczeniach
0,30	-	-	2,4
0,60	23	2,36	2,4
0,90	23	2,36	2,4
2,10	25	2,14	2,1
2,70	29	1,80	1,8
3,30	31	1,66	1,7
3,90	32	1,60	1,6
4,20	33	1,54	1,5
4,80	34	1,48	1,5
5,10	35	1,43	1,4
5,70	42	1,11	1,1
6,30	42	1,11	1,1
6,90	48	0,90	1,0
7,20	50	0,84	1,0
7,80	52	0,78	1,0

#### Przekrój $x=2,70$ m



Rysunek 7.50. Geometria przekroju betonowego przyjęta w obliczeniach (wymiary w cm).

### Charakterystyka przekroju

$A_b$ – przekrój belki dźwigara netto	$A_b =$	1552,5 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{bp}$ – przekrój belki i płyty netto	$A_{bp} =$	3929,4 [cm <sup>2</sup> ]
$h$ – wysokość przekroju	$h =$	126,0 [cm]
$b_w$ – szerokość środka	$b_w =$	12,0 [cm]
$d_p$ – średnica kanału kabla sprężającego	$d_p =$	4,5 [cm]
$b_{w,nom}$ – nominalna szerokość środka		
$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot d_p =$	$b_{w,nom} =$	9,8 [cm]

### Charakterystyka betonu

$f_{ck,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$f_{ck,bel} =$	64,6 [MPa]
$f_{cd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,bel} =$	64,6 [MPa]
$E_{c,bel}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,bel} =$	34,7 [GPa]

### Charakterystyka zbrojenia sprężającego

$A_{pl}$ – pole przekroju kabla	$A_{pl} =$	346,3 [mm <sup>2</sup> ]
$a_p$ – odległość środka ciężkości przekroju zbrojenia sprężającego od dolnej krawędzi przekroju ( $a_{p1,2,3}$ , $a_{p4}$ , $a_{p5}$ – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys. 7.50)		
$a_p = (2 \cdot A_{pl} \cdot a_{p1,2} + A_{pl} \cdot a_{p3} + A_{pl} \cdot a_{p4} + A_{pl} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{pl})$	$a_p =$	29,9 [cm]
$F_{p1,max}$ – siła sprężająca w chwili sprężenia	$F_{p1,max} =$	363 [kN]
$\alpha_p$ – poziom strat w sile sprężającej (rozdz. 7.1)	$\alpha_p =$	18,4 [%]

Siła sprężająca w kablu po stratach:

$$F_{pl} = (1 - \alpha_p) \cdot F_{p,max} = 297,7 \text{ [kN]}$$

Kąta nachylenia kabli sprężających  
(wg projektu trasowania kabli, patrz rozdz. 4, rys. 4.6):



	kąt nachylenia $\alpha$	$\sin \alpha$
kabel 5	5,25°	0,0918
kabel 4	4,74°	0,0827
kabel 3	4,12°	0,0720

### Redukcja siły poprzecznej wynikająca z nachylenia cięgien:

Suma składowych pionowych siły sprężającej w każdym z kabli odgiętych

$$F_{pl} \cdot \sin(\alpha)$$

$$\Delta V_p = \sum F_{pl} \cdot \sin(\alpha_i) = 73,37 \text{ [kN]}$$

$\sigma_{cp}$  – naprężenia ściskające od sprężenia

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_b = \sum F_{pl} \cdot \cos(\alpha_i) / A_b = \sigma_{cp} = 9,57 \text{ [MPa]}$$

$\theta$  – kąt nachylenia naprężeń głównych

$$\cot(\theta) = 1,80$$

$$\tan(\theta) = 0,56$$

### Zbrojenie poprzeczne

$$f_{yk} \text{ – charakterystyczna granica plastyczności strzemion} \quad f_{ywd} = 461,0 \text{ [MPa]}$$

$$d_{sw} \text{ – średnica strzemion} \quad d_{sw} = 8 \text{ [mm]}$$

$$n \text{ – liczba strzemion} \quad n = 2$$

$A_{sw}$  – pole przekroju zbrojenia na ścinanie

$$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 / 4 \quad A_{sw} = 1,0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$d$  – wysokość użyteczna

$$d = h - a_p \quad d = 96,1 \text{ [cm]}$$

$$z = 0,9 d \quad z = 86,5 \text{ [cm]}$$

$$s \text{ – rozstaw zbrojenia} \quad s = 30,0 \text{ [cm]}$$

### Obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 240,4 \text{ [kN]}$$

### Nośność przekroju z uwzględnieniem pionowej składowej $\Delta V_p$ :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + \Delta V_p = 313,8 \text{ [kN]}$$

Współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego:

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,445$$

Współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskanym:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1,15$$

Maksymalna siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona:

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}) / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 1181,2 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,s} < V_{Rd,max}$$

Z obliczeń wynika że nośność na ścinanie przekroju niewzmocnionego o współrzędnej  $x = 2,70$  m jest równa  $V_{Rd} = 313,8$  kN. Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla pozostałych przekrojów obliczeniowych w dźwigarze niewzmocnionym. W tabeli 7.13 przedstawiono przyjęte wartości parametrów zmiennych ( $d$ ,  $\cot(\theta)$ ) oraz wyniki obliczeń dla wszystkich przekrojów obliczeniowych.

Tabela 7.13. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie wg (EN, 2011c).

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$d$ [cm]	$\cot(\theta)$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$\Delta V_p$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
0,30	82,2	2,4	1714,2	101,3	1815,5
0,60	84,2	2,4	843,3	96,8	940,1
0,90	86,2	2,4	755,0	89,8	844,8
2,10	93,3	2,1	408,6	80,1	488,7
2,70	96,1	1,8	240,4	73,4	313,8
3,30	99,3	1,7	234,6	67,5	302,2
3,90	101,9	1,6	226,6	62,3	288,9
4,20	103,0	1,5	214,8	57,1	271,9
4,80	105,2	1,5	219,4	51,9	271,3
5,10	106,2	1,4	206,7	46,7	253,4
5,70	107,9	1,1	165,0	41,5	206,6
6,30	109,4	1,1	167,3	32,2	199,4
6,90	110,6	1,0	153,7	31,2	184,9
7,20	111,1	1,0	154,4	26,0	180,4
7,80	111,9	1,0	155,5	26,0	181,5

### 7.5.3. Obliczenie udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie według *fib bulletin 90* (fib, 2019)

Zgodnie z zaleceniami *fib bulletin 90* (fib, 2019) udział wzmocnienia na ścinanie stanowi składnik nośności na ścinanie  $V_{Rd,f}$  (poza udziałem betonu, zbrojenia poprzecznego i pionowej składowej siły sprężającej). W przypadku kompozytowych strzemion prostopadłych do podłużnej osi elementu nośność tę określa wzór:

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fw}}{s_f} h_f \cdot f_{fwd} \cdot \cot\theta \quad (7.43)$$

gdzie:

$A_{fw}$  – pole przekroju kompozytowego zbrojenia na ścinanie,  $A_{fw} = 2 \cdot b_f \cdot t_f$ ,

$b_f$  – szerokości oplotu,  $b_f = 75$  mm,

$t_f$  – grubość zastępcza wielowarstwowego oplotu:

$$t_f = n^{0,85} \cdot t_0 = 4^{0,85} \cdot 0,234 \text{ mm} = 0,760 \text{ mm} \quad (7.44)$$

$n$  – liczba warstw w oplotcie,  $n = 4$ ,

$t_0$  – grubość pojedynczej warstwy oplotu,  $t_0 = 0,234$  mm – wg (S&P, 2012c),

$$A_{fw} = 2 \cdot b_f \cdot t_f = 2 \cdot 75 \text{ mm} \cdot 0,76 \text{ mm} = 114 \text{ mm}^2$$

$h_f$  – wysokość na jakiej rysa ukośna przecina zbrojenie kompozytowe,  $h_f = h - 0,1 d_s$ ,

$h$  – wysokość przekroju,  $h = 1260$  mm,

$d_s$  – to wysokość użyteczna zbrojenia stalowego. W obliczeniach przyjęto wartości odpowiednio  $h_l$  (dla obliczeń wg (PN, 1991)) i  $d$  (dla obliczeń wg (EN, 2011c)), zgodnie z obliczeniami w rozdziałach 7.5.1 i 7.5.2 ,

$s_f$  – rozstaw oplotów z mat CFRP,  $s_f = 1000$  mm,

$\cot\theta$  – cotangens kąta nachylenia naprężeń głównych, przyjęto zgodnie z tab. 7.12.

$f_{fwd}$  – nośność graniczna zbrojenia CFRP, przypadku pełnych oplotów określona wzorem:

$$f_{fwd} = f_{fwd,c} = k_R \cdot a_t \cdot f_{fd} \quad (7.45)$$

$f_{fd}$  – wytrzymałość kompozytu na rozciąganie  $f_{fd} = f_{fk} = 3800$  MPa – wg (S&P, 2012c),

$a_t$  – współczynnik uwzględniający długotrwałe obciążenia,  $a_t = 0,8$  – wg (fib, 2019)

$k_R$  – współczynnik uwzględniający nierównomierny rozkład naprężeń w kompozycie na przecięciu z rysą oraz redukcję wytrzymałości ze względu na zagięcie włókien kompozytu na narożu przekroju, zależny od promienia wyoblenia naroży ( $R$ ):

$$k_R = \begin{cases} 0,50 \frac{R}{50} \left( 2 - \frac{R}{50} \right) & \text{dla } R < 50 \text{ mm} \\ 0,5 & \text{dla } R \geq 50 \text{ mm} \end{cases} \quad (7.46)$$

W badanym dźwigarze promienia wyoblenia naroży wyniósł  $R = 50$  mm, zatem  $k_R = 0,5$ ,

$$f_{ywd} = k_R \cdot a_t \cdot f_{fd} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 3800 \text{ MPa} = 1520 \text{ MPa}$$

Udział zbrojenia CFRP w nośności na ścinanie wyznaczono wg wzoru (7.43) dla każdego przekroju obliczeniowego. Całkowitą nośność przekroju wzmocnionego ( $V_{Rd,str}$ ) w obliczeniach wg (PN, 1991) wyznaczono jako:

$$V_{Rd,str} = \Delta V_b + \Delta V_w + \Delta V_p + V_{Rd,f} = V_{Rd} + V_{Rd,f} \quad (7.47)$$

Podsumowanie przyjętych wartości parametrów zmiennych przedstawiono w tabeli 7.14. Całkowitą nośność przekroju wzmocnionego ( $V_{Rd,str}$ ) w obliczeniach wg (EN, 2011c) wyznaczono jako:

$$V_{Rd,str} = V_{Rd,s} + \Delta V_p + V_{Rd,f} = V_{Rd} + V_{Rd,f} \quad (7.48)$$

Podsumowanie przyjętych wartości parametrów zmiennych przedstawiono w tabeli 7.15. Ze względu na to, że pierwszy oplot z mat CFRP usytuowano w odległości  $x = 0,70$  m od krawędzi dźwigara, to za objęte wzmocnieniem uznano przekrój o współrzędnej  $x = 0,60$  m oraz kolejne (przekrój o współrzędnej  $x = 0,30$  m uznano za nieobjęty wzmocnieniem).

Tabela 7.14. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie dźwigara wzmocnionego wg (PN, 1991)

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$d_s = h_l$ [cm]	$h_f$ [cm]	$\cot(\theta)$	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Rd,str}$ [kN]
0,30	85,9	117,4	2,4	1330,0	0,0	<b>1330,0</b>
0,60	87,6	117,2	2,4	638,0	487,6	<b>1125,6</b>
0,90	89,4	117,1	2,4	641,9	486,8	<b>1128,7</b>
2,10	95,8	116,4	2,1	484,0	423,6	<b>907,6</b>
2,70	98,3	116,2	1,8	423,8	362,3	<b>786,1</b>
3,30	101,2	115,9	1,7	428,1	341,4	<b>769,5</b>
3,90	103,5	115,7	1,6	431,3	320,6	<b>751,9</b>
4,20	104,5	115,6	1,5	421,6	300,3	<b>721,9</b>
4,80	106,5	115,4	1,5	409,4	299,8	<b>709,2</b>
5,10	107,4	115,3	1,4	401,4	279,6	<b>681,0</b>
5,70	109,0	115,1	1,1	391,7	219,4	<b>611,1</b>
6,30	110,3	115,0	1,1	398,0	219,1	<b>617,1</b>
6,90	111,4	114,9	1,0	374,5	199,0	<b>573,5</b>
7,20	111,8	114,8	1,0	367,9	199,0	<b>566,9</b>
7,80	112,5	114,8	1,0	366,1	198,8	<b>564,9</b>

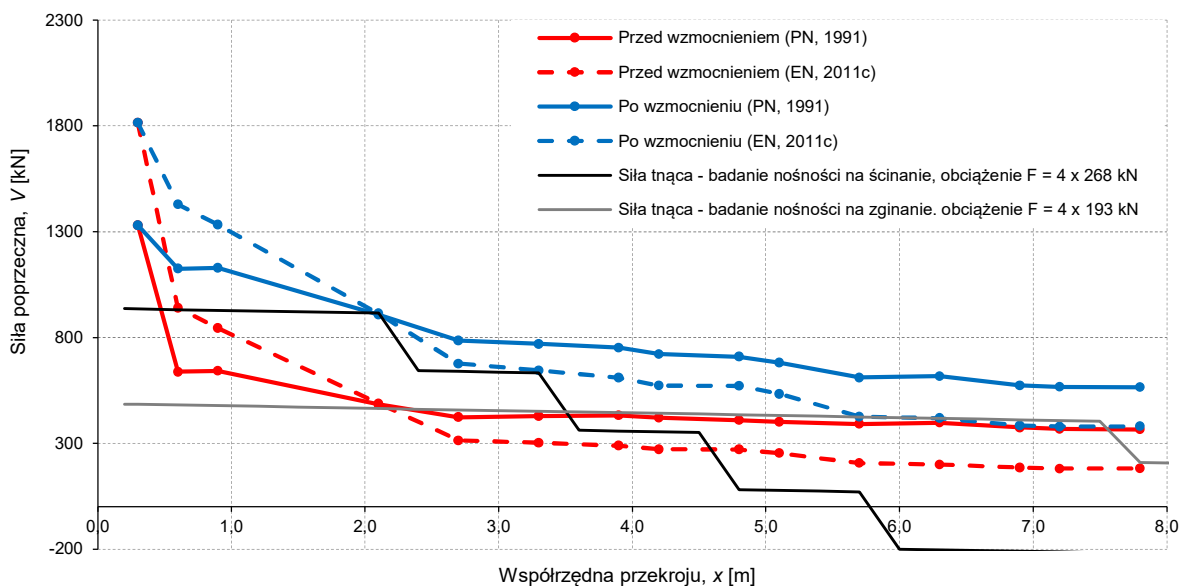
$V_{Rd}$  – wg rozdziału 7.5.1, tabela 7.11.

Tabela 7.15. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie dźwigara wzmocnionego wg (EN, 2011c)

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$d_s = d$ [cm]	$h_f$ [cm]	$\cot(\theta)$	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
0,30	82,2	117,8	2,4	1815,5	0	<b>1815,5</b>
0,60	84,2	117,6	2,4	940,1	489,0	<b>1429,1</b>
0,90	86,2	117,4	2,4	844,8	488,2	<b>1333,0</b>
2,10	93,3	116,7	2,1	488,7	424,5	<b>913,2</b>
2,70	96,1	116,4	1,8	313,8	363,0	<b>676,8</b>
3,30	99,3	116,1	1,7	302,2	341,9	<b>644,1</b>
3,90	101,9	115,8	1,6	288,9	321,1	<b>610,0</b>
4,20	103,0	115,7	1,5	271,9	300,7	<b>572,6</b>
4,80	105,2	115,5	1,5	271,3	300,2	<b>571,5</b>
5,10	106,2	115,4	1,4	253,4	279,9	<b>533,3</b>
5,70	107,9	115,2	1,1	206,6	219,6	<b>426,2</b>
6,30	109,4	115,1	1,1	199,4	219,3	<b>418,7</b>
6,90	110,6	114,9	1,0	184,9	199,2	<b>384,1</b>
7,20	111,1	114,9	1,0	180,4	199,1	<b>379,5</b>
7,80	111,9	114,8	1,0	181,5	198,9	<b>380,4</b>

$V_{Rd}$  – wg rozdziału 7.5.2, tabela 7.13.

Zestawienie wyników obliczeń wg Polskiej Normy (PN, 1991) oraz Eurokodu (EN, 2011c) przedstawiono w postaci wykresu (rys. 7.51). Wyniki zestawiono z siłami poprzecznymi odpowiadającymi maksymalnemu obciążeniu podczas badania nośności na zginanie dźwigara niewzmocnionego ( $F = 4 \times 193$  kN) oraz badania nośności na ścinanie ( $F = 4 \times 268$  kN).



Rysunek 7.51. Porównanie wyników obliczeń nośności na ścinanie z wynikami badań.

Zestawienie wyników obliczeń normowych nośności na ścinanie z siłami poprzecznymi osiągniętymi w wyróżnionych przekrojach uzasadnia potrzebę wzmocnienia dźwigara. Porównując nośności dźwigara niewzmocnionego obliczone wg norm (linie czerwone) z siłami poprzecznymi jakie przenosił dźwigar pod maksymalnym obciążeniem (linia szara) widoczny jest niedobór nośności, według obu metodologii obliczeń osiągający największą wartość w rejonie przekrojów o współrzędnej  $x = 2,00 \div 2,70$  m. Niedobór ten został uzupełniony wzmocnieniem dźwigara na ścinanie, które zapewniło wymaganą nośność ze znaczącym zapasem w stosunku do wymaganej nośności (linie niebieskie).

W badaniach dźwigara niewzmocnionego nie zaobserwowano jednak oznak zniszczenia na ścinanie, ani pod obciążeniem niszczącym w badaniu nośności na zginanie (linia szara), ani też pod obciążeniem niszczącym w badaniu nośności na ścinanie (linia czarna), które potwierdza osiągnięcie obliczonych nośności, nawet dla dźwigara wzmocnionego na ścinanie. Potwierdza to opinię o dużym wpływie betonu w konstrukcjach od tak dużych wymiarach przekroju poprzecznego, gdzie efekt skali ma bardzo istotne znaczenie. Niestety obowiązujące normy w niewystarczającym stopniu uwzględniają udział betonu w nośności na ścinanie, co w pełni potwierdziły badania doświadczalne.

W celu dokładnego wyznaczenia obliczeniowej nośności na ścinanie elementów badawczych, z uwzględnieniem szeregu dodatkowych, nie ujętych w normach zjawisk wpływających na tę nośność, przeprowadzono szczegółową analizę wg modelu mechanicznego A. Mari (Mari i inni, 2016). Analizę przedstawiono w rozdziale 7.7.

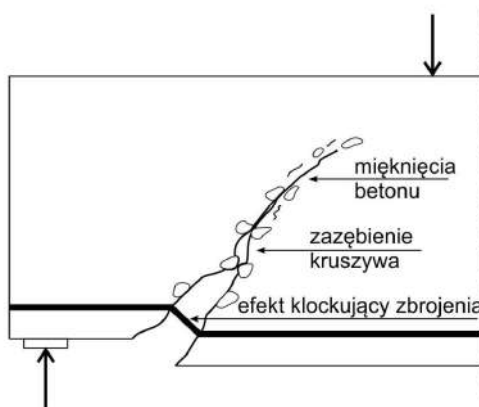
## 7.6. Analiza nośności na ścinanie wg modelu A. Mari (Mari i inni, 2016)

Podsumowanie wyników obliczeń nośności na ścinanie dźwigarów laboratoryjnych wg normy (PN, 1991) i (EN, 2001c) i wyniki badań doświadczalnych wykazały duże rozbieżności między nośnościami obliczonymi i wynikami badań. Dźwigary nie wykazywały żadnych oznak zniszczenia na ścinanie, nawet w powtarznej próbie badania dźwigara nr 2, którą przeprowadzono jako dodatkowe badanie na ścinanie (opisane szczegółowo w rozdziale 5.3.2).

Przyczyną rozbieżności jest fakt iż model kratownicowy nie uwzględnia wpływu strefy ściskanej betonu na nieśność przekroju na ścinanie. Fakt ten jest uwzględniony jedynie w modelu obliczeniowym zastosowanym w normie kanadyjskiej (CSA, 2006) oraz *fib Model Code 2010* (fib, 2010). Model kratownicowy pomija również wpływ następujących mechanizmów przenoszenia naprężeń ścinających przez przekrój żelbetowy:

- zazębienie kruszywa (ang. *aggregate interlock*),
- efekt klockujący zbrojenia podłużnego (ang. *dowel action*),
- zjawisko osłabienia betonu w strefie mikrozarzysowania (ang. *strain softening*).

Ilustrację powyższych mechanizmów przedstawiono schematycznie na rysunku 7.52. Mechanizm przenoszenia naprężeń ścinających przez zazębienie kruszywa w zarysowanym betonie powstaje ze względu na fakt, że powierzchnie rysy są chropowate. Wystające fragmenty kruszywa powodują powstawanie tarcia pomiędzy przemieszczającymi się względem siebie powierzchniami rysy. Efekt zjawiska jest tym większy, im większy jest maksymalna średnica ziaren kruszywa w betonie, natomiast wzrost rozwarcia rysy ukośnej powoduje spadek naprężeń ścinających przenoszonych przez mechanizm zazębienia kruszywa.



Rysunek 7.52. Mechanizmy przenoszenia naprężeń ścinających w przekroju zarysowanym (Słowik, 2016).

Efekt klockujący zbrojenia uwidacznia się w momencie, w którym rysa ukośna osiąga poziom zbrojenia podłużnego. Względne przemieszczenie pionowe powierzchni rysy powoduje iż pręty zbrojeniowe przejmują część siły poprzecznej w przekroju. Składowa poprzeczna siły w prętach zbrojenia nazywana jest siłą klockującą. Obecność zbrojenia podłużne ogranicza rozwarcie rysy, a jego wpływ na przenoszenie naprężeń ścinających wzrasta wraz ze wzrostem pola przekroju zbrojenia podłużnego.

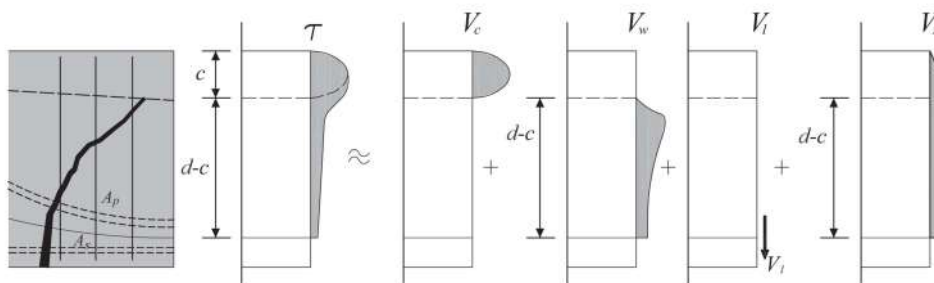
Efekt mięknienia betonu powstaje na skutek przenoszenia naprężeń w betonie rozciągającym przy wierzchołku rysy. Rysa tworzy się, gdy naprężenie rozciągające w betonie przekroczy wytrzymałość betonu na rozciąganie ( $f_{ct}$ ). Naprężenie nie spada jednak natychmiast do zera, ale stopniowo maleje wraz ze wzrostem rozwarcia rysy. W wierzchołku rysy powstaje w ten sposób strefa mikrozarzysowania,

w której szczytkowe naprężenia rozciągające wynoszą od  $\sigma = f_{ct}$  do  $\sigma = 0$ . Wielkość strefy zarysowania, a co za tym idzie wartość naprężeń ścinających przenoszonych na skutek efektu mięknięcia betonu zależy od energii potrzebnej do utworzenia rysy, tzn. energii pęknięcia betonu.

W celu przeprowadzenia kompleksowych obliczeń nośności na ścinanie dźwigarów mostowych wykorzystano model obliczeniowy (Mari i inni, 2016). Model ten uwzględnia mechanikę każdego z efektów składowych opisanych we wstępie tego rozdziału

### 7.6.1. Założenia modelu obliczeniowego

Model zakłada, że nośność przekroju żelbetowego na ścinanie ( $V$ ) jest sumą nośności betonu oraz nośności zbrojenia poprzecznego ( $V_s$ ). Nośność betonu jest zaś sumą udziału betonu w strefie ściskanej ( $V_c$ ), udziału betonu w strefie zarysowanej ( $V_w$ ) oraz udziału zbrojenia podłużnego ( $V_l$ ) z uwagi efekt klockujący (*dowel action*). Na rysunku 7.53. przedstawiono schematycznie udział poszczególnych zjawisk w przenoszeniu naprężeń ścinających w stanie granicznym ścinania.



Rysunek 7.53. Rozkład naprężeń ścinających i ich składowych w przekroju (Mari i inni, 2016).

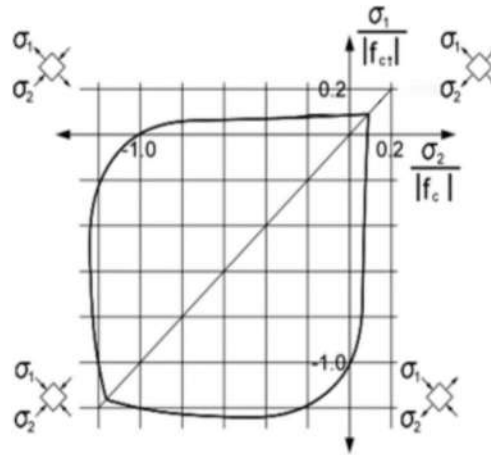
Podczas obciążania elementu, wraz ze wzrostem obciążenia w elemencie pojawiają się ukośne rysy, a wśród nich rysa krytyczna decydująca o zniszczeniu na ścinanie. W pierwszej fazie przebiegu obciążania relatywnie duża część obciążenia przekazywana jest przez mechanizm zazębienia się kruszywa i szczytkowej wytrzymałość betonu na rozciąganie przy wierzchołku rysy. Wraz ze wzrostem obciążenia dochodzi do wzrostu szerokości rozwarcia rysy ukośnej, co skutkuje zmniejszeniem udziału betonu w przenoszeniu naprężeń ścinających. Wówczas całkowite naprężenia rozciągające przejmuje zbrojenie poprzeczne, a wraz ze wzrostem obciążenia rośnie wyężenie betonowego krzyżulca ściskanego i udział siły klockującej w betonie, w miejscu ukośnej rysy. Do zniszczenia przekroju na ścinanie dochodzi, gdy w strefie ściskanej (wyznaczonej przez położenie osi obojętnej) naprężenia główne  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  przekroczą wartości graniczne w złożonym stanie naprężeń, opisane zależnością (7.49) (Kupfer i inni, 1969) (rys. 7.54).

$$\frac{\sigma_1}{f_{ct}} + 0,8 \frac{\sigma_2}{f_c} = 1 \quad (7.49)$$

gdzie:

- $\sigma_1, \sigma_2$  – naprężenia główne w betonie,
- $f_c$  – wytrzymałość betonu na ściskanie,
- $f_{ct}$  – wytrzymałość betonu na rozciąganie.





Rysunek 7.54. Wykres granicznych naprężeń normalnych w betonie w złożonym stanie naprężenia (Kupfer i inni, 1969).

Udział poszczególnych składowych w nośności przekroju na ścinanie ( $V_{Rd}$ ) opisuje zależność:

$$V_{Rd} = V_s + V_c + V_w + V_l = b \cdot d \cdot f_{ct} \cdot (v_s + v_c + v_w + v_l) \quad (7.50)$$

gdzie:

$V_s$  – nośności zbrojenia poprzecznego,

$V_c$  – udziału betonu w strefie ściskanej,

$V_w$  – udziału betonu w strefie zarysowanej z uwagi na naprężenia resztkowe i zazębienie kruszywa

$V_l$  – udziału zbrojenia podłużnego z uwagi efekt klockujący,

$v_s, v_c, v_w, v_l$  – bezwymiarowe wartości powyższych składowych nośności,

$b$  – szerokość przekroju,

$d$  – wysokość użyteczna przekroju określona w zależności od pola przekroju stali sprężającej i zwykłej ( $A_p, A_s$ ) oraz wysokości użytecznej stali sprężającej i zwykłej ( $d_p, d_s$ ) jako:

$$d = \frac{A_s d_s + A_p d_p}{A_s + A_p} \quad (7.51)$$

$f_{ct}$  – wytrzymałość betonu na rozciąganie zdefiniowana w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie ( $f_c$ ) jako:

$$f_{ct} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \leq 4,60 \text{ MPa} \quad (7.52)$$

Ograniczenie wartości wytrzymałości na rozciąganie do 4,60 MPa jest wynikiem obserwacji wyników badań doświadczalnych mówiących iż nośność na ścinanie nie wzrasta w sposób znaczący w betonach wysokowytrzymałościowych, z uwagi na występujące pęknięcia kruszywa.

W celu wyznaczenia wysokości strefy ściskanej w przekroju sprężonym proponowane jest wykonanie interpolacji liniowej pomiędzy wysokością strefy ściskanej dla analogicznego przekroju bez uwzględnienia obecności siły sprężającej ( $c_0$ ), a wysokością strefy ściskanej równej wysokości przekroju ( $h$ ), odpowiadającej chwili nastąpienia dekompresji przekroju. Jednocześnie zakłada się, że krytyczna rysa ukośna powodująca zniszczenie na ścinanie powstaje w miejscu pojawienia się skrajnej rysy od zginania, co oznacza że moment zginający w tym przekroju jest równy momentowi rysującemu.

Przy zastosowaniu powyższych założeń zależność określająca stosunek wysokości strefy ściskanej ( $c$ ) do wysokości użytecznej ( $d$ ) przyjmuje postać:

$$\frac{c}{d} = \frac{c_0}{d} + \left( \frac{h}{d} - \frac{c_0}{d} \right) \left( \frac{d}{h} \right) \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{cp} + f_{ct}} \quad (7.53)$$

gdzie:

$c$  – wysokość strefy ściskanej w przekroju sprężonym,

$d$  – wysokość użyteczna przekroju,

$h$  – wysokość przekroju,

$\sigma_{cp}$  – naprężenia w przekroju wynikające ze sprężenia, zdefiniowane są jako iloraz siły sprężającej i pola przekroju betonowego ( $P/A_c$ ),

$c_0$  – wysokość strefy ściskanej w przekroju niesprężonym, wyznaczona się na podstawie wzoru:

$$\frac{c_0}{d} = n\rho_l \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_l}} \right) \quad (7.54)$$

gdzie:

$n\rho_l$  – sprowadzony stopień zbrojenia przekroju, wyznaczony na podstawie zależności:

$$n\rho_l = n_s\rho_s + n_p\rho_p \quad (7.55)$$

$$n_s\rho_s = \frac{E_s A_s}{E_{cm} bd} \quad (7.56)$$

$$n_p\rho_p = \frac{E_p A_p}{E_{cm} bd} \quad (7.57)$$

$A_s$  – pole przekroju zbrojenia zwykłego,

$A_p$  – pole przekroju zbrojenia sprężającego,

$E_s$  – moduł sprężystości stali zwykłej,

$E_p$  – moduł sprężystości stali sprężającej,

$E_{cm}$  – moduł sprężystości betonu.

Nachylenie rysy ukośnej opisano zależnością:

$$\cot \theta = \frac{0,85}{1 - \frac{c}{d_s}} = \frac{0,85d_s}{d_s - c} \leq 2,5 \quad (7.58)$$

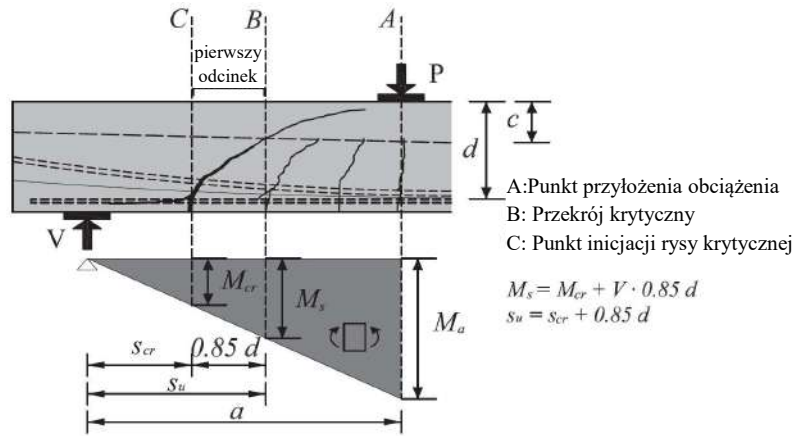
Bardzo ważne jest określenie położenia rysy krytycznej na długości przekroju. W przedstawianym modelu zakłada się że najsłabszy przekrój usytuowany jest na końcu pierwszego odcinka krytycznej rysy ukośnej (B, rys. 7.55). Powodem jest fakt, że przekroje usytuowane bliżej podpory mają większą wysokość strefy ściskanej (w pasie ściskanym od zginania), natomiast przekroje usytuowane dalej od podpory charakteryzują się taką samą wysokością strefy ściskanej, ale większymi naprężeniami ściskającymi w betonie, co w obu przypadkach skutkuje większą nośnością na ścinanie. Skoro powstanie rysy krytycznej uwarunkowano momentem rysującym, położenie początku rysy ( $s_{cr}$ ) można opisać zależnością:

$$s_{cr} = \frac{M_{cr}}{V_u} \quad (7.59)$$

gdzie:

$M_{cr}$  – moment rysujący,

$V_u$  – obciążenie niszczące.



Rysunek 7.55. Zależność położenia krytycznej rysy ukośnej od momentu zginającego (Mari i inni, 2016).

Powyższe założenia pozwalają na wyprowadzenie zależności określających udział poszczególnych składowych w przenoszeniu naprężeń ścinających.

#### Udział zbrojenia poprzecznego, $v_s$

Przyjmuje się, że wszystkie strzemiiona przecięte krytyczną rysą niszczącą na wysokości przekroju  $d_s - c$  ulegają uplastycznieniu (patrz rys. 7.53). Siłę poprzeczną przenoszoną przez to zbrojenie można posiąć zależnością:

$$v_s = \frac{V_s}{f_{ct} b d} = \frac{0,85 d_s A_{sw} f_{yw}}{f_{ct} b d} \quad (7.60)$$

gdzie:

$A_{sw}$  – pole przekroju z uwzględnieniem ich rozstawu (w  $\text{cm}^2/\text{cm}$ )

$f_{yw}$  – granica plastyczności prętów zbrojeniowych.

Na rysunku 7.56 przedstawiono zastosowanie tej teorii do przypadku dźwigara laboratoryjnego, wykorzystane w obliczeniach nośności na ścinanie (omówione w kolejnym podrozdziale).



Rysunek 7.56. Określenie liczby strzemion przenoszących siłę poprzeczną w dźwigarze laboratoryjnym na podstawie obserwacji rysy krytycznej w badaniach.

## Udział betonu w części zarysowanej wywołany naprężeniami resztkowymi oraz zazębaniem kruszywa, $v_w$

Udział betonu w strefie zarysowanej w przenoszeniu naprężeń ścinających wywołany efektem resztkowych naprężeń rozciągających w betonie oraz efektem zazębania się kruszywa wyznaczono na podstawie średniego naprężenia wypadkowego  $\sigma_w$  występującego wzdłuż ukośnej rysy krytycznej. Przyjmuje się, że naprężenia rozłożone są liniowo na wysokości  $c_w$ , na której to odkształcenia osiągają wartość graniczną  $\varepsilon_{ct,u}$  i naprężenia spadają do zera (patrz rys. 7.47). W opisywanym modelu zastosowano liniową zależność  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla betonu w strefie rozciąganej po zarysowaniu.

Wartość naprężeń przenoszonych przez zarysowany beton została uzależniona od energii pęknięcia betonu  $G_f$ , a wysokość strefy  $c_w$  uzależniono od odkształceń w głównym zbrojeniu podłużnym w miejscu zarysowania, co pozwoliło opisać udział betonu  $v_w$  następującą zależnością:

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ct} b d} = 167 \frac{f_{ct} b_w}{E_{cm} b} \left( 1 + \frac{2 G_f E_{cm}}{f_{ct}^2 d} \right) \quad (7.61)$$

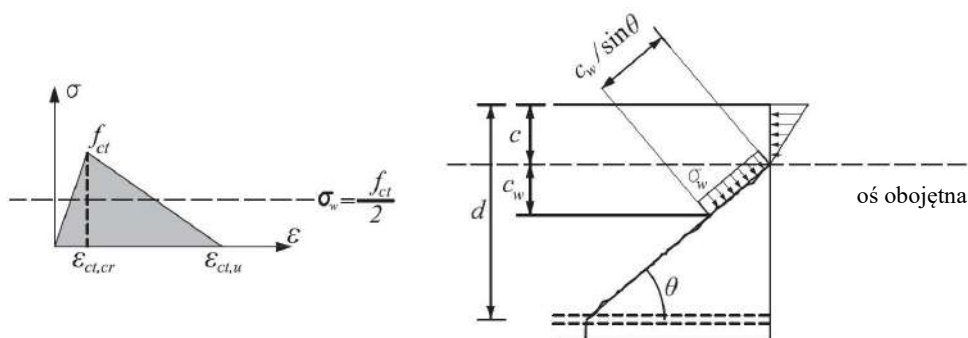
gdzie:

$b, b_w$  – szerokości półki i średnika przekroju,

$d$  – wysokość użyteczna przekroju (nie mniejsza niż 100 mm)

$G_f$  – energia pęknięcia betonu zdefiniowana w zależności od średniej wytrzymałości betonu na ściskanie ( $f_{cm}$ ) i rozmiaru kruszywa ( $d_{max}$ ) jako:

$$G_f = 0,028 f_{cm}^{0,18} d_{max}^{0,32} \quad (7.62)$$



Rysunek 7.57. Rozkład naprężeń rozciągających w zarysowanym betonie (Mari i inni, 2016).

## Udział zbrojenia podłużnego wywołany efektem klockującym, $v_l$

Model zakłada iż podłużne pręty zbrojenia sprężającego i zwykłego poddawane są pionowemu naciskowi spowodowanemu wzajemnym przemieszczeniem betonu po dwóch stronach ukośnej rysy. Założenie to dotyczy jedynie elementów zbrojonych na ścinanie, w których strzemiiona ograniczają przemieszczenia zbrojenia podłużnego względem betonu, wzmacniając efekt klockujący. Udział zbrojenia podłużnego w przenoszeniu naprężeń ścinających opisuje zależność:

$$v_l = \frac{V_l}{f_{ct} b d} \approx 0,23 \frac{n \rho_l}{1 - \frac{c}{d}} \quad (7.63)$$

gdzie:

$n \cdot \rho_l$  – sprowadzony stopień zbrojenia podłużnego przekroju,

$c/d$  – stosunek wysokości strefy ściskanej do wysokości użytecznej przekroju.

## Udział betonu w strefie ściskanej, $v_c$

Jak opisano na wstępie do niniejszego rozdziału, omawiany model obliczeniowy zakłada, że do zniszczenia przekroju na ścinanie dochodzi w momencie gdy w strefie ściskanej betonu naprężenia główne  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  przekroczą wartości graniczne w złożonym stanie naprężeń, opisane zależnością (patrz wzór 7.49). Mając na celu wyprowadzenie ujednoczonego wzoru, na podstawie wyników badań określono następujące założenia:

- przyjmuje się, że rozkład naprężeń w ściskających w betonie powstających na skutek działania momentu zginającego jest liniowy, natomiast siła poprzeczna przekazywana przez strzemiąca jest stała;
- przyjmuje się, że punkt krytyczny, w którym występują największe naprężenia ściskające położony jest w odległości  $\lambda = 0,425c$  od osi obojętnej;
- pomija się wpływ wzrostu rozwarcia rysy w betonie na wzrost naprężeń w zbrojeniu sprężającym;
- przyjmuje się, że moment zginający w przekroju w momencie powstania krytycznej rysy ukośnej jest równy momentowi rysującemu  $M_{cr}$ .

Stosując powyższe założenia oraz szereg matematycznych przekształceń, sformułowano następującą zależność określającą udział betonu w strefie ściskanej w przenoszeniu naprężeń ścinających, dla przekroju sprężonego:

$$v_c = \zeta \left\{ \left( 0,88 + \left( 0,20 + 0,50 \frac{b}{b_w} \right) v_s \right) \frac{c}{d} + 0,02 \right\} \frac{b_{v,eff}}{b} \left[ 1 + 0,3 \frac{P \cdot \cos \alpha (c + d_s - d_p)}{f_{ct} b d^2} \right] \quad (7.64)$$

gdzie:

$P \cdot \cos \alpha$  – składowa pozioma całkowitej siły sprężającej,

$\zeta$  – współczynnik zależny od rozpiętości strefy ścinania ( $a$ ) równy  $\zeta = 1,2 - 0,2a$ , jednak nie mniejszy niż 0,65,

$b_{v,eff}$  – szerokość efektywna przekroju ustalana w zależności od relacji wysokość strefy ściskanej ( $c$ ) do grubości półki przekroju teowego ( $h_f$ ):

$$b_{v,eff} = b_v = b_w + 2h_f \leq b \quad \text{dla } c \leq h_f \quad (7.65)$$

$$b_{v,eff} = b_v \eta + b_w(1 - \eta) \quad \text{dla } c > h_f \quad (7.66)$$

gdzie:

$b_v$  – szerokość współpracująca półki

$b_w$  – szerokość środnika

$$\eta = 3 \left( \frac{h_f}{c} \right)^2 - 2 \left( \frac{h_f}{c} \right)^3 \quad (7.67)$$

## Nośności betonowego krzyżulca ściskanego

Graniczną nośność krzyżulca ściskanego określa zależność:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w d_s v_l f_c \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (7.68)$$

gdzie:

$\nu_l$  – współczynnik redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego, zależny od wytrzymałości betonu, równy  $\nu_l = 0,6$  dla  $f_c \leq 60\text{MPa}$  oraz  $\nu_l = 0,9 - f_c / 200$  dla  $f_c > 60\text{MPa}$ .

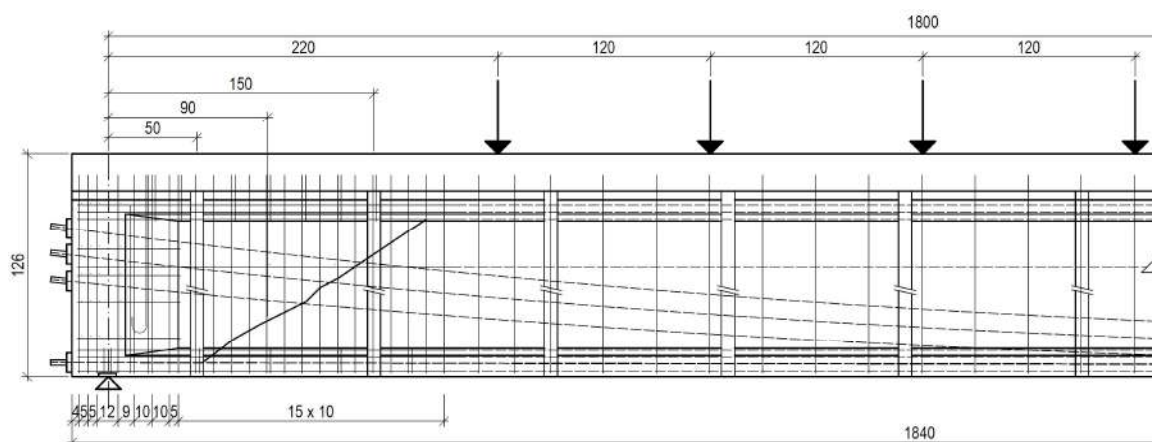
$\alpha_{cw}$  – współczynnik uwzględniający stan naprężenia krzyżulca zależny od naprężeń powstałych na skutek sprężenia ( $\sigma_{cp}$ ):

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_c} \quad (7.69)$$

### 7.6.2. Obliczenie nośności dźwigara laboratoryjnego

Model (Mari i inni, 2016) zastosowano do obliczenia nośności na ścinanie dźwigara laboratoryjnego D2, który poddano ponownemu badaniu na ścinanie (patrz rozdział 5.3.2). Schemat statyczny oraz zbrojenie dźwigara na odcinku ścinania przedstawiono na rysunku 7.58. W badanym dźwigarze usunięto podłużne taśmy CFRP oraz przecięto oploty z mat CFRP w celu usunięcia ich wpływu.

Do analizy wybrano przekrój w odległości  $x = 90$  cm od osi podpory. Wybór ten był podyktowany położeniem skrajnej rysy ukośnej w badanym dźwigarze. Obliczenia przeprowadzono dla charakterystycznych wartości wytrzymałości betonu i stali w celu uzyskania rzeczywistej nośności na ścinanie.



Rysunek 7.58. Schemat statyczny przyjęty do obliczeń nośności na ścinanie.

Zestawienie charakterystyk przyjętych w obliczeniach przedstawiono w tabeli 7.16. We wzorach zastosowano wartość wytrzymałości na ściskanie i na rozciąganie jak dla betonu belki, ze względu na to iż wszystkie opisywane zjawiska zachodzą głównie w środku dwuteowego przekroju belki dźwigara.

Tabela 7.16. Charakterystyki przekroju i cechy materiałowe przyjęte do obliczeń wg modelu (Mari i inni, 2016).

Cecha	Jedn.	Wartość
<b>Beton belki</b>		
$f_{ck,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	MPa	66,93
$f_{ctk,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	MPa	4,60
$E_{cm,bel}$ – moduł sprężystości betonu	GPa	33,53
<b>Beton płyty pomostu</b>		
$f_{ck,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	MPa	53,47
$f_{ctk,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	MPa	3,93
$E_{cm,pl}$ – moduł sprężystości betonu	GPa	34,03

Tabela 7.16. c.d.

Cecha	Jedn.	Wartość
<b>Stal zbrojeniowa podłużna</b>		
$f_{yk1}$ – charakterystyczna granica plastyczności	MPa	387
$E_{s1}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej podłużnej	GPa	227
<b>Stal zbrojeniowa poprzeczna</b>		
$f_{yw}$ – charakterystyczna granica plastyczności	MPa	461
$E_{s2}$ – moduł sprężystości stali zbrojeniowej poprzecznej	GPa	216
<b>Stal sprężająca</b>		
$f_{pk}$ – charakterystyczna granica plastyczności	MPa	1730
$E_p$ – moduł sprężystości stali sprężającej	GPa	205
<b>Charakterystyki przekroju</b>		
$h$ – wysokość przekroju	mm	1260,0
$d_s$ – głębokość środka ciężkości stali zbrojeniowej	mm	1180,0
$A_s$ – pole przekroju stali zbrojeniowej	mm <sup>2</sup>	226,1
$d_p$ – głębokość środka ciężkości zbrojenia sprężającego	mm	862,1
$A_p$ – pole przekroju zbrojenia sprężającego	cm <sup>2</sup>	1731,6
$P$ – całkowita siła sprężająca (uwzgl. straty 18,4%)	kN	1480,1
$\sigma_{cp}$ – naprężenia od sprężenia ( $P/A_c$ )	MPa	9,1
$s$ – rozstaw strzemion w obszarze zarysowania	mm	100,0
$A_{sw}$ – pole przekroju strzemion przeciętych rysą (na jedn. długości)	cm <sup>2</sup> /cm	0,10
$b$ – maksymalna szerokość przekroju	mm	1250,0
$b_w = b_{w,nom}$ – zredukowana szerokość środka	mm	97,5

Rezultaty obliczeń w formie tabeli z przywołaniem zastosowanych wzorów przedstawiono w tabeli 7.17. Pełen tok obliczeń przedstawiono w Załączniku.

Tabela 7.17. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie wg modelu (Mari i inni, 2016).

Cecha	Wzór	Jedn.	Wartość
$d$ – wysokość użyteczna	(7.51)	mm	898,8
$c$ – wysokość strefy ściskanej	(7.54)	mm	661,0
$\cot \theta$ – cosinus kąta nachylenia rysy ukośnej	(7.58)	-	1,93
$\theta$ – kąt nachylenia rysy ukośnej		°	27,4
$v_s$ – udział zbrojenia poprzecznego	(7.60)	-	0,0899
$G_f$ – energia pęknięcia betonu	(7.62)	N/mm	0,145
$v_w$ – udział betonu zarysowanego	(7.61)	-	0,0018
$v_l$ – udział zbrojenia podłużnego	(7.63)	-	0,0094
$b_{v,eff}$ – szerokość efektywna przekroju	(7.66)	mm	279,5
$v_c$ – udział betonowego krzyżulca ściskanego	(7.64)	-	0,2052
<b><math>V_{Rd}</math> – całkowita nośność na ścinanie przekroju niewzm.</b>	<b>(7.50)</b>	<b>kN</b>	<b>1582,9</b>
<b><math>V_{Rd,str}</math> – nośność na ścinanie przekroju wzmocnionego</b> (udział $V_{Rd,f}$ wg rozdz. 7.5.3)		<b>kN</b>	<b>2069,7</b>
$\alpha_{cw}$ – współczynnik uwzględniający stan sprężenia	(7.69)	-	1,14
$V_{Rd,max}$ – nośność krzyżulca ściskanego	(7.68)	kN	2017,4

Obliczenia wykazały iż całkowita nośność na ścinanie przekroju niewzmocnionego wynosi  $V_{Rd} = 1582,9$  kN, natomiast nośność betonowego krzyżulca ściskanego  $V_{Rd,max} = 2017,4$  kN. Nośność na ścinanie przekroju wzmocnionego z uwzględnieniem nośności oplotów z mat CFRP (na podstawie obliczeń w rozdziale 7.5.3) wynosi  $V_{Rd,str} = 2069,7$  kN, Teoretyczny kąt nachylenia rysy ukośnej wyznaczony ze wzoru (7.58) wyniósł  $\theta = 27,4^\circ$ .

Podsumowując wyniki obliczeń na podstawie modelu (Mari i inni, 2016) z obliczeniami normowymi oraz wynikami badań laboratoryjnych można wysnuć następujące wnioski:

- Model obliczeniowy (Mari i inni, 2016) uwzględnia udział dodatkowych mechanizmów w przenoszeniu sił poprzecznych, czego nie uwzględniają empiryczne wzory normowe,
- Dzięki uwzględnieniu dodatkowych mechanizmów nośność na ścinanie przekroju niewzmocnionego obliczona na podstawie tego modelu ( $V_{Rd} = 1582,9$  kN) była o 87% wyższa niż nośność obliczona na podstawie Eurokodu 2 (EN, 2011c) ( $V_{Rd} = 844,8$  kN) oraz o 147% wyższa niż nośność obliczona na podstawie Polskiej Normy (PN, 1991) ( $V_{Rd} = 641,9$  kN) (wartości nośności bez wpływu redukcji siły poprzecznej ze względu na pionową składową siły sprężającej  $\Delta V_p$ ).
- Wyniki obliczeń na podstawie tego modelu są najbliższe nośności na ścinanie potwierdzonych w badaniach, podczas których zaobserwowano zniszczenia na ścinanie nawet przy obciążeniu maksymalnym  $V_{test} = 932$  kN.
- Wyznaczony obliczeniowo kąt nachylenia rysy ukośnej ( $\theta = 27^\circ$ ) był zbliżony do kąta uzyskanego w badaniu na ścinanie ( $\theta_{test} = 30 - 36^\circ$ ).
- Model obliczeniowy (Mari i inni, 2016) pozwala ze znacznie większą dokładnością przewidzieć nośność elementu żelbetowego i sprężonego na ścinanie, co w pełni potwierdzają analizy porównawcze autorów modelu z wynikami doświadczalnymi.



## 7.7. Model MES – badanie nośności na ścinanie

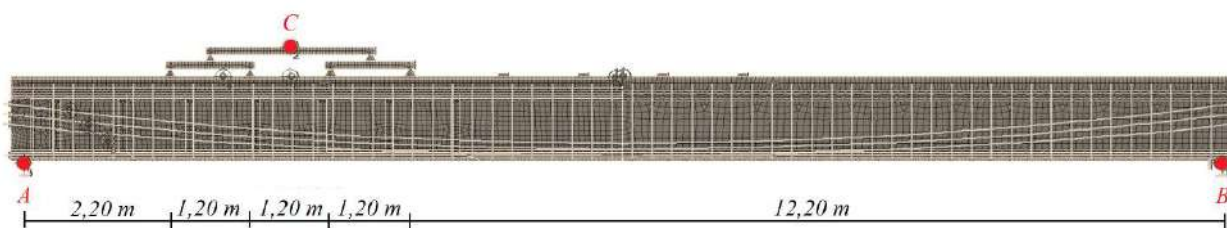
### 7.7.1. Podstawowe założenia analizy

Do analizy MES nośności na ścinanie dźwigara wykorzystano ten sam model MES, który został opracowany do analizy nośności na zginanie dwóch elementów badawczych (referencyjnego i wzmocnionego na zginanie i ścinanie. Założenia teoretyczne modelu były jednakowe z przedstawionymi w rozdziale 7.4.1.

### 7.7.2. Opis modelu obliczeniowego

Model dźwigara dokładnie odwzorowywał geometrię, własności materiałowe, a także uwzględniał etapy budowy oraz badania nośności na zginanie dźwigara laboratoryjnego (patrz rozdz. 7.4.2.). Dźwigar, który uległ zniszczeniu na zginanie w poprzednim etapie badań został pozbawiony opłotów z mat kompozytowych, w związku z czym w modelu MES również usunięto elementy odpowiadające taśmom i matom CFRP. W modelu pozostawiono elementy odpowiadające betonowym prostokątnym profilom na bocznych powierzchniach środnika, co jednak miało znikomy wpływ na nośność dźwigara. Pozostałe parametry modelu pozostawiono niezmienione.

Elementy belkowe – trawersy o nieskończonej sztywności i zerowej masie, za pośrednictwem których przykładano obciążenie zadając przemieszczenie pionowe w punkcie C (rys. 7.59), usytuowano w odległościach odpowiadających rzeczywistemu położeniu sił skupionych podczas obciążania elementu badawczego w laboratorium. Ze względu na brak symetrii w schemacie statycznym, w przeciwieństwie to badania nośności na zginanie, w modelu odwzorowano cały dźwigar o długości 18,4 m, oparty na podporach w rozpiętości 18,0 m (punkty A i B na rys. 7.58)



Rysunek 7.59. Model dźwigara podczas badania nośności na ścinanie, wykonany w programie Atena.

### 7.7.3. Analiza obliczeniowa

1. Obciążanie dźwigara poprzez zadanie przemieszczenia pionowego w środku elementu belkowego, zwiększanego o 10mm w każdym kolejnym kroku analizy.

Etapy analizy numerycznej na etapy odpowiadał chronologicznemu przebiegowi etapów realizacji programu badawczego dla dźwigara wzmocnionego, obejmującemu:

- betonowanie dźwigarów,
- proces sprężenia dźwigarów,
- betonowanie płyt,
- wzmocnienie dźwigara,
- obciążenie dźwigara do momentu zniszczenia podczas badania nośności na zginanie,
- odciążenie dźwigara,
- obciążenie dźwigara podczas badania nośności na ścinanie.

Szczegółowy opis etapów analizy obliczeniowej przedstawiono poniżej:

### **Etap I**

Nadanie ciężaru własnego dźwigarowi (bez płyty pomostu) osiągnięto przez zadanie obciążenia liniowego odpowiadającego ciężarowi własnemu dźwigara właściwego betonu ( $\rho_{cw,c} = 23 \text{ kN/m}^3$ ) i stali ( $\rho_{cw,c} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ ).

### **Etap II**

Wprowadzenie sił sprężających w kablach w pięciu krokach zdefiniowanych zgodnie z przebiegiem sprężania dźwigara (opisanym szczegółowo w rozdziale rozdz. 4.1). Przyjęto wartość siły sprężającej z uwzględnieniem obliczonych strat.

Ponieważ płyta pomostu musiała być zamodelowana od samego początku budowy modelu, jej brak podczas rzeczywistego sprężenia odwzorowano zerowym ciężarem ( $\rho_{cw,pl} = 0 \text{ kN/m}^3$ ) i zerową sztywnością płyty pomostu osiągniętą przez redukcję modułu sprężystości betonu ( $E_{c,pl} / 10\,000$ ).

### **Etap III**

Nadanie rzeczywistego ciężaru i sztywności płycie dźwigara ( $\rho_{cw,pl} = 23 \text{ kN/m}^3$ ,  $E_{c,pl}$ ).

### **Etap IV**

Naprężenie taśm CFRP w dźwigarze wzmocnionym, zamodelowane poprzez wprowadzenie skurczu podłużnego w warstwie elementów odpowiadających taśmom. Zadany skurcz skutkowało odkształceniami taśm na poziomie 6,0‰, co odpowiadało rzeczywistemu stopniowi naprężenia taśm  $\varepsilon_{fp0}$  podczas aplikacji wzmocnienia.

### **Etap V**

Obciążanie dźwigara 4 siłami skupionymi w rozstawie odpowiadającym rzeczywistemu układowi sił podczas badania nośności na zginanie (patrz rozdział 7.4.2). Obciążanie kontynuowano aż do osiągnięcia ugięcia w środku rozpiętości równego 198 mm, odpowiadającego rzeczywistemu ugięciu maksymalnemu podczas badania nośności na zginanie. Taki schemat i poziom obciążenia pozwolił odtworzyć historię badania dźwigara laboratoryjnego i uwzględnić charakter odkształceń i zniszczenia betonu dźwigara podczas całego badania.

### **Etap VI**

Odciążenie dźwigara i redukcja ugięć i odkształceń.

### **Etap VII**

Obciążanie dźwigara 4 siłami skupionymi w rozstawie odpowiadającym rzeczywistemu układowi sił podczas badania nośności na ścinanie poprzez zadanie pionowego przemieszczenia w punkcie C (rys. 7.59), zwiększanego w każdym kroku analizy o 10 mm.

#### **7.7.4. Wyniki analizy obliczeniowej**

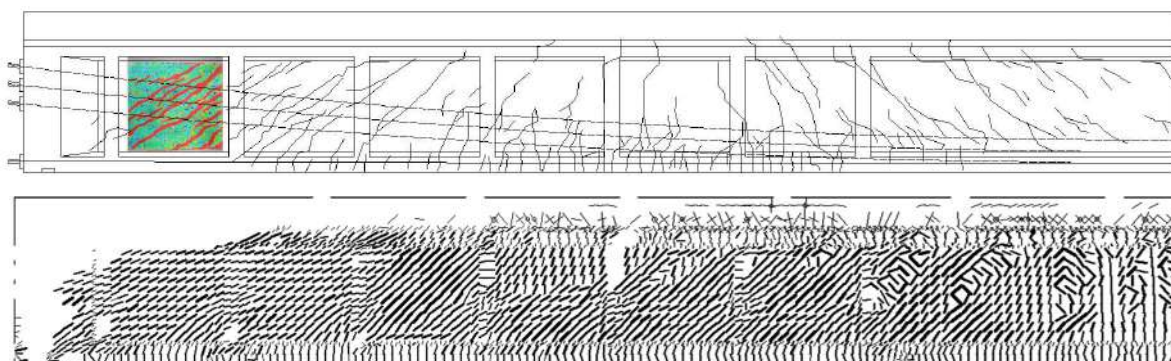
Wyniki przeprowadzonej analizy zestawiono w tabeli 7.18 w postaci maksymalnych obciążeń oraz odpowiadających im ugięć i odkształceń betonu w strefie ściskanej. Analizę numeryczną dźwigara prowadzono aż do momentu osiągnięcia obciążeń zbliżonych do wartości uzyskanych podczas rzeczywistego badania ( $F_{max} = 4 \times 270 \text{ kN}$ ).

Tabela 7.18. Podsumowanie wyników badań i analizy MES nośności na ścinanie.

	Badanie doświadczalne	Analiza MES
Obciążenie maksymalne, $F_{max}$ [kN]	1072	1080
Maksymalne ugięcie w środku rozpiętości, $v_{max}$ [mm]	181	194
Maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej, $\varepsilon_{c,c}$ [%]	0,60	0,59
Nachylenie rys w analizowanym polu (rys. 7.59), $\theta$ [°]	30 – 39	30 – 34

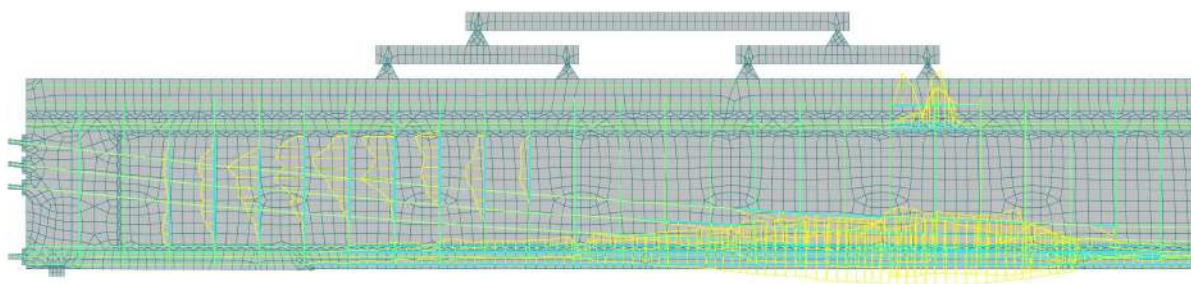
Pod wpływem maksymalnego obciążenia w dźwigarze laboratoryjnym zaobserwowano ugięcie wynoszące w środku rozpiętości  $u_{max} = 181$  mm, natomiast ugięcia uzyskane w modelu osiągnęły wartość  $u_{max} = 194$  mm. Maksymalne wartości momentu zginającego w dźwigarze laboratoryjnym oraz w modelu wyniosły odpowiednio 3442 kNm i 3468 kNm, natomiast wartości sił tnących odpowiednio 932 kN i 936 kN.

Wysoką zbieżność zanotowano również na podstawie obserwacji wartości maksymalnych odkształceń betonu oraz kąta nachylenia rys w betonie. Maksymalne odkształcenia betonu w strefie ściskanej w dźwigarze laboratoryjnym, zarejestrowane przy użyciu systemu ARAMIS, wyniosły  $\varepsilon_{c,max} = 6,0\%$ , natomiast maksymalne odkształcenia odczytane z modelu wyniosły  $\varepsilon_{c,max} = 5,9\%$ . Kąt nachylenia rys ( $\theta$ ), zaobserwowanych na powierzchni dźwigara laboratoryjnego, w pierwszym polu pomiędzy pionowymi elementami wypełniającymi, wynosił od 30 do 39°, ze średnim nachyleniem wynoszącym 34°. Natomiast kąt nachylenia rys uzyskany w modelu MES w tym samym obszarze dźwigara wynosił od 30 do 34°, a średnie nachylenie wyniosło 32°. Porównanie obrazu zarysowania dźwigara laboratoryjnego i oraz zarysowania w modelu MES przedstawiono na rysunku 7.60. Układ rys w strefie podporowej jest w obu przypadkach bardzo zbliżony.

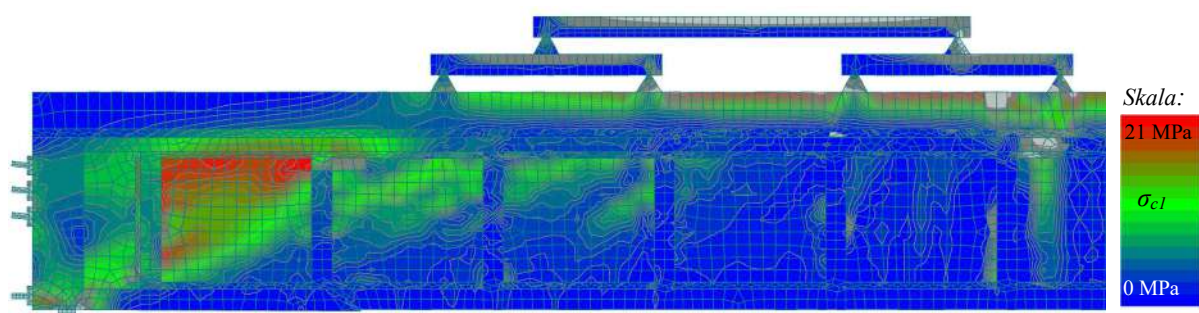


Rysunek 7.60. Obraz zarysowania dźwigara po badaniu doświadczalnym (u góry) oraz uzyskany w analizie numerycznej (na dole).

Na rysunku 7.60 przedstawiono zasięg uplastycznienia prętów zbrojeniowych oraz kabli sprężających pod wpływem maksymalnego obciążenia (4 x 270 kN), uzyskany na podstawie modelu MES. Żółtym kolorem zaznaczono fragmenty prętów zbrojenia oraz kabli, których odkształcenia przekroczyły wartości graniczne odpowiadające uplastycznieniu. Obraz odkształceń pokazuje, że mimo iż doszło do uplastycznienia stali w strzemiionach w strefie ścinania, to przyczyną zniszczenia dźwigara było silne uplastycznienie kabli sprężających i całkowita utrata nośności na zginanie.



Rysunek 7.61. Miejsca wystąpienia odkształceń plastycznych w zbrojeniu zwykłym i sprężającym.



Rysunek 7.62. Naprężenia ściskające w betonie (skala od 0 do 24 MPa).

Na rysunku 7.62 przedstawiono rozkład głównych naprężeń ściskających w betonie ( $\sigma_{c1}$ ), w zakresie od 0 do 21 MPa. Widoczny jest charakterystyczny układ naprężeń ściskających typowy dla układu łukowo-ściągowego. Maksymalne naprężenia ściskające w środku dźwigara wyniosły ok. 21 MPa.

## 7.8. Podsumowanie analiz

Przedstawione w niniejszym rozdziale szczegółowe analizy obliczeniowe nośności dźwigarów laboratoryjnych pozwoliły szczegółowo określić poziom strat siły sprężającej, odkształcenia graniczne w zbrojeniu kompozytowym oraz nośność dźwigarów na zginanie i na ścinanie, a także potwierdzić wyniki obliczeń w oparciu o analizy MES. Rezultaty analiz podsumowują przedstawione poniżej wnioski.

### 7.8.1. Analizy nośności na zginanie

- Analiza obliczeniowa strat siły sprężającej wykazała, że w dźwigarze laboratoryjnym należy spodziewać się całkowitych strat siły sprężającej na poziomie 18%, natomiast w przypadku dźwigarów mostowych obliczone straty siły sprężającej wyniosły 15%. Większa wartość strat siły sprężającej w dźwigarach laboratoryjnych niż w dźwigarach mostowych wynikała z różnic w obciążeniach działających na dźwigary. Dużo większe obciążenia stałe konstrukcji mostu spowodowało ograniczenie przyrostu odkształceń reologicznych wynikających ze sprężenia dźwigarów mostowych, co skutkowało mniejszym poziomem długotrwałych strat siły sprężającej.
- Nośności na zginanie obliczone według norm (PN, 1991), (EN, 2011c) były niższe niż uzyskane w badaniach doświadczalnych, mimo przeprowadzenia obliczeń z zastosowaniem charakterystycznych wartości wytrzymałości składowych materiałów (betonu, stali, zbrojenia CFRP). Nośności dźwigara niewzmocnionego i wzmocnionego uzyskane na podstawie badań były odpowiednio o 3,7% i 0,1% wyższe niż obliczone zgodnie z (PN, 1991) oraz o 19,6% i 14,4% wyższe niż obliczone zgodnie z (EN, 2011c). Oznacza to że nośności uzyskane na podstawie obliczeń w przypadku obu norm znajdowały po stronie bezpiecznej w porównaniu do wyników doświadczeń, przy czym obliczenia wg Polskiej Normy (EN, 2011c) dają wyniki znacznie bardziej zachowawcze, co wynika ze stosowania do obliczeń niższej wytrzymałości stali sprężającej ( $f_{p0,1k}$ ).
- Obliczenia granicznych odkształceń zbrojenia CFRP skutkujących odspojeniem zbrojenia wg metodologii (fib, 2019), wykonane w oparciu o dokładną analizę przekrojową, wykazały iż do odspojenia taśm CFRP doszło w przekroju o współrzędnej  $x = 7,2$  m przy obciążeniu  $F = 4 \times 240$  kN. Przyrost odkształceń w taśmie CFRP w momencie odspojenia powinien wynieść i odpowiadającym odkształceniom całkowitym w zbrojeniu CFR na poziomie  $\varepsilon_{f,test} = 5,6$  ‰. W badaniach doświadczalnych zaobserwowano niemal jednoczesne odspojenie kompozytu i jego zerwanie, co potwierdza wyniki badań. Interpolacja odczytów odkształcenia taśm CFRP (patrz rys. 6.9) pozwala stwierdzić że w badaniu doświadczalnym w przekroju o współrzędnej  $x = 7,2$  m wystąpiły zbliżone do obliczonych odkształcenia taśm CFRP  $\varepsilon_{f,test}$ .
- Analiza numeryczna przy użyciu modelu MES pozwoliła uzyskać bardzo dobrą zgodność wyników obliczeniowych i doświadczalnych. Symulacje potwierdziły zarejestrowane podczas badań wartości odkształceń betonu oraz taśm CFRP, oraz mechanizmy zniszczenia na skutek uplastycznienia stali w przypadku dźwigara niewzmocnionego oraz zerwania taśm CFRP w przypadku dźwigara wzmocnionego.

### 7.8.2. Analizy nośności na ścinanie

- Badanie nośności na ścinanie dźwigara po usunięciu zbrojenia kompozytowego nie wykazały niedoboru nośności na ścinanie, co potwierdzało obliczenia numeryczne na podstawie modelu MES i modelu obliczeniowego (Mari i inni, 2016), chociaż było w sprzeczności z obliczeniami normowymi.
- Obliczenia nośności na ścinanie dźwigarów laboratoryjnych wykonane według norm (PN, 1991), (EN, 2011c) wykazały niedobór nośności na ścinanie w strefie przypodporowej co skutkowało koniecznością wykonania wzmocnienia. Udział zbrojenia kompozytowego w przenoszeniu sił poprzecznych, tzn. przyrost nośności na ścinanie na skutek wzmocnienia obliczony wg metodologii (fib, 2019) potwierdził wystarczającą skuteczność wzmocnienia do przeniesienia obciążeń, które wystąpiły w badaniach nośności na zginanie.
- Nośność dźwigara bez zbrojenia kompozytowego obliczona na podstawie dokładnego modelu (Mari i inni, 2016), uwzględniającego wszystkie mechanizmy przenoszenia sił poprzecznych w przekroju żelbetowym i sprężonym, potwierdziła wartości uzyskane w badaniach laboratoryjnych. Nośność na ścinanie obliczona wg tego modelu była odpowiednio o 87% i 147% wyższa niż nośność obliczona na podstawie norm (PN, 1991), (EN, 2011c) oraz o 48% wyższa od maksymalnej siły poprzecznej uzyskanej w badaniu nośności na ścinanie, co potwierdziło faktyczny brak konieczności wzmocnienia na ścinanie. Obliczenia nośności wg modelu (Mari i inni, 2016) powinny więc stanowić podstawę przyszłych wytycznych normowych, jako że te obecnie obowiązujące są zbyt zachowawcze, szczególnie w odniesieniu do konstrukcji sprężonych.

Podsumowując wyniki analiz obliczeniowych można stwierdzić że wzmocnienie dźwigara laboratoryjnego przy użyciu naprzężonych taśm CFRP oraz oplotów z mat CFRP było bardzo skuteczne w ujęciu zwiększenia jego nośności, ograniczenia ugięć oraz wykorzystania nośności kompozytu. Mimo, że udział oplotów z mat CFRP w nośności na ścinanie był niewykorzystany, to efekt ich obecności był bardzo znaczący w procesie zniszczenia podłużnych taśm CFRP przez ich zerwanie. Zrywające się taśmy zostały skutecznie powstrzymane poprzecznymi oplotami przed całkowitym odspojeniem na całej długości, co przyniosło korzyść w postaci zatrzymania postępującego zniszczenia elementu na zginanie.

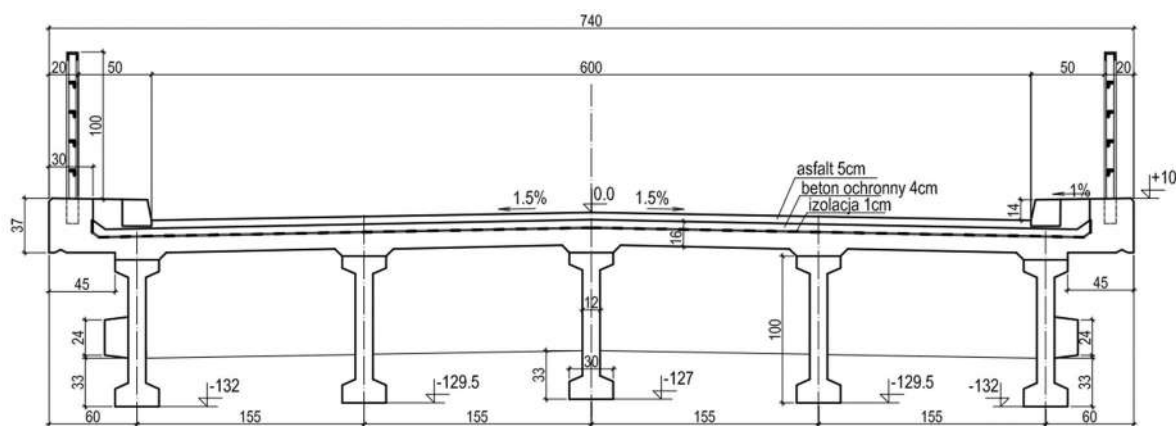
## 8. Wzmocnienie mostu we Wsi Szczercówkiej

### 8.1. Wprowadzenie

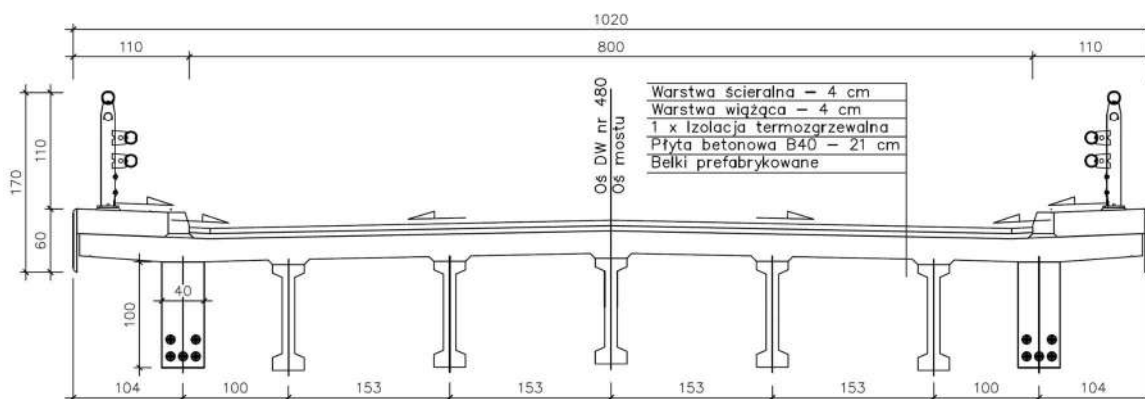
Kluczowym etapem realizacji projektu TULCOEMPA było wykonanie wzmocnienia istniejącego mostu drogowego przy użyciu naprężonych taśm CFRP metodą opracowaną podczas badań laboratoryjnych. W drugim kwartale 2014 roku rozpoczęto prace przygotowawcze do wzmocnienia remontowanego mostu.

Podczas remontu dokonano zmiany konstrukcji mostu polegającej na jej poszerzeniu. Konstrukcja mostu przed remontem opierała się na pięciu prefabrykowanych dźwigarach kablobetonowych typu WBS o przekroju dwuteowym, długości 18,4 m i wysokości 1,0 m. Pomost stanowiła monolityczna płyta żelbetowa o grubości 0,16 m i szerokości 7,4 m. Dźwigary były poprzecznie usztywnione trzema żelbetowymi poprzecznikami - jedną w środku rozpiętości i dwiema przy podporach (rys 8.1). Projekt ogólnej przebudowy przewidywał wykonanie następujących prac:

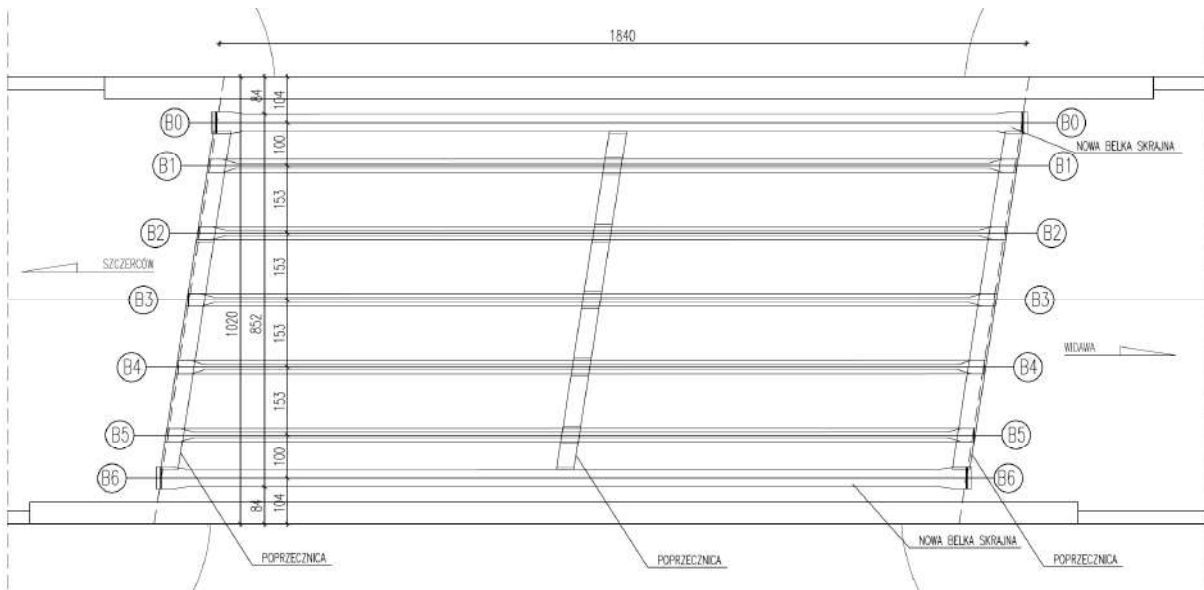
- Usunięcie płyty pomostu,
- Rozbiórkę istniejącej konstrukcji mostu z zachowaniem dźwigarów kablobetonowych,
- Wykonanie pali fundamentowych oraz nowych przyczółków o szerokości 9,90 m,
- Ułożenie oryginalnych dźwigarów na nowych przyczółkach oraz instalację nowych, kablobetonowych dźwigarów skrajnych (rys. 8.2 a),
- Wykonanie nowej, żelbetowej płyty pomostu, o zwiększonej grubości 0,21 m, wraz z nowymi poprzecznikami (rys. 8.2 b),
- Wzmocnienie dźwigarów WBS na zginanie i na ścinanie przy użyciu kompozytów CFRP,
- Wykonanie warstw nawierzchni jezdnej oraz wyposażenia mostu (barier, odwodnienia itp.).



Rysunek 8.1. Przekrój poprzeczny oryginalnej konstrukcji mostu (wymiary w cm).



Rysunek 8.2. a) Przekrój poprzeczny konstrukcji mostu po remoncie (wymiary w cm).

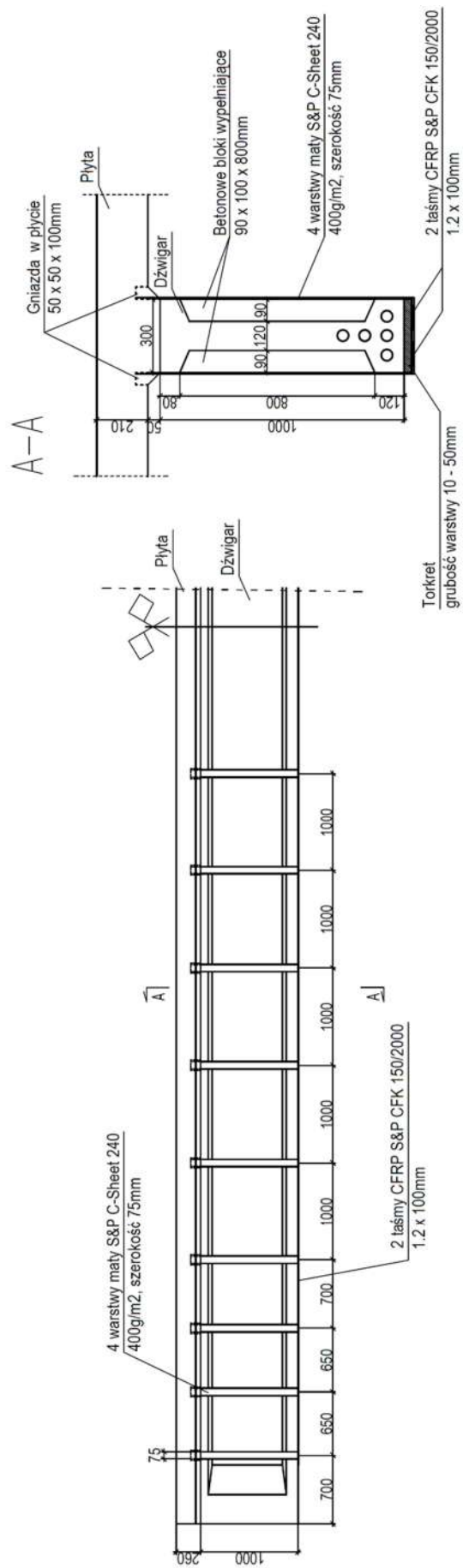


Rysunek 8.2. b) Rzut konstrukcji mostu po remoncie (wymiary w cm).

Konieczność przeprowadzenia remontu mostu wynikała z programu renowacji drogi wojewódzkiej nr 480, w ciągu której usytuowany jest omawiany most. Program przewidywał poniesienie klasy wszystkich obiektów mostowych w ciągu tej drogi do klasy B (wg normy PN-85/S-10030 *Obiekty mostowe. Obciążenia*). Jednocześnie zgodnie z obowiązującym prawem konieczne było spełnienie wymagań nośności wg umowy standaryzacyjnej NATO STANAG 2021 (Dz.U., 2000). W tym celu przewidziano wzmocnienie na zginanie pięciu oryginalnych dźwigarów mostowych WBS przy użyciu naprężonych taśm kompozytowych CFRP metodą gradientową, której skuteczność zweryfikowano w badaniach laboratoryjnych. Zastosowano identyczne jak w badaniach doświadczalnych taśmy S&P CFK 150/2000 o wymiarach 100 x 1,2 mm, w liczbie dwóch sztuk, przyklejone do spodniej powierzchni dźwigarów. Założono sprężenie taśm siłą 120 kN, co odpowiadało odkształceniom wstępnym ok. 6%. Proces wzmocnienia rozpoczynano od wzmocnienia pierwszego dźwigara jedną taśmą i przechodzono na drugi dźwigar, gdzie przyklejano pierwszą taśmę. W kolejnym etapie wykonywano wzmocnienie pierwszego dźwigara drugą taśmą i przechodzono na drugi dźwigar wzmacniając go pierwszą taśmę. Analogiczną kolejność postępowania stosowano podczas wzmacniania wszystkich dźwigarów.

W następnej kolejności przewidziano wykonanie na każdym z dźwigarów opłotów z mat S&P C-Sheet 240 400 g/m<sup>2</sup>. Opłoty montowano na betonowych elementach wypełniających, na całej długości dźwigarów w rozstawie 0,65 - 1,0m, z pominięciem środkowej strefy w pobliżu środkowej poprzecznicy mostu. Przewidziano zakotwienie końców mat w gniazdach wykonanych w dolnej powierzchni płyty pomostu. Koncepcję wzmocnienia dźwigarów przedstawiono na rysunku 8.3.





Rysunek 8.3. Projekt wzmocnienia dźwigarów mostowych przy użyciu kompozytów CFRP (wymiar w mm).

## 8.2. Projekt wzmocnienia

W poniższym rozdziale przedstawiono analizę nośności dźwigarów na zginanie oraz ścinanie. Obliczenia nośności przeprowadzono na podstawie obowiązującej normy dla konstrukcji mostowych PN-91/S-10042 (PN, 1991), oraz na podstawie Eurokodu 2 (EN, 2011c). Udział zbrojenia kompozytowego został uwzględniony w obliczeniach zgodnie z zaleceniami *fib bulletin 90* (fib, 2019). Następnie wyznaczono siły przekrojowe występujące w dźwigarach mostowych przy założeniu czterech różnych schematów obciążeń, zgodnie z obowiązującymi normami. Nośności i siły przekrojowe porównano w celu weryfikacji poprawności przyjętego sposobu wzmocnienia.

### 8.2.1. Obliczenia nośności na zginanie według PN-91/S-10042 (PN, 1991)

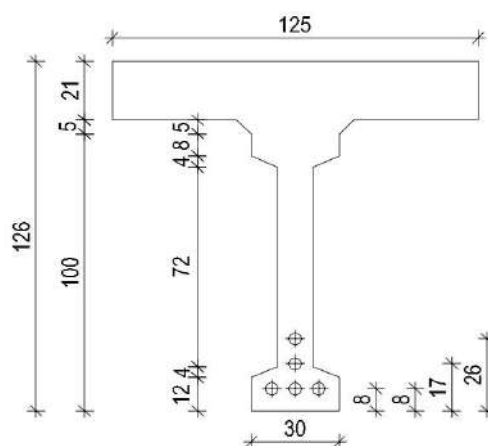
W obliczeniach przyjęto charakterystykę wytrzymałościową betonu oraz zbrojenia stalowego i kompozytowego zgodne z tabelą 8.1. Ze względu na brak możliwości oceny stanu kabli sprężających w bezpieczny i nieinwazyjny sposób, dla zachowania zapasu bezpieczeństwa przyjęto straty siły sprężającej na poziomie 33%. Jednocześnie poziom sprężenia wstępnego w taśmach CFRP w obliczeniach zaniżono do 5%.

Tabela 8.1. Charakterystyki materiałowe przyjęte do obliczeń wg (PN, 1991).

Charakterystyka wytrzymałościowa	Jedn.	(PN, 1991)
Klasa betonu belek		
$R_{bk, bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	MPa	37,5
$R_{b1, bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	28,8
$R_{b2, bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	32,0
$R_{bb, bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	22,2
$R_{bt0,05}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	MPa	2,4
$R_{bt0,05}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	MPa	1,6
$E_{b, bel}$ – moduł sprężystości betonu	GPa	39,0
Klasa betonu płyty pomostu		
$R_{bk, pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	MPa	30,0
$R_{b1, pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	23,1
$R_{b2, pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	25,6
$R_{bb, pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	17,7
$E_{b, pl}$ – moduł sprężystości betonu	GPa	36,4
Klasa stali zbrojeniowej		
$R_{ak}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	220
$R_{ak}$ – wytrzymałość obliczeniowa	MPa	190
$E_s$ – moduł sprężystości stali	GPa	210
Klasa stali sprężającej		
$R_{ak}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	1650*
$R_{ak}$ – wytrzymałość obliczeniowa	MPa	1100
$E_s$ – moduł sprężystości stali sprężającej	GPa	180
Taśmy CFRP		
$R_{fk}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	2875
$\epsilon_{fu}$ – charakterystyczne odkształcenia graniczne	%	16,8
$E_f$ – moduł sprężystości taśm CFRP	GPa	168
Maty CFRP		
$f_{fu}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	3800**
$f_{fu}$ – wytrzymałość obliczeniowa	MPa	3040**

\* wg oryginalnego projektu mostu, \*\* wg danych producenta

## Dźwigar niewzmocniony



Rysunek 8.4. Geometria przekroju przyjęta do obliczeń (wymiary w cm).

$$\begin{aligned} b_t &= 1250,0 \text{ [mm]} & t &= 210,0 \text{ [mm]} \\ h &= 1260,0 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu belek (klasa B50 wg. PN, 1991)

$R_{bk,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$R_{bk,bel} =$	37,5 [MPa]
$R_{b1,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{b1,bel} =$	28,8 [MPa]
$R_{b2,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{b2,bel} =$	32,0 [MPa]
$R_{bb,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{bb,bel} =$	22,2 [MPa]
$E_{b,bel}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{b,bel} =$	39,0 [GPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu płyty pomostu (klasa B40 wg. PN, 1991)

$R_{bk,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$R_{bk,pl} =$	30,0 [MPa]
$R_{b1,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{b1,pl} =$	23,1 [MPa]
$R_{b2,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{b2,pl} =$	25,6 [MPa]
$R_{bb,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$R_{bb,pl} =$	17,7 [MPa]
$E_{b,pl}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{b,pl} =$	36,4 [GPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej

Kable sprężające	18Ø5	$A_I =$	19,6 [mm <sup>2</sup> ]
------------------	------	---------	-------------------------

Liczba cięgien	$n_{pl} = 18$	$A_{pl} =$	352,8 [mm <sup>2</sup> ]
$n_p$ – liczba kabli sprężających		$n_p =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających		$A_p =$	1764,0 [mm <sup>2</sup> ]
$R_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej		$R_{pk} =$	1670,0 [MPa]
$P_p$ – charakterystyczna siła sprężająca (5 · 363 kN)		$P_p =$	1815,0 [kN]
$\Delta P_p$ – straty siły sprężającej (wg założeń)		$\Delta P_p =$	33,0 [%]
$P_{pc}$ – charakterystyczna siła sprężająca zmniejszona o straty			
$P_{pc} = P_p \cdot (1 - \Delta P_p)$		$P_{pc} =$	1216,1 [kN]

#### Charakterystyka wytrzymałościowa podłużnego zbrojenia pasywnego

$n_a$ – liczba prętów		$n_a =$	8
$A_{al}$ – pole powierzchni jednego pręta $\Phi = 6$ mm		$A_{al} =$	28,3 [mm <sup>2</sup> ]
$A_a$ – pole powierzchni 8 prętów $\Phi = 6$ mm		$A_a =$	226,1 [mm <sup>2</sup> ]
$R_{ak}$ – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zwykłego		$R_{ak} =$	220,0 [MPa]

#### Przekrój sprowadzony

Przekrój belki brutto		$A_{bel} =$	163200,0 [mm <sup>2</sup> ]
Przekrój płyty brutto		$A_{pl} =$	280000,0 [mm <sup>2</sup> ]
Przekrój sprowadzony płyty			
$A_{pl,spr} = E_{b,pl} / E_{b,bel} \cdot A_{pl} =$			261333,3 [mm <sup>2</sup> ]
Szerokość sprowadzona płyty – uwzględnieniem pola części przekroju na połączeniu belki i płyty o kształcie trapezu o wymiarach 400 x 300 x 50 mm (patrz rysunek)			
$b_l = (A_{pl,spr} - (400 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) \cdot 50 \text{ mm} / 2) / h_{pl}$			1161,1 [mm]

## Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem nośności strefy rozciąganej przy zginaniu

Moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a$$

$c$  – współczynnik współpracy cięgna z betonem  
(pełna współpraca)

$$c = 0,75$$

Pole przekroju strefy ściskanej betonu

$$A_{bc} = (c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a) / R_{bk} \quad A_{bc} = 59538,3 \quad [\text{mm}^2]$$

Wysokość strefy ściskanej betonu w płycie

$$x = A_{bc} / b_l \quad x = 51,3 \quad [\text{mm}]$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali sprężającej od spodu belki  
( $a_{p1,2,3}$ ,  $a_{p4}$ ,  $a_{p5}$  – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)

$$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1}) \quad a_p = 124,0 \quad [\text{mm}]$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od spodu belki  
(położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40$  mm,  $a_{a2} = 100$  mm,  $a_{a3} = 130$  mm)

$$a_a = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1}) \quad a_a = 77,0 \quad [\text{mm}]$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia sprężającego względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_p = A_p \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_p) \quad S_p = 1958677,7 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola przekroju stali zbrojeniowej względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_a = A_a \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_a) \quad S_a = 261656,3 \quad [\text{mm}^3]$$

$M_{ns}$  – obliczeniowy moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a \quad M_{ns} = 2481,4 \quad [\text{kNm}]$$

$M_{ks}$  – charakterystyczny moment niszczący

$$M_{ks} = M_{ns} / 2 \quad M_{ks} = 1240,7 \quad [\text{kNm}]$$

## Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem wytrzymałości betonu na ściskanie

Moment niszczący

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_{ac}$$

Wysokość strefy ściskanej (wg. (PN, 1991) rozdz. 9.4.3):

$$x = 0,40 h_1 \qquad x = 454,4 \text{ [mm]}$$

Moment statyczny pola strefy ściskanej betonu względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_b = \qquad S_b = 284808155,6 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Moment statyczny pola zbrojenia zwykłego względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_{ac} = \qquad S_{ac} = 10625,8 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Obliczeniowy moment niszczący

$$M_{nb} = 10682,6 \text{ [kNm]}$$

$M_{kb}$  – charakterystyczny moment niszczący

$$M_{kb} = M_{nb} / 2,4 \qquad M_{kb} = 4451,1 \text{ [kNm]}$$

### **Dźwigar wzmocniony (udział zbrojenia CFRP)**

#### **Charakterystyka wytrzymałościowa zbrojenia CFRP**

$$n_f \text{ – liczba taśm CFRP} \qquad n_f = 2$$

$$b_f \text{ – szerokość taśmy} \qquad b_f = 100,0 \text{ [mm]}$$

$$t_f \text{ – grubość taśmy} \qquad t_f = 1,2 \text{ [mm]}$$

$$A_{f1} \text{ – pole przekroju taśmy} \qquad A_{f1} = 120,0 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$E_f \text{ – moduł sprężystości taśmy CFRP} \qquad E_f = 168,0 \text{ [GPa]}$$

$$R_{fk} \text{ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie taśm CFRP} \qquad R_{fk} = 2875,0 \text{ [MPa]}$$

$$\varepsilon_{fu} \text{ – odkształcenia graniczne taśmy CFRP} \qquad \varepsilon_{fu} = 16,8 \text{ [‰]}$$

#### **Założenie zniszczenia na skutek odspojenia taśm**

$R_{fd,tot}$  – całkowite naprężenia w zbrojeniu CFRP

$$R_{fd,tot} = R_{fp} + R_{fd}$$

$R_{fp}$  – naprężenia w zbrojeniu CFRP wywołane sprężeniem do poziomu odkształceń  $\varepsilon_{fp}$

$$R_{fp} = \varepsilon_{fp} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{fp}$  – odkształcenia w kompozycie CFRP po wstępnym sprężeniu

$$\varepsilon_{fp} = 5,0 \quad [\text{‰}]$$

$R_{fd}$  – naprężenia w kompozycie CFRP podczas odspojenia w miejscu rys od zginania (model zniszczenia *Intermediate Crack Debonding*)

$$R_{fd} = \varepsilon_{f,lim} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{f,lim}$  – wg (*fib, 2019*) – patrz rozdział 7.3.1

$$\varepsilon_{f,lim} = 5,6 \quad [\text{‰}]$$

$\gamma_{fb}$  – współczynnik częściowy

$$\gamma_{fb} = 1,5$$

$$\varepsilon_{fd,lim} = \varepsilon_{f,lim} / \gamma_{fb}$$

$$\varepsilon_{fd,lim} = 3,7 \quad [\text{‰}]$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{fd,lim}$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = 8,7 \quad [\text{‰}]$$

$$R_{fd,tot} = \varepsilon_{fd,tot} \cdot E_f$$

$$R_{fd,tot} = 1467,2 \quad [\text{MPa}]$$

### **Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem nośności strefy rozciąganej przy zginaniu**

Moment niszczący

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{fd,tot} \cdot S_f$$

$c$  – współczynnik współpracy ciągną z betonem

$$c = 0,75$$

Pole przekroju strefy ściskanej betonu

$$A_{bc} = (c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a + R_{fd,tot} \cdot A_f) / R_{bk}$$

$$A_{bc} = 68928,4 \quad [\text{mm}^2]$$

Wysokość strefy ściskanej betonu w płycie

$$x = A_{bc} / b_l$$

$$x = 59,4 \quad [\text{mm}]$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali sprężającej od dolnej krawędzi belki ( $a_{p1,2,3}$ ,  $a_{p4}$ ,  $a_{p5}$  – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)

$$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p4} \cdot a_{p4} + A_{p5} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1})$$

$$a_p = 124,0 \quad [\text{mm}]$$

Odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od dolnej krawędzi belki (położenie poszczególnych prętów przyjęto  $a_{a1} = 40$  mm,  $a_{a2} = 100$  mm,  $a_{a3} = 130$  mm)

$$a_a = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1})$$

$$a_a = 77,0 \quad [\text{mm}]$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia sprężającego względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_p = A_p \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_p) \quad S_p = 1951544,8 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola przekroju stali zbrojeniowej względem środka ciężkości

pola strefy ściskanej betonu

$$S_a = A_a \cdot (h - 0,5 \cdot x - a_a) \quad S_a = 260742,1 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola przekroju zbrojenia CFRP względem środka ciężkości pola strefy ściskanej betonu

$$S_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot (h - 0,5 \cdot x + t_f / 2) \quad S_f = 295420,3 \quad [\text{mm}^3]$$

$M_{ns,d}$  – obliczeniowy moment niszczący

$$M_{ns,d} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{fd,tot} \cdot S_f \quad M_{ns,d} = 2905,8 \quad [\text{kNm}]$$

$M_{ks}$  – charakterystyczny moment niszczący

$$M_{ks} = M_{ns} / 2 \quad M_{ks} = 1452,9 \quad [\text{kNm}]$$

**Nośność graniczna przekroju żebra wywołana wyczerpaniem wytrzymałości betonu na ściskanie**

Moment niszczący

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_{ac}$$

Wysokość strefy ściskanej (wg. (PN, 1991) rozdz. 9.4.3):

$$x = 0,40 h_l \quad x = 454,4 \quad [\text{mm}]$$

Moment statyczny pola strefy ściskanej betonu względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_b = \quad S_b = 284808155,6 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola zbrojenia zwykłego względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_{ac} = \quad S_{ac} = 10625,8 \quad [\text{mm}^3]$$

Moment statyczny pola zbrojenia CFRP względem środka ciężkości zbrojenia sprężającego

$$S_{fc} = \quad S_{fc} = 29905,0 \quad [\text{mm}^3]$$

$$\text{Obliczeniowy moment niszczący} \quad M_{nb} = 10726,5 \quad [\text{kNm}]$$

$M_{kb}$  – charakterystyczny moment niszczący

$$M_{kb} = M_{nb} / 2,4 \quad M_{kb} = 4469,4 \quad [\text{kNm}]$$



Z obliczeń według normy (PN, 1991) wynika, że charakterystyczna nośność na zginanie dźwigara niewzmocnionego wynosi  $M_{ks} = 1240,7$  kNm, natomiast nośność na zginanie dźwigara wzmocnionego wynosi  $M_{ks,d} = 1452,9$  kNm. Odpowiada to wzmocnieniu dźwigara na zginanie z przyrostem nośności o  $\Delta M_{ks} = 212,2$  kNm. Stopień wzmocnienia wyniósł zatem:

$$\eta_u = \frac{M_{ks,d} - M_{ks}}{M_{ks}} = \frac{1452,2 \text{ kN} - 1240,7 \text{ kN}}{1240,7 \text{ kN}} = 0,17$$

### 8.2.2. Obliczenia nośności na zginanie według PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c)

Do obliczeń przyjęto charakterystykę wytrzymałościową betonu oraz zbrojenia stalowego i kompozytowego zgodnie z tabelą 8.2. Ze względu na brak możliwości oceny stanu kabli sprężających, dla bezpieczeństwa przyjęto straty siły sprężającej na poziomie 33%. Podobnie, poziom sprężenia wstępnego w taśmach CFRP w obliczeniach zachowawczo zaniżono do 5%.

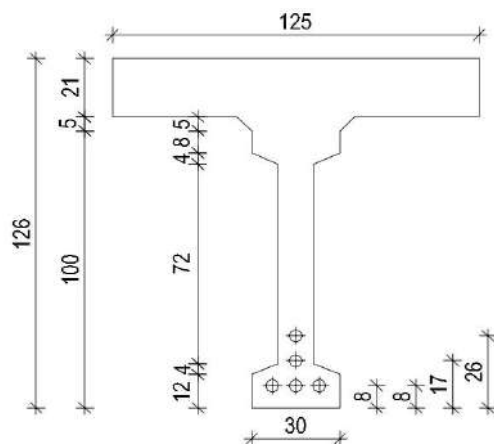
Tabela 8.2. Charakterystyki materiałowe przyjęte do obliczeń wg (EN, 2011c).

Charakterystyka wytrzymałościowa	Jedn.	(EN, 2001c)
<b>Klasa betonu belek</b>		
C40/50		
$f_{ck,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	MPa	40,0
$f_{cd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	29,0
$f_{ctk,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	MPa	4,6
$f_{ctd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	MPa	3,0
$f_{ctm,bel}$ – średnia wytrzymałość na rozciąganie	MPa	3,5
$E_{c,bel}$ – moduł sprężystości betonu	GPa	35,0
<b>Klasa betonu płyty pomostu</b>		
C30/37		
$f_{ck,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	MPa	30,0
$f_{cd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	MPa	21,0
$f_{ctk,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	MPa	3,8
$E_{c,pl}$ – moduł sprężystości betonu	GPa	32,0
<b>Klasa stali zbrojeniowej</b>		
A-0		
$f_{yk}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	220*
$f_{yd}$ – wytrzymałość obliczeniowa	MPa	190*
$E_s$ – moduł sprężystości stali	GPa	200
<b>Klasa stali sprężającej</b>		
I		
$f_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	1650*
$f_{p0,1dk}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali sprężającej	MPa	1291,3
$E_s$ – moduł sprężystości stali sprężającej	GPa	195
<b>Taśmy CFRP</b>		
CFK150/2000		
$R_{fk}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	2875
$\varepsilon_{fu}$ – charakterystyczne odkształcenia graniczne	‰	16,8
$E_f$ – moduł sprężystości taśm CFRP	GPa	168
<b>Maty CFRP</b>		
C-Sheet 240/400		
$f_{fu}$ – wytrzymałość charakterystyczna	MPa	3800**
$f_{fd}$ – wytrzymałość obliczeniowa	MPa	3040**

\* wg oryginalnego projektu mostu

\*\* wg danych producenta

## Dźwigar niewzmocniony



Rysunek 8.5. Geometria przekroju przyjęta do obliczeń (wymiary w cm).

$$\begin{aligned} b_t &= 1250,0 \text{ [mm]} & t &= 210,0 \text{ [mm]} \\ h &= 1260,0 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu belek (klasa C40/50 wg. EN, 2011c)

$f_{ck,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$f_{ck,bel} = 40,0$ [MPa]
$f_{cd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,bel} = 29,0$ [MPa]
$E_{c,bel}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,bel} = 35,0$ [GPa]
$f_{ctk,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	$f_{ctk,bel} = 3,0$ [MPa]
$f_{ctd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	$f_{ctd,bel} = 3,5$ [MPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa betonu płyty pomostu (klasa C30/37 wg. EN, 2011c)

$f_{ck,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$f_{ck,pl} = 30,0$ [MPa]
$f_{cd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,pl} = 21,0$ [MPa]
$E_{c,pl}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,pl} = 32,0$ [GPa]
$f_{ctk,pl}$ – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie	$f_{ctk,pl} = 3,8$ [MPa]
$f_{ctd,pl}$ – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie	$f_{ctd,pl} = 2,7$ [MPa]

### Charakterystyka wytrzymałościowa stali sprężającej

Kable sprężające	18Ø5	$A_I = 19,6$ [mm <sup>2</sup> ]
Liczba cięgien	$n_{pl} = 9$	$A_{pl} = 352,8$ [mm <sup>2</sup> ]

$n_p$ – liczba kabli sprężających	$n_p =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających	$A_p =$	1764,0 [mm <sup>2</sup> ]
$f_{pk}$ – wytrzymałość charakterystyczna stali sprężającej	$f_{pk} =$	1650,0 [MPa]
$f_{p0,1k}$ – charakterystyczna granica plastyczności stali sprężającej	$f_{p0,1k} =$	1485,0 [MPa]
$f_{p0,1d}$ – obliczeniowa granica plastyczności stali sprężającej	$f_{p0,1d} =$	1291,3 [MPa]
$f_{p0,1d} = f_{p0,1k} / 1,15$		
$E_p$ – moduł sprężystości stali sprężającej	$E_p =$	205,0 [GPa]
Siła sprężająca w chwili sprężenia:	$F_{p,max} =$	1815,0 [kN]
Poziom strat siły sprężającej (wg założeń)	$\Delta F_p =$	33,0 [%]
Siła sprężającą w kablu po stratach:		
$F_{p1} = (1 - \Delta F_p) \cdot F_{p,max} =$	$F_{p1} =$	1216,1 [kN]
Naprężenie w kablach po stratach:		
$\sigma_{pm1} = F_{p1} / A_p$	$\sigma_{pm1} =$	689,4 [MPa]
$\varepsilon_{pm0}$ – odkształcenie stali sprężającej po stratach	$\varepsilon_{pm0} =$	3,5 [‰]
$a_p$ – odległość środka ciężkości przekroju zbrojenia sprężającego od spodu belki ( $a_{p1,2,3}$ , $a_{p4}$ , $a_{p5}$ – środki ciężkości poszczególnych kabli, patrz rys.)		
$a_p = (3 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2,3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1})$	$a_p =$	124,0 [mm]
$d$ – wysokość użyteczna = $h - a_p$	$d =$	1136,0 [mm]
<u>Charakterystyka wytrzymałościowa podłużnego zbrojenia pasywnego</u>		
$n_s$ – liczba prętów	$n_s =$	8
	$A_{s1} =$	28,3 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s1}$ – pole powierzchni jednego pręta $\Phi = 6$ mm		
$f_{yk}$ – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zwykłego	$f_{yk} =$	220,0 [MPa]
$f_{yd}$ – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia zwykłego	$f_{yd} =$	1920,0 [MPa]
$a_a$ – odległość środka ciężkości przekroju stali zbrojeniowej od spodu belki (położenie poszczególnych prętów przyjęto $a_{a1} = 40$ mm, $a_{a2} = 100$ mm, $a_{a3} = 130$ mm)		
$a_s = 2 \cdot A_{a1} \cdot (2 \cdot a_{a1} + a_{a2} + a_{a3}) / (8 \cdot A_{a1})$	$a_s =$	77,0 [mm]

### Warunek równowagi sił poziomych w przekroju

$$\sum F_x = 0$$

Siła ściskająca w ściskanej strefie betonu płyty pomostu o wysokości  $x$

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie zwykłe w belce

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \qquad F_s = 104,2 \quad [\text{kN}]$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie sprężające

$$F_p = n_p \cdot A_{pl} \cdot f_{pd} \qquad F_p = 2493,5 \quad [\text{kN}]$$

Z warunku równowagi sił poziomych:

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c = F_p + F_s$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x = (F_p + F_s) / (0,8 \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}) \qquad x = 108,4 \quad [\text{mm}]$$

$$\zeta = x / d \qquad \zeta = 0,095$$

Odształcenia w stali zbrojeniowej (suma odkształceń początkowych  $\varepsilon_{pm0}$  i przyrostu odkształceń na skutek działania momentu  $\Delta\varepsilon_p$ )

$$\Delta\varepsilon_p = -3,5 \cdot (1 - \zeta) / \zeta$$

$$\Delta\varepsilon_p = 33,2 \quad [\%]$$

$$\sum \varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{pm0} = 36,7 \quad [\%]$$

Warunek wystąpienia uplastycznienia zbrojenia rozciąganego jest spełniony:

$$\sum \varepsilon_p > \varepsilon_{py} = f_{pd} / E_p = 6,62 \quad [\%]$$

$$36,7 \quad [\%] > 6,62 \quad [\%]$$

### Warunek równowagi momentów

$$\sum M = 0$$

Moment niszczący

$$M_{Rd} = F_p \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) + F_s \cdot (d_s - 0,4 \cdot x) \qquad M_{Rd} = 2537,9 \quad [\text{kNm}]$$

## Dźwigar wzmocniony (udział zbrojenia CFRP)

### Charakterystyka wytrzymałościowa zbrojenia CFRP

$n_f$ – liczba taśm CFRP	$n_f =$	2
$b_f$ – szerokość taśmy	$b_f =$	100,0 [mm]
$t_f$ – grubość taśmy	$t_f =$	1,2 [mm]
$A_{f1}$ – pole przekroju taśmy	$A_{f1} =$	120,0 [mm <sup>2</sup> ]
$E_f$ – moduł sprężystości taśmy CFRP	$E_f =$	168,0 [GPa]
$f_{fk}$ – wytrzymałość charakt. na rozciąganie taśmy CFRP	$f_{fk} =$	2875,0 [MPa]
$\varepsilon_{fu}$ – odkształcenia graniczne taśmy CFRP	$\varepsilon_{fu} =$	16,8 [%]

### Warunek równowagi sił poziomych w przekroju

$$\sum F_x = 0$$

Siła ściskająca przenoszona przez beton płyty pomostu o wysokości  $x$

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b_t \cdot f_{cd,pl}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie zwykłe w belce

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \qquad F_s = 43,0 \text{ [kN]}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie sprężające

$$F_p = n_p \cdot A_{p1} \cdot f_{pd} \qquad F_p = 2277,9 \text{ [kN]}$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie CFRP

$$F_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot f_{fd,tot}$$

### **Założenie zniszczenia na skutek odspojenia taśm**

$f_{fd,tot}$  – całkowite naprężenia w zbrojeniu CFRP

$$f_{fd,tot} = f_{fp} + f_{fd}$$

$f_{fp}$  – naprężenia w zbrojeniu CFRP wywołane sprężeniem do poziomu odkształceń  $\varepsilon_{fp}$

$$f_{fp} = \varepsilon_{fp} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{fp}$  – odkształcenia w kompozycie CFRP po wstępnym sprężeniu

$$\varepsilon_{fp} = 5,0 \quad [\%]$$

$f_{fd}$  – naprężenia w kompozycie CFRP podczas odspojenia (Intermediate Crack Debonding)

$$f_{fd} = \varepsilon_{f,lim} \cdot E_f$$

$\varepsilon_{f,lim}$  – wg (fib, 2019) – patrz rozdział 7.3.1

$$\varepsilon_{f,lim} = 5,6 \quad [\%]$$

$\gamma_{fb}$  – współczynnik częściowy

$$\gamma_{fb} = 1,5$$

$$\varepsilon_{fd,lim} = \varepsilon_{f,lim} / \gamma_{fb}$$

$$\varepsilon_{fd,lim} = 3,7 \quad [\%]$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = \varepsilon_{fp} + \varepsilon_{fd,lim}$$

$$\varepsilon_{fd,tot} = 8,7 \quad [\%]$$

Siła rozciągająca przenoszona przez zbrojenie CFRP

$$F_f = n_f \cdot A_{f1} \cdot f_{fd,tot}$$

$$F_f = 352,1 \quad [\text{kN}]$$

$$f_{fd,tot} = \varepsilon_{fd,tot} \cdot E_f$$

$$f_{fd,tot} = 1467,2 \quad [\text{MPa}]$$

Z warunku równowagi sił poziomych:

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c = F_p + F_s + F_f$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x = (F_p + F_s + F_f) / (0,8 \cdot b_t \cdot f_{cd,pl})$$

$$x = 124,7 \quad [\text{mm}]$$

$$\zeta = x / d$$

$$\zeta = 0,110$$

Odształcenia w stali zbrojeniowej (suma odkształceń początkowych  $\varepsilon_{pm0}$  i przyrostu odkształceń na skutek działania momentu  $\Delta\varepsilon_p$ )

$$\Delta\varepsilon_p = -3,5 \cdot (1 - \zeta) / \zeta$$

$$\Delta\varepsilon_p = 28,4 \quad [\%]$$

$$\sum \varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{pm0} = 31,9 \quad [\%]$$

Warunek wystąpienia uplastycznienia zbrojenia rozciąganego jest spełniony:

$$\sum \varepsilon_p > \varepsilon_{py} = f_{pd} / E_p = 6,62 \quad [\%]$$

$$31,9 \quad [\%] > 6,62 \quad [\%]$$

### Warunek równowagi momentów

$$\sum M = 0$$

Moment niszczący

$$M_{Rd,d} = F_p \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) + F_s \cdot (d_s - 0,4 \cdot x) + F_f \cdot (d_f - 0,4 \cdot x) \quad M_{Rd,d} = 2948,8 \text{ [kNm]}$$

Z obliczeń według normy (EN, 2011c) wynika, że nośność na zginanie dźwigara niewzmocnionego wynosi  $M_{Rd} = 2537,9$  kNm, natomiast nośność na zginanie dźwigara wzmocnionego wynosi  $M_{Rd,d} = 2948,8$  kNm. Odpowiada to wzmocnieniu na zginanie z przyrostem nośności o  $\Delta M_{Rd} = 410,9$  kNm. Stopień wzmocnienia wynosi zatem:

$$\eta_u = \frac{M_{Rd,d} - M_{Rd}}{M_{Rd}} = \frac{2948,8 \text{ kN} - 2537,9 \text{ kN}}{2537,9 \text{ kN}} = 0,16$$

Zestawienie wyników obliczeń nośności na zginanie wg norm (PN, 1991) oraz (EN, 2011c) przedstawiono w tabeli 8.3

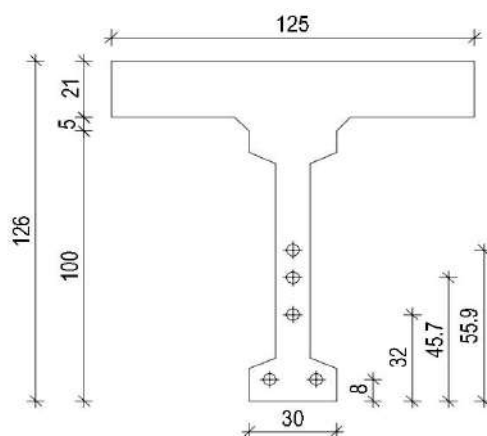
*Tabela 8.3. Podsumowanie obliczeń nośności na zginanie dźwigarów mostowych.*

	(PN, 1991)	(EN, 2011c)
Obliczeniowa nośność na zginanie dźwigara przed wzmocnieniem [kNm]	1240,7	2537,9
Obliczeniowa nośność na zginanie dźwigara po wzmocnieniu [kNm]	1452,9	2948,8
Przyrost nośności na skutek wzmocnienia [kNm]	212,2	410,9

### **8.2.3. Obliczenia nośności na ścinanie według PN-91/S-10042 (PN, 1991).**

W poniższym podrozdziale przedstawiono pełen tok obliczeń dla wybranego przekroju o współrzędnej  $x = 2,7$  m (mierzonej od lica dźwigara). Obliczenia dla pozostałych analizowanych przekrojów, o współrzędnych  $x = 0,3$  m;  $0,6$  m;  $0,9$  m;  $2,1$  m;  $2,7$  m przedstawiono w załączniku. Na końcu rozdziału zamieszczono zestawienie wyników obliczeń dla wszystkich przekrojów. W obliczeniach przyjęto charakterystykę wytrzymałościową betonu oraz zbrojenia stalowego i kompozytowego zgodnie tabelą 8.1. Podobnie jak w obliczeniach nośności na zginanie, przyjęto straty siły sprężającej w kablach na poziomie 33% oraz wartość naprężeń wstępnych w taśmach CFRP równą 5%. Wartości momentów dekompresji  $M_0$  oraz maksymalnych momentów zginających  $M_{max}$  występujących analizowanych przekrojach wyznaczono podczas analizy sił wewnętrznych przy użyciu modelu MES (patrz rozdz. 8.2.6).

## Przekrój $x = 2,70$ m



Rysunek 8.6. Przekrój o współrzędnej  $x = 2,7$  m dźwigara niewzmoczonego (wymiary w cm).

### Charakterystyka przekroju

$h_{pl}$ – grubość płyty	$h_{pl} =$	21,0 [cm]
$b_{pl}$ – szerokość płyty	$b_{pl} =$	125,0 [cm]
$R_{bt0,05,bel}$ – wytrzymałość na rozciąganie betonu belki	$E_{b,pl} =$	4,3 [MPa]
$E_{b,pl}$ – moduł sprężystości betonu płyty	$E_{b,pl} =$	36,4 [GPa]
$E_{b,pl}$ – moduł sprężystości betonu belki	$E_{b,bel} =$	39,0 [GPa]

### Przekrój sprowadzony

$A_{bel}$ – przekrój belki brutto	$A_{bel} =$	1632,0 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{pl}$ – przekrój płyty brutto	$A_{pl} =$	2800,0 [cm <sup>2</sup> ]
$P_p$ – siła sprężająca w jednym kablu	$P_p =$	363,0 [kN]
$\Delta P_p$ - straty siły sprężającej (wg założeń)	$\Delta P_p =$	33,0 [%]
$P_p$ – siła sprężająca pomniejszona o straty		
$P_{pc} = P_p \cdot (1 - \Delta P_p)$	$P_{pc} =$	243,2 [kN]

Przekrój sprowadzony płyty:

$$A_{pl,spr} = E_{b,pl} / E_{b,bel} \cdot A_{pl} = 2613,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Szerokość sprowadzona płyty – uwzględnieniem pola części przekroju na połączeniu belki i płyty o kształcie trapezu o wymiarach 400 x 300 x 50 mm

$$b_I = (A_{pl,spr} - (400 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) \cdot 50 \text{ mm} / 2) / h_{pl} = 116,1 \text{ [cm}^2\text{]}$$



### Pole przekroju brutto belki i współpracującej płyty

$A_b$ – pole powierzchni przekroju brutto	$A_b =$	4245,3 [cm <sup>2</sup> ]
$h_{db}$ – odległość środka ciężkości przekroju od dolnej krawędzi	$h_{db} =$	89,1 [cm]
$h_{gb}$ – odległość środka ciężkości przekroju od górnej krawędzi	$h_{gb} =$	36,9 [cm]
$J_b$ – moment bezwładności przekroju betonowego	$J_b =$	6364493,7 [cm <sup>4</sup> ]

### Zbrojenie sprężające

$A_{pl}$ – pole powierzchni przekroju jednego kabla	$A_{pl} =$	3,5 [cm <sup>2</sup> ]
$n_p$ – liczba kabli	$n_p =$	5
$A_p$ – pole przekroju 5 kabli sprężających	$A_p =$	17,7 [cm <sup>2</sup> ]
$h_{dp}$ – odległość środka ciężkości kabli od dolnej krawędzi	$h_{dp} =$	29,9 [cm]
$h_{gp}$ – odległość środka ciężkości kabli od górnej krawędzi	$h_{gp} =$	96,1 [cm]

### Zbrojenie zwykłe

$A_{ag}$ – pole powierzchni przekroju prętów w strefie ściskanej	$A_{ag} =$	2,3 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{ad}$ – pole powierzchni przekroju prętów w strefie rozciąganej	$A_{ad} =$	2,3 [cm <sup>2</sup> ]
$A_a = A_{ad} + A_{ag} =$		4,6 [cm <sup>2</sup> ]
$h_{ad}$ – odległość środka ciężkości prętów w str. rozciąganej od dolnej krawędzi	$h_{ad} =$	7,3 [cm]
$h_{ag}$ – odległość środka ciężkości prętów w str. ściskanej od dolnej krawędzi	$h_{ag} =$	118,7 [cm]
$n_a$ – stosunek współczynników sprężystości stali zbrojeniowej i betonu (wg PN, 1991)	$n_a =$	15
$n_v$ – stosunek współczynników sprężystości stali sprężającej i betonu (wg PN, 1991)	$n_v =$	18

### Charakterystyka przekroju sprowadzonego

$A = A_b + n_a A_a + n_v A_p =$		4631,2 [cm <sup>2</sup> ]
$h_d = (A_b h_b + n_a A_{ad} h_{ad} + n_a A_{ag} h_{ag} + n_v A_p h_{dp}) / A =$		84,7 [cm]

$$J = J_b + A_b (h_b - h_{db})^2 + n_a A_{ad} (h_d - h_{da})^2 + n_a A_{ag} (h_d - h_{ga})^2 + n_v A_p (h_d - h_{dp})^2 = 7729037,3 \quad [\text{cm}^4]$$

$$h - \text{wysokość przekroju sprowadzonego} \quad h = 126,0 \quad [\text{cm}]$$

Odległość środka ciężkości zbrojenia sprężającego i biernego od dolnej krawędzi belki:

$$a = (n_a A_{ad} h_{ad} + n_v A_p h_{dp}) / (n_a A_{ad} + n_v A_p) = 27,7 \quad [\text{cm}]$$

Wysokość użyteczna przekroju:

$$h_l = h - a = 98,3 \quad [\text{cm}]$$

$$b_w - \text{grubość środnika} \quad b_w = 12,0 \quad [\text{cm}]$$

$$S_d - \text{średnica cięgien sprężających} \quad S_d = 4,5 \quad [\text{cm}]$$

Zastępcza grubość środnika:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot S_d = 9,8 \quad [\text{cm}]$$

Stopień zbrojenia podłużnego:

$$\mu = (A_p + A_{ad} + A_{ag}) / b_{w,nom} h_l = 0,5 \quad [\%]$$

$$t_R - \text{wytrzymałość betonu na ścinanie (wg PN, 1991)} \quad t_R = 0,4 \quad [\text{MPa}]$$

Współczynnik zwiększający wytrzymałość betonu na ścinanie ze względu na stopień zbrojenia podłużnego:

$$I + 50\mu = 1,3$$

$$\text{Całkowite naprężenia ściskające w betonie wywołane sprężaniem} \quad 17,7 \quad [\text{MPa}]$$

$$M_0 - \text{moment dekompresji (wg analizy w rozdz. 8.2.5)} \quad M_0 = 1617,2 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{max} - \text{moment maksymalny w przekroju (wg analizy w rozdz. 8.2.6)} \quad M_{max} = 866,7 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_0 / M_{max} = 1,9$$

Współczynnik zwiększający wytrzymałość betonu na ścinanie

ze względu na osiową siłę ściskającą ( $I + M_0 / M_{max} \leq 2$ ):

$$I + M_0 / M_{max} = 2,00$$

**Siła poprzeczna przenoszona przez beton:**

$$\Delta V_b = t_R (I + 50\mu) \cdot (I + M_0 / M_{max}) \cdot b \cdot 0,85 h_l = 82,2 \quad [\text{kN}]$$

$R_{aw}$ – wytrzymałość obliczeniowa strzemion:	$R_{aw} =$	190,0 [MPa]
$d_{sw}$ – średnica strzemion	$d_{sw} =$	8,0 [mm]
$A_{aw}$ – pole przekroju strzemion	$A_{aw} =$	1,0 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 / 4 =$		
$s$ – rozstaw strzemion	$s =$	30,0 [cm]

#### Siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona pionowe:

$$\Delta V_w = A_{aw} / s \cdot 0,85h_l \cdot R_{aw} = 52,9 \text{ [kN]}$$

$$\Delta V_b + \Delta V_w = 135,1 \text{ [kN]}$$

Kąta nachylenia kabli sprężających  
(wg projektu trasowania kabli, patrz rozdz. 4, rys. 4.6):

	kąta nachylenia $\alpha$	$\sin \alpha$
kabel 5	5,25°	0,0918
kabel 4	4,74°	0,0827
kabel 3	4,12°	0,0720

#### Redukcja siły poprzecznej wynikająca z nachylenia cięgien:

Suma składowych pionowych siły sprężającej w każdym z kabli odgiętych

$$P_{pc} \cdot \sin(\alpha)$$

$$\Delta V_p = \sum P_{pc} \cdot \sin(\alpha_i) = 59,9 \text{ [kN]}$$

#### Nośność przekroju na ścinanie:

$$V_{Rd} = \Delta V_b + \Delta V_w + \Delta V_p = 195,0 \text{ [kN]}$$

Z obliczeń wynika że nośność na ścinanie przekroju położonego w odległości  $x = 2,70$  m od lica dźwigara jest równa 195,0 kN. Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla przekrojów o współrzędnych od  $x = 0,30$  m od odległości  $x = 2,10$  m. W tabeli 8.4 przedstawiono przyjęte wartości parametrów zmiennych ( $h_l$ ,  $M_{max}$ ) oraz wyniki obliczeń dla wszystkich przekrojów obliczeniowych.

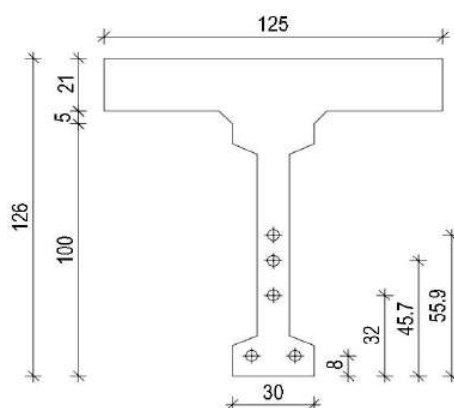
Tabela 8.4. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie wg (PN, 1991).

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$h_l$ [cm]	$M_{max}$ [kNm]	$\Delta V_b$ [kN]	$\Delta V_w$ [kN]	$\Delta V_p$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
0,30	85,9	8,0	193,9	290,2	82,7	566,8
0,60	87,6	170,3	73,2	141,4	79,9	294,5
0,90	89,4	245,5	74,7	144,3	76,8	295,8
2,10	95,8	690,1	80,1	77,3	65,4	222,8
2,70	98,3	866,7	82,2	52,9	59,9	195,0

### 8.2.4. Obliczenia nośności na ścinanie według PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011 (EN, 2011c)

W poniższym podrozdziale przedstawiono pełen tok obliczeń dla wybranego przekroju o współrzędnej  $x = 2,7$  m (mierzonej od lica dźwigara). Obliczenia dla pozostałych analizowanych przekrojów, o współrzędnych  $x = 0,3$  m;  $0,6$  m;  $0,9$  m;  $2,1$  m;  $2,7$  m przedstawiono w załączniku. Na końcu rozdziału zamieszczono zestawienie wyników obliczeń dla wszystkich przekrojów. W obliczeniach przyjęto charakterystykę wytrzymałościową betonu oraz zbrojenia stalowego i kompozytowego zgodnie tabelą 8.2. Podobnie jak w obliczeniach nośności na zginanie, przyjęto straty siły sprężającej w kablach na poziomie 33% oraz wartość naprężeń wstępnych w taśmach CFRP równą 5%. Dla wszystkich przekrojów obliczeniowych przyjęto zachowawczo wartość kąta naprężeń głównych  $\theta$  równą  $32^\circ$  (na podstawie analizy w rozdziale 7.7), co odpowiada wartości  $\cot(\theta) = 1,6$ .

#### Przekrój $x=2,70$ m



Rysunek 8.7. Geometria przekroju przyjęta do obliczeń (wymiary w cm).

#### Charakterystyka przekroju

$A_b$ – przekrój belki dźwigara netto	$A_b =$	1552,5 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{bp}$ – przekrój belki i płyty netto	$A_{bp} =$	3929,4 [cm <sup>2</sup> ]
$h$ – wysokość przekroju	$h =$	126,0 [cm]
$b_w$ – szerokość środnika	$b_w =$	12,0 [cm]
$d_p$ – średnica kanału kabla sprężającego	$d_p =$	4,5 [cm]
$b_{w,nom}$ – nominalna szerokość środnika		
$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot d_p =$	$b_{w,nom} =$	9,8 [cm]

#### Charakterystyka betonu

$f_{ck,bel}$ – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie	$f_{ck,bel} =$	40,0 [MPa]
$f_{cd,bel}$ – wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd,bel} =$	28,6 [MPa]
$E_{c,bel}$ – moduł sprężystości betonu	$E_{c,bel} =$	35,0 [GPa]

### Charakterystyka zbrojenia sprężającego

$$A_{p1} - \text{pole przekroju kabla} \quad A_{p1} = 353,4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$a_p$  – odległość środka ciężkości przekroju zbrojenia sprężającego od dolnej krawędzi przekroju ( $a_{p1,2,3}$ ,  $a_{p4}$ ,  $a_{p5}$  – środki ciężkości poszczególnych kablów, patrz rys. 8.7)

$$a_p = (2 \cdot A_{p1} \cdot a_{p1,2} + A_{p1} \cdot a_{p3} + A_{p1} \cdot a_{p4} + A_{p1} \cdot a_{p5}) / (5 \cdot A_{p1}) \quad a_p = 29,9 \text{ [cm]}$$

$$F_{p1,max} - \text{siła sprężająca w chwili sprężenia} \quad F_{p1,max} = 363 \text{ [kN]}$$

$$\alpha_p - \text{poziom strat w sile sprężającej (wg założeń)} \quad \alpha_p = 33,0 \text{ [%]}$$

Siła sprężająca w kablu po stratach:

$$F_{p1} = (1 - \alpha_p) \cdot F_{p,max} = 243,2 \text{ [kN]}$$

Kąta nachylenia kablów sprężających  
(wg projektu trasowania kablów, patrz rozdz. 4, rys. 4.6):

	kąta nachylenia $\alpha$	$\sin \alpha$
kabel 5	5,25°	0,0918
kabel 4	4,74°	0,0827
kabel 3	4,12°	0,0720

### **Redukcja siły poprzecznej wynikająca z nachylenia cięgien:**

Suma składowych pionowych siły sprężającej w każdym z kablów odgiętych

$$F_{p1} \cdot \sin(\alpha)$$

$$\Delta V_p = \sum F_{p1} \cdot \sin(\alpha_i) = 59,9 \text{ [kN]}$$

$\sigma_{cp}$  – naprężenia ściskające od sprężenia

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_b = \sum F_{p1} \cdot \cos(\alpha_i) / A_b = \sigma_{cp} = 9,4 \text{ [MPa]}$$

$\theta$  – kąt nachylenia naprężeń głównych

$$\cot(\theta) = 1,6$$

$$\tan(\theta) = 0,6$$

### Zbrojenie poprzeczne

$$f_{yk} - \text{charakterystyczna granica plastyczności strzemion} \quad f_{ywd} = 220,0 \text{ [MPa]}$$

$$d_{sw} - \text{średnica strzemion} \quad d_{sw} = 8 \text{ [mm]}$$

$$n - \text{liczba strzemion} \quad n = 2$$

$A_{sw}$  – pole przekroju zbrojenia na ścinanie

$$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 / 4 \quad A_{sw} = 1,0 \quad [\text{cm}^2]$$

$d$  – wysokość użyteczna

$$d = h - a_p \quad d = 96,1 \quad [\text{cm}]$$

$$z = 0,9 d \quad z = 86,5 \quad [\text{cm}]$$

$s$  – rozstaw strzemion

$$s = 30,0 \quad [\text{cm}]$$

**Obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona:**

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 88,1 \quad [\text{kN}]$$

**Nośność przekroju z uwzględnieniem pionowej składowej  $\Delta V_p$ :**

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + \Delta V_p = 148,1 \quad [\text{kN}]$$

Współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego:

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,504$$

Współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskanym:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1,27$$

Maksymalna siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona:

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}) / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 695,1 \quad [\text{kN}]$$

$$V_{Rd,s} < V_{Rd,max}$$

Z obliczeń wynika że nośność na ścinanie przekroju niewzmocnionego położonego w odległości  $x = 2,70$  m od lica dźwigara jest równa  $V_{Rd} = 148,1$  kN. Analogiczne obliczenia przeprowadzono dla przekrojów od  $x = 0,30$  m do  $x = 2,10$  m. W tabeli 8.5 przedstawiono przyjęte wartości parametrów zmiennych ( $d$ ,  $\cot(\theta)$ ) oraz wyniki obliczeń dla wszystkich przekrojów obliczeniowych.

Tabela 8.5. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie wg (EN, 2011c).

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$d$ [cm]	$\cot(\theta)$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$\Delta V_p$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
0,30	82,2	1,6	471,1	82,7	<b>553,8</b>
0,60	84,2	1,6	231,6	79,9	<b>311,5</b>
0,90	86,2	1,6	237,1	76,8	<b>313,9</b>
2,10	93,3	1,6	128,3	65,4	<b>193,7</b>
2,70	96,1	1,6	88,1	59,9	<b>148,1</b>

### 8.2.5. Obliczenie udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie według *fib bulletin 90* (fib, 2019)

Analogicznie do obliczeń w rozdziale 7.5.3, zgodnie z zaleceniami *fib bulletin 90* (fib, 2019) udział wzmocnienia na ścianie stanowi składnik nośności na ścinanie  $V_{Rd,f}$  (poza udziałem betonu, zbrojenia poprzecznego i pionowej składowej siły sprężającej). W przypadku kompozytowych strzemion prostopadłych do podłużnej osi elementu nośność tę określa wzór:

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fw}}{s_f} h_f \cdot f_{fwd} \cdot \cot\theta \quad (8.1)$$

gdzie:

$A_{fw}$  – pole przekroju kompozytowego zbrojenia na ścinanie,  $A_{fw} = 2 \cdot b_f \cdot t_f$ ,

$b_f$  – szerokości oplotu,  $b_f = 75$  mm,

$t_f$  – grubość zastępcza wielowarstwowego oplotu:

$$t_f = n^{0,85} \cdot t_0 = 4^{0,85} \cdot 0,234 \text{ mm} = 0,760 \text{ mm} \quad (8.2)$$

$n$  – liczba warstw w oplotcie,  $n = 4$ ,

$t_0$  – grubość pojedynczej warstwy oplotu,  $t_0 = 0,234$  mm – wg (S&P, 2012c),

$$A_{fw} = 2 \cdot b_f \cdot t_f = 2 \cdot 75 \text{ mm} \cdot 0,76 \text{ mm} = 114 \text{ mm}^2$$

$h_f$  – wysokość na jakiej rysa ukośna przecina zbrojenie kompozytowe,  $h_f = h - 0,1 d_s$ ,

$h$  – wysokość przekroju,  $h = 1260$  mm,

$d_s$  – to wysokość użyteczna zbrojenia stalowego. W obliczeniach przyjęto wartości odpowiednio  $h_l$  (dla obliczeń wg (PN, 1991)) i  $d$  (dla obliczeń wg (EN, 2011c)), zgodnie z obliczeniami w rozdziałach 8.2.3 i 8.2.4 ,

$s_f$  – rozstaw oplotów z mat CFRP,  $s_f =$  od 650 do 1000 mm – wg rys. 8.3,

$\cot\theta$  – cotangens kąta nachylenia naprężeń głównych, przyjęto zgodnie z tab. 8.5.

$f_{fwd}$  – nośność graniczna zbrojenia CFRP, przypadku oplotów U-wrap z zakotwieniem określona jest wzorem:

$$f_{fwd} = k_a \cdot f_{fwd,c} = k_a \cdot k_R \cdot a_t \cdot f_{fd} \quad (8.3)$$

$f_{fd}$  – wytrzymałość kompozytu na rozciąganie  $f_{fd} = f_{fk} / 1,5 = 3800 \text{ MPa} / 1,5 = 2533 \text{ MPa}$

$a_t$  – współczynnik uwzględniający długotrwałe obciążenia,  $a_t = 0,8$  – wg (fib, 2019)

$k_R$  – współczynnik uwzględniający nierównomierny rozkład naprężeń w kompozycie na przecięciu z rysą oraz redukcję wytrzymałości ze względu na zagięcie włókien kompozytu na narożu przekroju, zależny od promienia wyoblenia naroży ( $R$ ):

$$k_R = \begin{cases} 0,50 \frac{R}{50} \left( 2 - \frac{R}{50} \right) & \text{dla } R < 50 \text{ mm} \\ 0,5 & \text{dla } R \geq 50 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.4)$$

W badanym dźwigarze promienia wyoblenia naroży wyniósł  $R = 50$  mm, zatem  $k_R = 0,5$ ,

$k_a$  – współczynnik uwzględniający skuteczność zakotwienia,  $k_a = 0,9$  – wg (fib, 2019)

$$f_{ywd} = 0,9 \cdot k_R \cdot a_t \cdot f_{fd} = 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2533 \text{ MPa} = 912 \text{ MPa}$$

Udział zbrojenia CFRP w nośności na ścinanie wyznaczono wg wzoru (8.1) dla każdego przekroju obliczeniowego. Całkowitą nośność przekroju wzmocnionego ( $V_{Rd,str}$ ) w obliczeniach wg (PN, 1991) wyznaczono jako:

$$V_{Rd,str} = \Delta V_b + \Delta V_w + \Delta V_p + V_{Rd,f} = V_{Rd} + V_{Rd,f} \quad (8.5)$$

Podsumowanie przyjętych wartości parametrów zmiennych przedstawiono w tabeli 8.6. Całkowitą nośność przekroju wzmocnionego ( $V_{Rd,str}$ ) w obliczeniach wg (EN, 2011c) wyznaczono jako:

$$V_{Rd,str} = V_{Rd,s} + \Delta V_p + V_{Rd,f} = V_{Rd} + V_{Rd,f} \quad (8.6)$$

Podsumowanie przyjętych wartości parametrów zmiennych przedstawiono w tabeli 8.7. Ze względu na to, że pierwszy oplot z mat CFRP usytuowano w odległości  $x = 0,65$  m od krawędzi dźwigara, to za objęte wzmocnieniem uznano przekrój o współrzędnej  $x = 0,60$  m oraz kolejne (przekrój o współrzędnej  $x = 0,30$  m uznano za nieobjęty wzmocnieniem).

Tabela 8.6. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie dźwigara wzmocnionego wg (PN, 1991)

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$d_s = h_l$ [cm]	$h_f$ [cm]	$s_f$ [cm]	$\cot(\theta)$	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Rd,str}$ [kN]
0,30	85,9	117,4	-	1,6	566,8	0,0	<b>558,6</b>
0,60	87,6	117,2	65	1,6	294,5	500,1	<b>794,6</b>
0,90	89,4	117,1	65	1,6	295,8	499,3	<b>795,1</b>
2,10	95,8	116,4	70	1,6	222,8	461,1	<b>638,9</b>
2,70	98,3	116,2	100	1,6	195,0	322,1	<b>517,1</b>

$V_{Rd}$  – wg rozdziału 8.2.3, tabela 8.4.

Tabela 8.7. Podsumowanie obliczeń nośności na ścinanie dźwigara wzmocnionego wg (EN, 2011c)

Współrzędna przekroju $x$ [m]	$d_s = d$ [cm]	$h_f$ [cm]	$s_f$ [cm]	$\cot(\theta)$	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
0,30	82,2	117,8	-	1,6	553,8	0	<b>553,8</b>
0,60	84,2	117,6	65	1,6	311,5	500,1	<b>813,0</b>
0,90	86,2	117,4	65	1,6	313,9	499,3	<b>814,6</b>
2,10	93,3	116,7	70	1,6	193,7	461,1	<b>655,8</b>
2,70	96,1	116,4	100	1,6	148,1	322,1	<b>470,8</b>

$V_{Rd}$  – wg rozdziału 8.2.4, tabela 8.5.

Widoczne są bardzo duże wzrosty nośności przekrojów na skutek wzmocnienia przy użyciu oplotów z mat CFRP. W kolejnych rozdziałach przedstawiono porównanie nośności przekrojów z siłami przekrojowymi występującymi w dźwigarach mostowych.

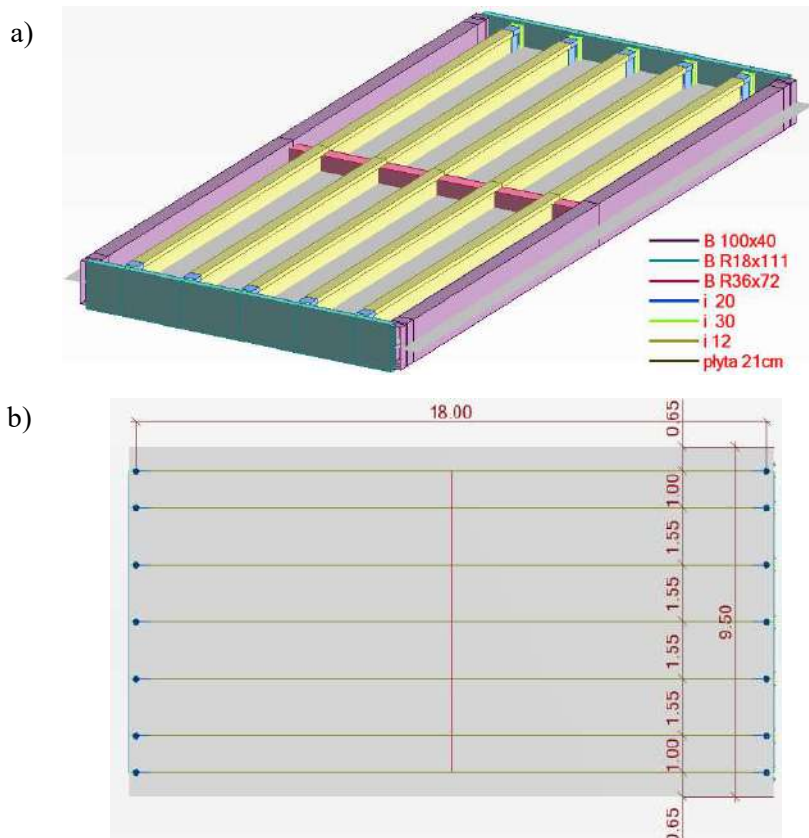


### 8.2.6. Siły przekrojowe w dźwigarach mostowych

Wartości sił przekrojowych w dźwigarach mostowych wyznaczono na podstawie modelu MES wykonanego w programie Autodesk Robot Structural Analysis, dla czterech kategorii obciążeń. Zgodnie z obowiązującymi przepisami, nośności wyznaczone na podstawie Polskiej Normy (PN, 1991) porównano z siłami przekrojowymi wyznaczonymi dla schematów obciążeń według Polskiej Normy „PN-85/S-10030. Obiekty Mostowe. Obciążenia” (PN, 1985), oraz umowy standaryzacyjnej NATO STANAG 2021 zgodnie z *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie* (Dz.U., 2000). Natomiast nośności wyznaczone na podstawie Eurokodu 2 (EN, 2011c) porównano z siłami przekrojowymi wyznaczonymi dla schematów obciążeń LM1 oraz LM2 według Eurokodu 1 PN-EN 1991-2:2007 (EN, 2007).

#### Model mostu

Model rzeczywistego mostu po rekonstrukcji (dodatkowe dźwigary oraz wymiana płyty pomostu) wykonano, jako konstrukcję płytowo-belkową. Dźwigary kablodetonowe oraz poprzecznice mostu wprowadzono w postaci belek o geometrii odpowiadającej rzeczywistym dźwigarom (o przekroju dwuteowym lub prostokątnym). Płytę pomostu zdefiniowano jako panel o grubości odpowiadającej rzeczywistej grubości pomostu. Charakterystyki materiałowe poszczególnych elementów konstrukcji mostu przyjęto zgodnie z wartościami założonymi w tabeli 8.2. W modelu przyjęto prostopadłe ułożenie dźwigarów względem przyczółków i poprzecznic (rys. 8.8), pomijając fakt iż w rzeczywistości przyczółki i poprzecznice są obrócone o  $10^\circ$  względem osi podłużnych dźwigarów. Usytuowanie belek mostu pod takim kątem w rzeczywistości wpływa korzystnie na nośność i sztywność konstrukcji, zatem wykonany model reprezentuje sytuację bardziej niekorzystną, tj. po stronie bezpiecznej, co jest spójne z zasadami projektowania.



Rysunek 8.8. a) Widok modelu MES mostu , b) rzut układu konstrukcyjnego.

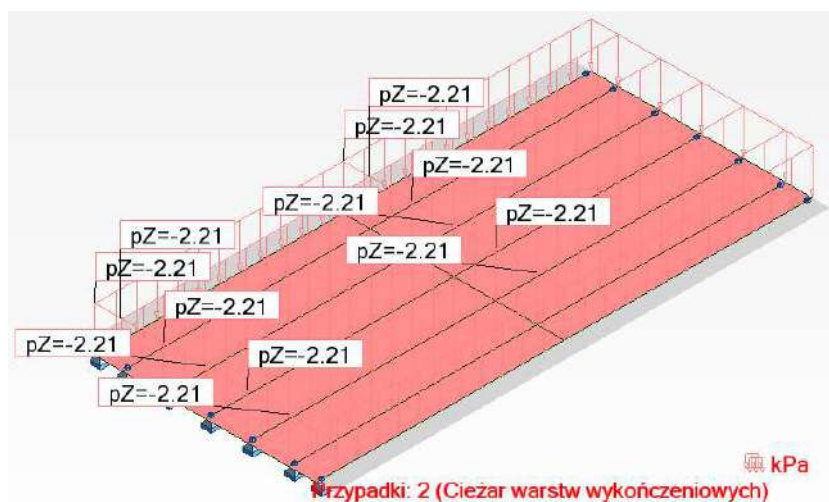
Obciążeniem wspólnym dla wszystkich przyjętych wariantów był ciężar własny konstrukcji oraz warstw wykończeniowych. Składały się na nie poniższe przypadki:

- 1) Ciężar własny elementów żelbetowych – uwzględniony automatycznie w modelu,
- 2) Obciążenia stałe na powierzchni pomostu od warstw wykończeniowych jezdni (rys. 8.9)
- 3) Obciążenia stałe na krawędziach pomostu od warstw wykończeniowych i barier (rys. 8.10)

Zestawienie obciążeń stałych przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 8.8. Zestawienie obciążeń stałych w modelu mostu

Przypadek obciążenia		Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik $\gamma_f$	Obciążenie obliczeniowe
Ciężar własny konstrukcji		<i>uwzględniony automatycznie w modelu</i>		
Obciążenia stałe od warstw wykończeniowych jezdni:				
Asfalt gr. 9cm	$0,09 \text{ m} \cdot 23 \text{ kN/m}^3 =$	2,07 kN/m <sup>2</sup>	1,35	2,79 kN/m <sup>2</sup>
Izolacja przeciwwodna	$0,01 \text{ m} \cdot 14 \text{ kN/m}^3 =$	0,14 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,19 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Suma:</b>	<b>2,21 kN/m<sup>2</sup></b>		<b>2,98 kN/m<sup>2</sup></b>
Obciążenia stałe na krawędziach od warstw wykończeniowych i barier:				
Bariera ochronna		1,50 kN/m	1,35	2,03 kN/m
Kapa chodnikowa	$0,33 \text{ m}^2 \cdot 27 \text{ kN/m}^3 =$	8,98 kN/m	1,35	12,12 kN/m
Krawężnik betonowy		1,50 kN/m	1,35	2,03 kN/m
	<b>Suma:</b>	<b>11,98 kN/m</b>		<b>16,17 kN/m</b>



Rysunek 8.9. Obciążeń od warstw wykończeniowych jezdni (wartości charakterystyczne).



podrozdziałach. We wszystkich przypadkach obciążenia od pojazdów zamodelowano jako obciążenia ruchome, poruszające się wzdłuż osi równoległej do osi podłużnych dźwigarów mostu.

### Obciążenia pojazdem wg PN-85/S-10030

Zgodnie z normą wg PN-85/S-10030 (PN, 1985) przyjęto klasę obciążeń mostu B. Na tej podstawie dla płyty pomostu określono obciążenie równomiernie rozłożone o wartości  $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$  i obciążenie pojazdem ruchomym o ciężarze  $K = 600 \text{ kN}$ , z odpowiadającym naciskiem na jedno koło pojazdu  $K$  wynoszącym  $600 \text{ kN} / 8 = 75 \text{ kN}$ . Położenie osi pojazdu przyjęto zgodnie z normą w odległości 2,0 m od krawężnika jezdni mostu (rys. 8.11). W obliczeniach zastosowano współczynnik dynamiczny o wartości  $\varphi = 1,26$ , określony na podstawie zależności:

$$\varphi = 1,35 - 0,05 \cdot L \leq 1,325$$

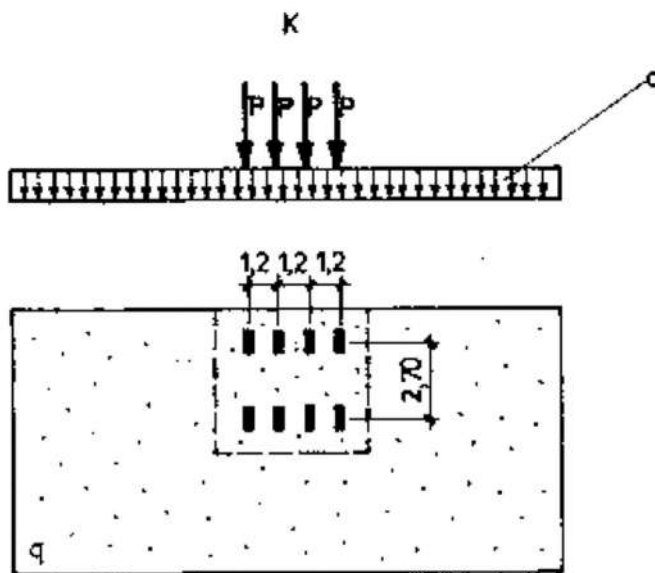
gdzie:

$L$  – osiowa rozpiętość przęsła mostu,  $L = 18,0 \text{ m}$ ;

Zestawienie obciążeń zmiennych wg (PN, 1985) przedstawiono w poniższej tabeli.

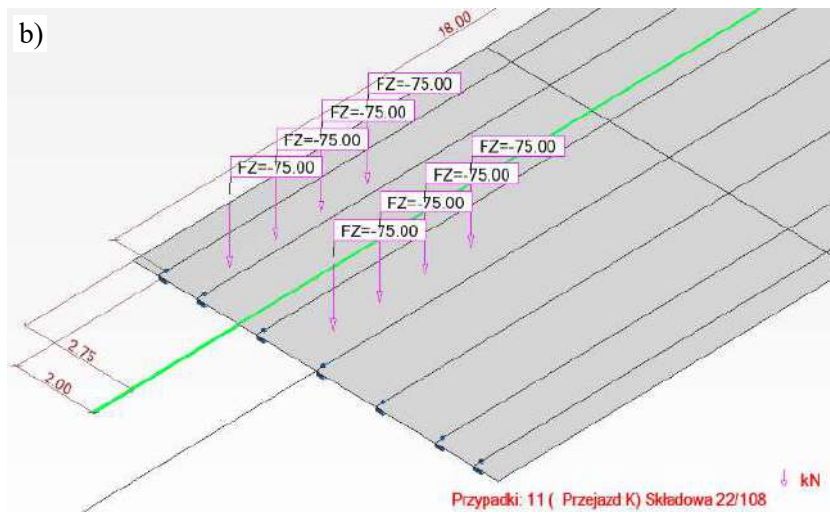
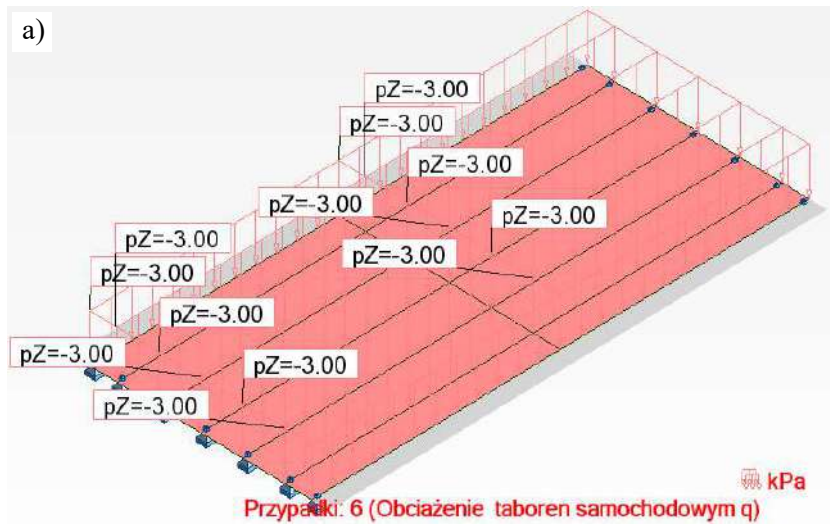
Tabela 8.9. Zestawienie obciążeń wg PN-85/S-10030

Przypadek obciążenia	Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik $\gamma_f$	Współczynnik $\varphi$	Obciążenie obliczeniowe
Obciążenie tła	3,0 kN/m <sup>2</sup>	1,5	1,26	5,67 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie ruchome (8 sił)	75 kN	1,5	1,26	141,75 kN

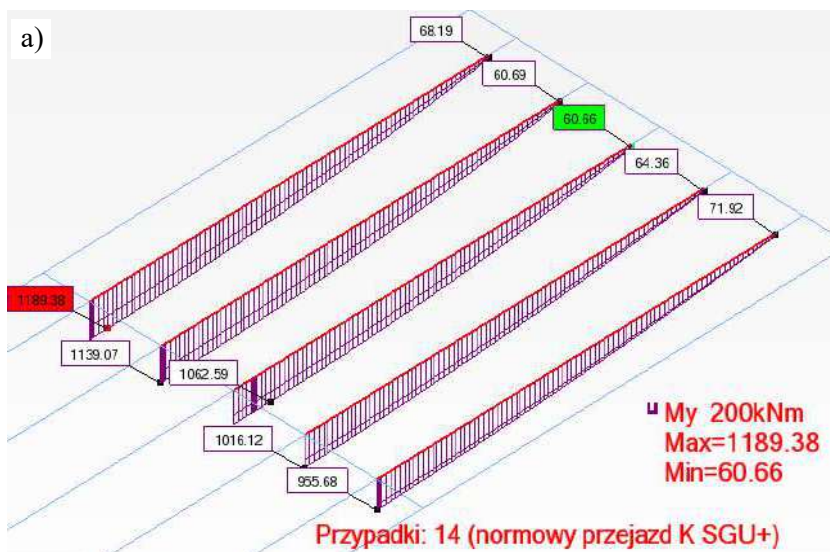


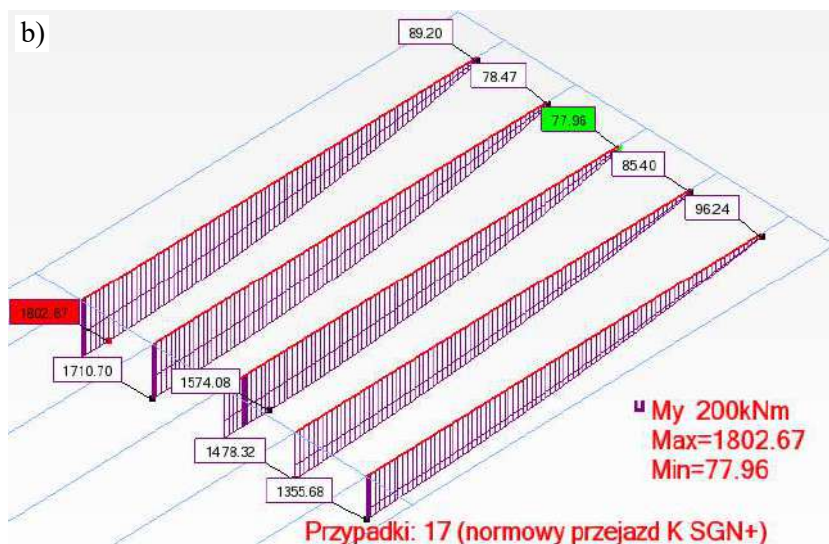
Rysunek 8.11. Schemat obciążeń pojazdem ruchomym  $K$  wg (PN, 1985).

Na rysunku 8.12 przedstawiono modele obciążeń odpowiadających poszczególnym przypadkom, natomiast na rysunku 8.13 przedstawiono wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach mostowych przy użyciu modelu MES, w postaci wykresów wartości charakterystycznych (przypadek SGU) i wartości obliczeniowych (przypadek SGN).



Rysunek 8.12. Przypadki obciążeń wg schematu PN-85,  
 a) obciążenie tła, b) obciążenie ruchome (wartości charakterystyczne).



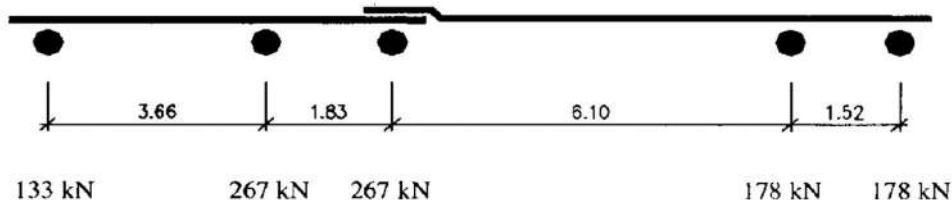


Rysunek 8.13. Wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach od obciążeń wg (PN, 1985)  
a) wartości charakterystyczne SGU, b) wartości obliczeniowe SGN.

### Obciążenia pojazdem wg NATO STANAG 2021

Zgodnie z rozporządzeniem (Dz.U., 2000) przyjęto obciążenie wynikające z przejazdu pojazdu specjalnego klasy 100, wg standaryzacji NATO STANAG 2021. Ciężar całkowity pojazdu wynosi  $Q = 1023$  kN, a nacisk na osie pojazdu wynosi od 133 kN do 267 kN (rys 8.14). Na każdą oś przypadają 4 koła, co opowiada charakterystycznym obciążeniom siłami skupionymi o wartościach od 33,25 kN do 66,75kN. Oś kierunku przejazdu pojazdu pokrywa się z osią mostu. Do obliczeń zastosowano współczynnik dynamiczny  $\varphi = 1,26$  wyznaczony wg (PN, 1985).

Pojazd kołowy: - ciężar całkowity :  $Q = 1023$  kN



Rysunek 8.14. Schemat rozstawu osi obciążeń pojazdu MLC 100.

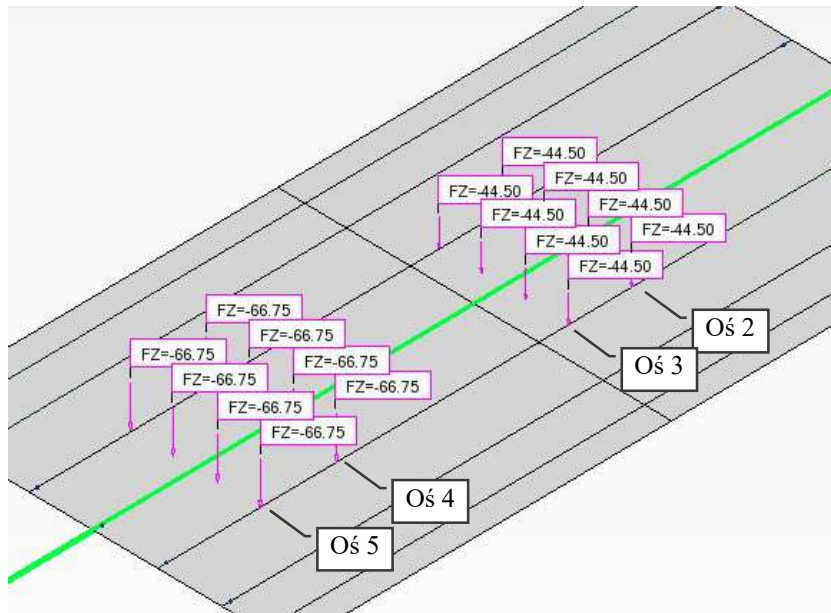
Zestawienie obciążeń zmiennych wg STANAG przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 8.10. Zestawienie obciążeń wg STANAG

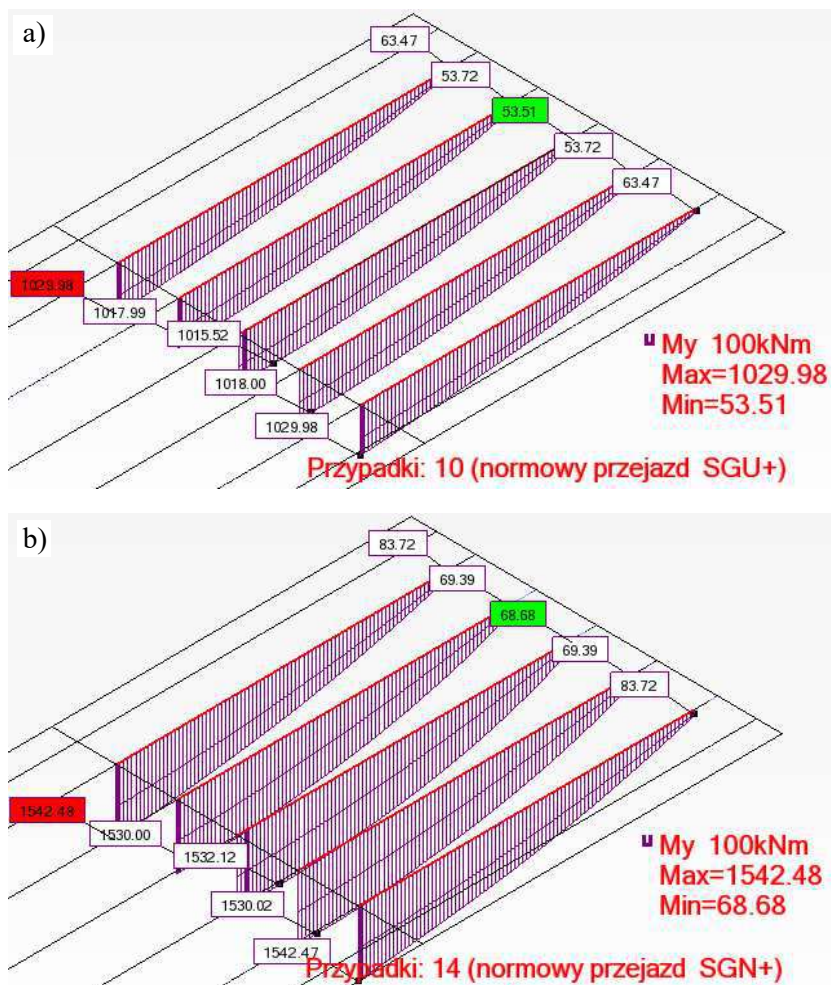
Przypadek obciążenia		Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik $\gamma_f$	Współczynnik $\varphi$	Obciążenie obliczeniowe
Obciążenie osi 1	(4 siły)	33,25 kN	1,5	1,26	62,84 kN
Obciążenie osi 2, 3	(4 siły)	44,50 kN	1,5	1,26	84,10 kN
Obciążenie osi 4, 5	(4 siły)	66,75 kN	1,5	1,26	126,16 kN

Na rysunku 8.15 przedstawiono model obciążeń odpowiadających poszczególnym osiom pojazdu (widoczne 4 z 5 osi pojazdu), natomiast na rysunku 8.16 przedstawiono wyniki obliczeń momentów

zginających w dźwigarach mostowych przy użyciu modelu MES, w postaci wykresów wartości charakterystycznych (przypadek SGU) i wartości obliczeniowych (przypadek SGN).



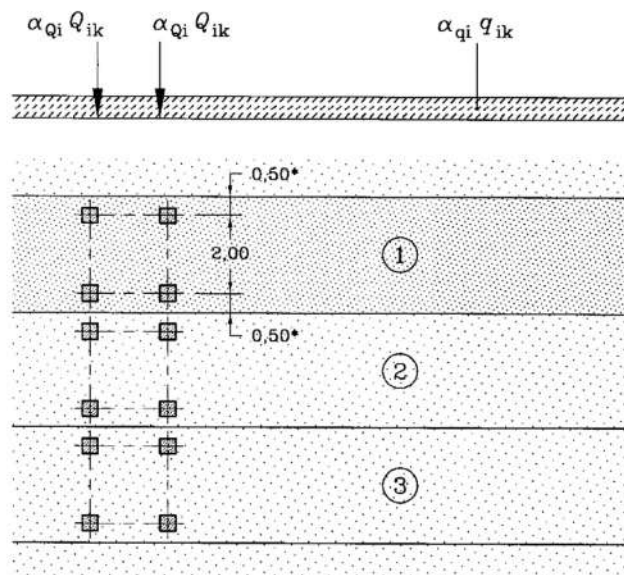
Rysunek 8.15. Obciążeń pojazdem klasy 100 (widoczne osie 2, 3, 4 i 5, wartości charakterystyczne).



Rysunek 8.16. Wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach od obciążeń wg STANAG  
 a) wartości charakterystyczne SGU, b) wartości obliczeniowe SGN.

## Obciążenia LM1 wg PN-EN 1991-2:2007

Zgodnie z normą PN-EN 1991-2:2007 (EN, 2007) zastosowano model obciążenia I (LM1), składający się z obciążeń skupionych i równomiernie rozłożonym, które odzwierciedlają skutki ruchu samochodów ciężarowych i osobowych. Geometrię modelu I przedstawia rysunek 8.17. Założono II klasę obciążenia mostu, co odpowiada obciążeniom częściowym na oś pojazdu ( $Q_i$ ) i równomiernie rozłożonym ( $q_i$ ) przedstawionym w tabeli 8.11.



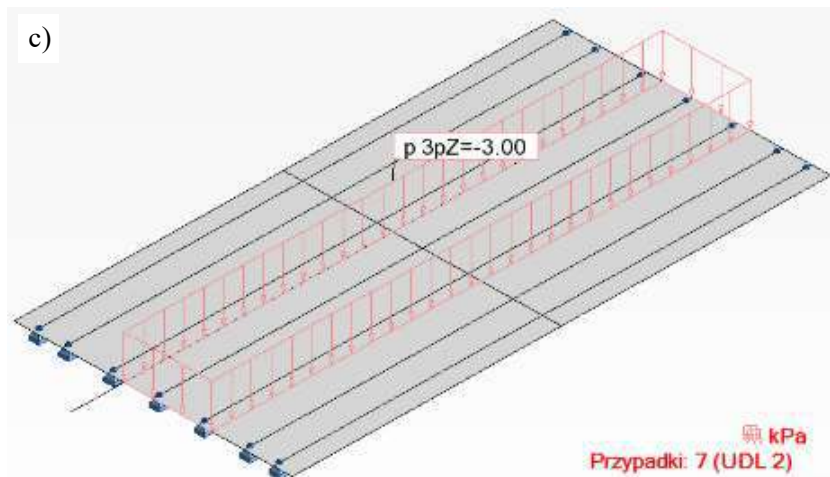
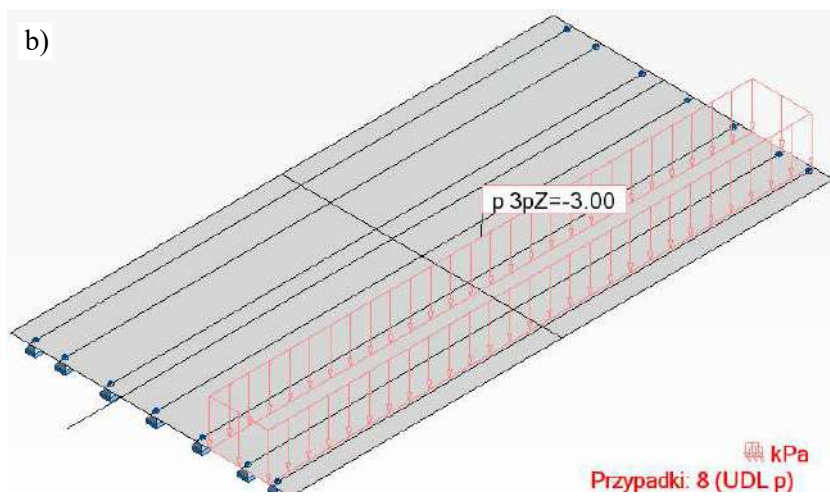
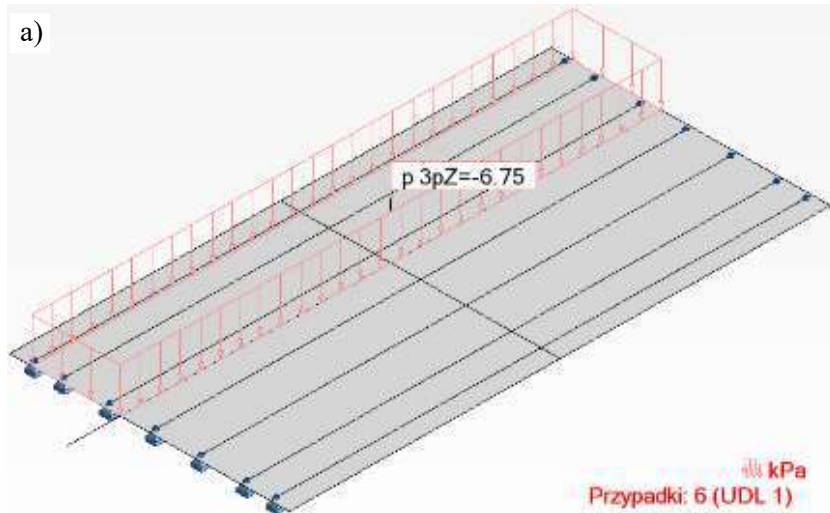
Rysunek 8.17. Schemat rozkładu obciążeń LM1 wg (EN, 2007).

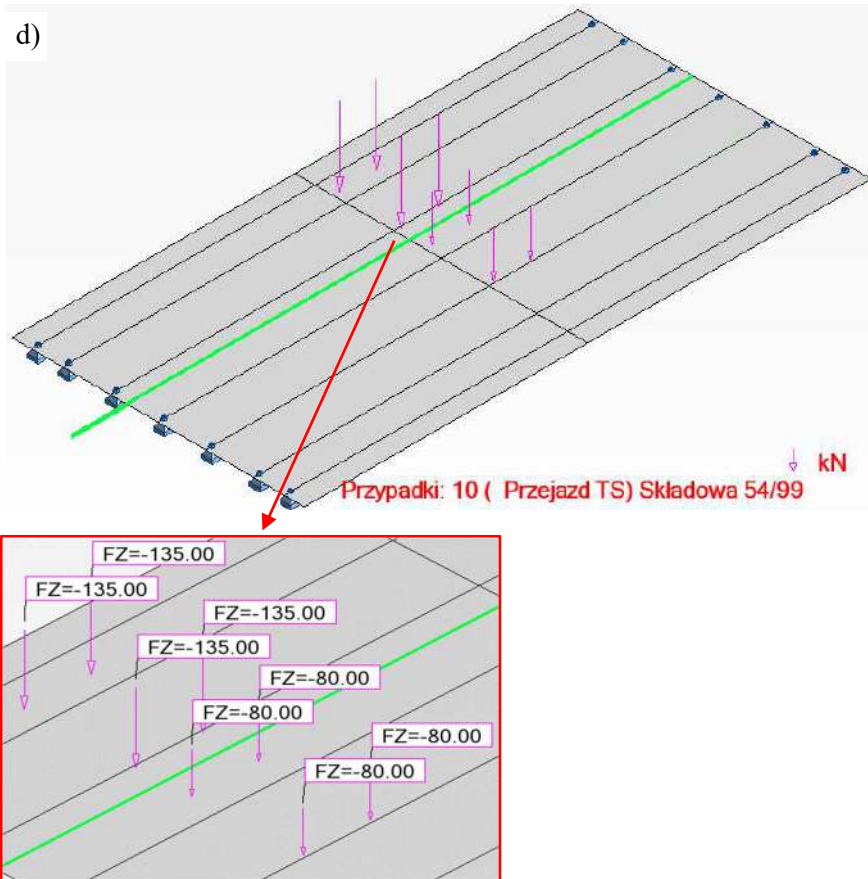
Tabela 8.11. Zestawienie obciążeń wg schematu LM1

Przypadek obciążenia			Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik $\gamma_f$	Obciążenie obliczeniowe
Obciążenie pasa 1	$Q_{1k} \cdot \alpha_{Q1}$	$300 \text{ kN} \cdot 0,9 =$	270 kN	1,5	405 kN
Obciążenie pasa 2	$Q_{2k} \cdot \alpha_{Q2}$	$200 \text{ kN} \cdot 0,8 =$	160 kN	1,5	240 kN
Obciążenie pasa 1	$q_{1k} \cdot \alpha_{q1}$	$9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,75 =$	6,75 kN/m <sup>2</sup>	1,5	10,13 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie pasa 2	$q_{2k} \cdot \alpha_{q2}$	$2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 =$	3,0 kN/m <sup>2</sup>	1,5	4,5 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie pozostałe	$q_{rk} \cdot \alpha_{qr}$	$2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 =$	3,0 kN/m <sup>2</sup>	1,5	4,5 kN/m <sup>2</sup>

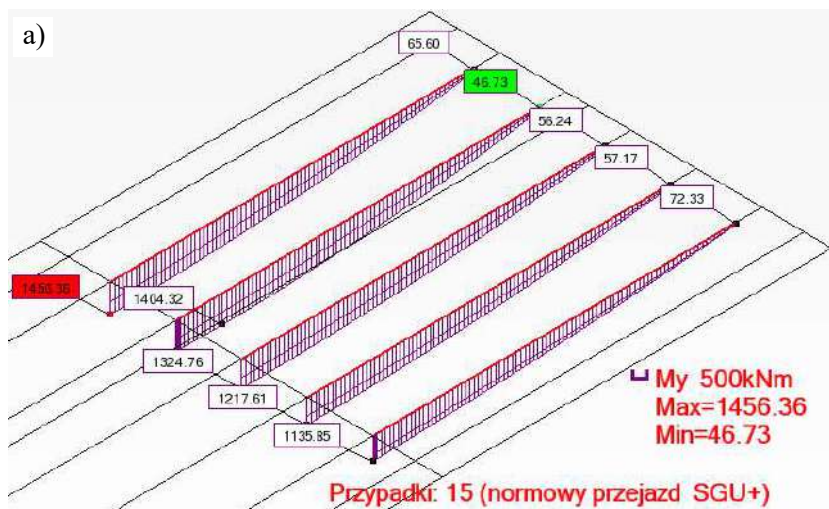
Na rysunku 8.18 przedstawiono modele obciążeń odpowiadające poszczególnym pasom jedni, natomiast na rysunku 8.19 przedstawiono wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach mostowych przy użyciu modelu MES, w postaci wykresów wartości charakterystycznych (przypadek SGU) i wartości obliczeniowych (przypadek SGN).

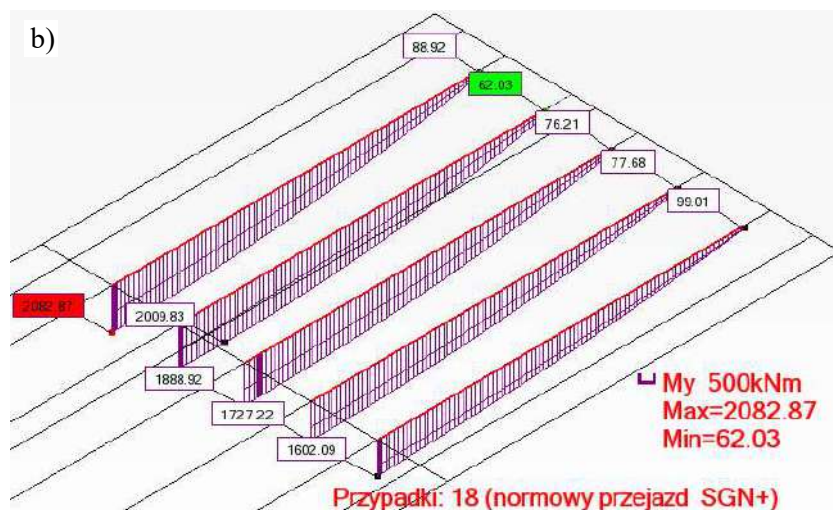






Rysunek 8.18. Przypadki obciążeń wg schematu LM1,  
 a) obciążenie równ. pasa 1, b) obciążenie równ. pasa 2, c) obciążenie pozostałe,  
 d) obciążenie ruchome kołami pojazdów (wartości charakterystyczne).

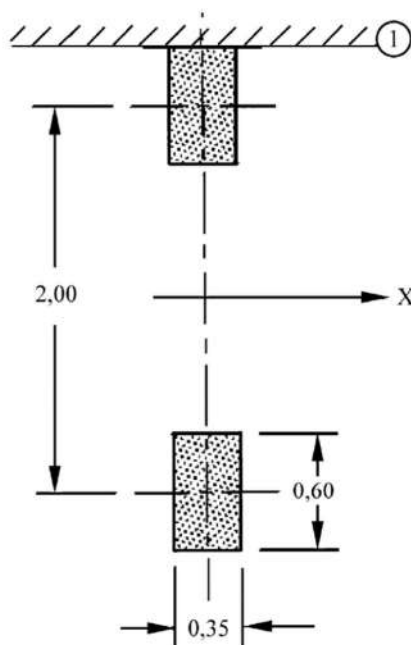




Rysunek 8.19. Wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach od obciążeń schematem LM1  
 a) wartości charakterystyczne SGU, b) wartości obliczeniowe SGN.

### Obciążenia LM2 wg PN-EN 1991-2:2007

Zgodnie z normą PN-EN 1991-2:2007 (EN, 2007) zastosowano model obciążenia 2 (LM2), odpowiadający naciskowi pojedynczej osi przyłożonemu do powierzchni kontaktu opony (rys. 8.20), który obejmuje skutki dynamiczne normalnego ruchu dla mostów o krótkich elementach konstrukcyjnych. Obciążenie podstawowe na jedną oś pojazdu wynosi 400 kN. Rozpatrzono sytuacje w których skrajne koło pojazdu było usytuowane w odległości kolejno 0,30, 0,50, 0,70 oraz 0,90 m od krawężnika. Zgodnie z zaleceniem normy na odcinku o długości 6,0 m od dylatacji mostu uwzględniono dodatkowy współczynnik nadwyżki dynamicznej.



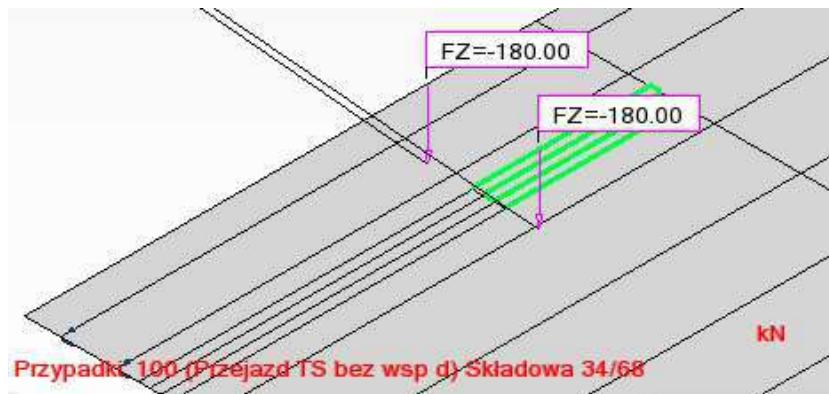
Rysunek 8.20. Schemat rozkładu obciążeń LM2 wg (EN, 2007)

Zestawienie obciążeń zmiennych wg STANAG przedstawiono w poniższej tabeli.

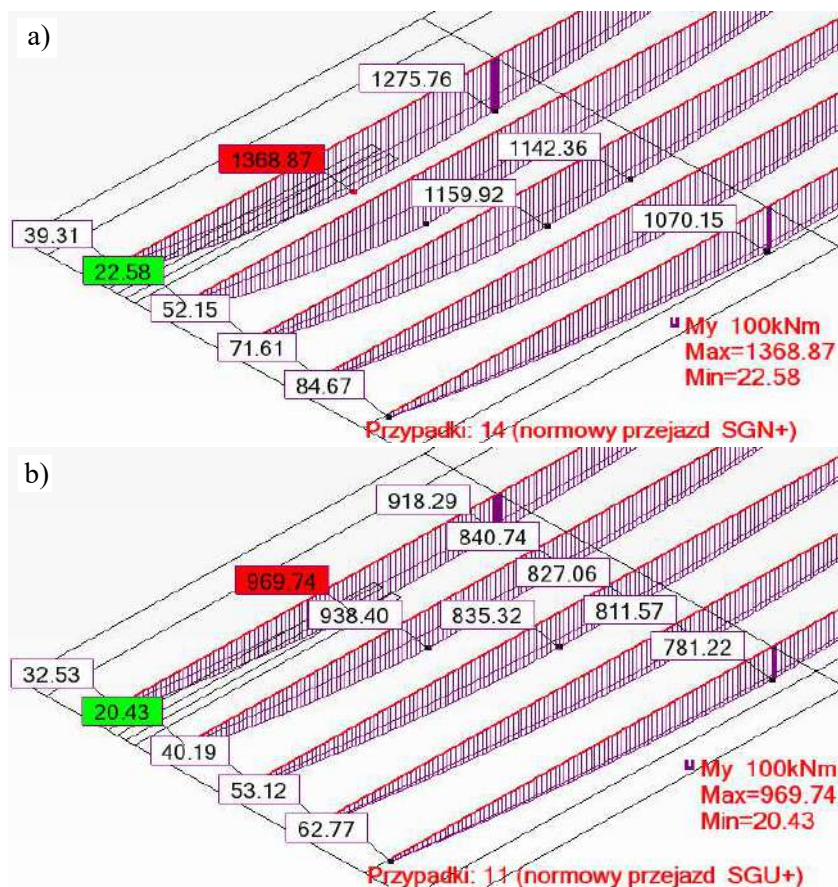
Tabela 8.12. Zestawienie obciążeń wg schematu LM2

Przypadek obciążenia			Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik $\gamma_f$	Obciążenie obliczeniowe
Obciążenie osi	$Q_{ak} \cdot \beta_Q$	$400 \text{ kN} \cdot 0,9 =$	360 kN	1,5	540 kN

Na rysunku 8.21 przedstawiono model obciążeń odpowiadający kołom pojazdu, natomiast na rysunku 8.22 przedstawiono wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach mostowych przy użyciu modelu MES, w postaci wykresów wartości charakterystycznych (przypadek SGU) i wartości obliczeniowych (przypadek SGN).



Rysunek 8.21. Przypadek obciążeń wg schematu LM2 (wartości charakterystyczne).



Rysunek 8.22. Wyniki obliczeń momentów zginających w dźwigarach od obciążeń schematem LM2  
a) wartości charakterystyczne SGU, b) wartości obliczeniowe SGN.

## 8.2.7. Zestawienie sił przekrojowych i nośności konstrukcji

W rozdziale przedstawiono zestawienie nośności na zginanie oraz ścinanie z siłami przekrojowymi, wyznaczonymi wg norm opisanych w poprzednich rozdziałach. Zestawienia mają na celu weryfikację poprawności projektu wzmocnienia mostu poprzez określenie zapasów nośności obliczeniowych.

W tabeli 8.13 zestawiono obliczeniowe nośności na zginanie wg PN-91/S-10042 (PN, 1991) z siłami przekrojowymi obliczonymi wg norm PN-85/S-10030 (PN, 1985) i NATO STANAG 2021 (Dz.U., 2000), oraz zestawienie nośności na zginanie wg Eurokodu 2 (EN, 2011c) z siłami przekrojowymi wg modeli obliczeniowych określonych na podstawie Eurokodu 1 (EN, 2007). Z zestawień wynika iż zapas nośności dźwigarów na zginanie wg Polskich Norm oraz Eurokodów wynosił przed wzmocnieniem odpowiednio 4% i 20%, natomiast po wzmocnieniu odpowiednio 19% i 29%. Mimo że nośności dźwigarów mostowych były w teorii wystarczające już przed wzmocnieniem, to bardzo niski zapas nośności obliczony wg Polskich Norm (4%) wskazał na konieczność wzmocnienia.

Tabela 8.13. Zestawienie wyników obliczeń nośności na zginanie oraz sił przekrojowych w dźwigarach mostu.

(EN, 2011c)						
	Schemat obciążeń		Nośność przekroju niewzmocnionego, $M_{Rd}$ [kNm]	Zapas nośności	Nośność przekroju wzmocnionego, $M_{Rd,f}$ [kNm]	Zapas nośności
	LM1	LM2				
Maksymalny moment zginający, $M_{sd}$ [kNm]	<b>2082,9</b>	1392,7	<b>2537,9</b>	20%	<b>2948,8</b>	29%

(PN, 1991)						
	Schemat obciążeń		Nośność przekroju niewzmocnionego, $M_{Rd}$ [kNm]	Zapas nośności	Nośność przekroju wzmocnionego, $M_{Rd,f}$ [kNm]	Zapas nośności
	PN-85	STANAG				
Maksymalny moment zginający, $M_{sd}$ [kNm]	<b>1189,4</b>	1030,0	<b>1240,7</b>	4%	<b>1452,9</b>	18%

W tabeli 8.14 zestawiono obliczeniowe nośności na ścinanie wg PN-91/S-10042 (PN, 1991) z siłami przekrojowymi wyznaczonymi wg PN-85/S-10030 (PN, 1985) i NATO STANAG 2021 (Dz.U., 2000), oraz nośności na ścinanie wg Eurokodu 2 (EN, 2011c) z siłami przekrojowymi wg Eurokodu 1 (EN, 2007). Zestawienie obliczeń w Polskich Norm wykazało że w dźwigarach niewzmocnionych występował niedobór nośności wynoszący od 28,2 kN (schemat obciążeń STANAG, przekrój  $x = 2,7$  m) do 143,8 kN (schemat obciążeń PN-85, przekrój  $x = 2,1$  m), natomiast po wzmocnieniu zapas nośności wyniósł od 178,3 kN (schemat obciążeń PN-85, przekrój  $x = 2,7$  m) do 510,0 kN (schemat obciążeń STANAG, przekrój  $x = 0,6$  m). Obliczenia na podstawie Eurokodów wykazały że w dźwigarach niewzmocnionych występował niedobór nośności wynoszący od 135,6 kN (schemat obciążeń LM1, przekrój  $x = 0,6$  m) do 218,8 kN (schemat obciążeń LM1, przekrój  $x = 2,7$  m), natomiast po wzmocnieniu zapas nośności wyniósł od 103,3 kN (schemat obciążeń LM1, przekrój  $x = 2,7$  m) do 364,5 kN (schemat obciążeń LM1, przekrój  $x = 0,6$  m). Oba zestawy obliczeń jednoznacznie potwierdziły konieczność wykonania wzmocnienia na ścinanie ze względu na niedobory nośności.

Tabela 8.14. Zestawienie wyników obliczeń nośności na ścinanie oraz sił przekrojowych.

(EN, 2011c)									
Przekrój [m]	Nośność strzemion [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego [kN]	Udział siły sprężającej [kN]	Nośność całkowita [kN]	Siła poprzeczna [kN]	Niedobór nośności [kN]	Nośność zbrojenia CFRP [kN]	Nośność z udziałem CFRP [kN]	Zapas nośności [kN]
$x$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,max}$	$\Delta V_p$	$V_{Rd} = \Delta V_p + V_{Rd,s}$	$V$	$V - V_{Rd}$	$\Delta V_{fd}$	$V_{Rd,f} = V_{Rd} + \Delta V_{fd}$	$V_{Rd,f} - V$
Schemat obciążeń LM1									
0,6	231,6	608,8	79,9	<b>311,5</b>	<b>447,1</b>	135,6	500,1	<b>811,6</b>	364,5
2,1	128,3	674,8	65,4	<b>193,7</b>	<b>390,7</b>	197,0	461,1	<b>654,8</b>	264,2
2,7	88,1	695,1	59,9	<b>148,0</b>	<b>366,8</b>	218,8	322,1	<b>470,1</b>	103,3
Schemat obciążeń LM2									
0,6	231,6	608,8	79,9	<b>311,5</b>	<b>466,6</b>	155,1	500,1	<b>811,6</b>	345,0
2,1	128,3	674,8	65,4	<b>193,7</b>	<b>370,5</b>	176,8	461,1	<b>654,8</b>	284,3
2,7	88,1	695,1	59,9	<b>148,0</b>	<b>352,1</b>	204,1	322,1	<b>470,1</b>	118,0
(PN, 1991)									
Przekrój [m]	Nośność strzemion [kN]	Nośność betonu [kN]	Udział siły sprężającej [kN]	Nośność całkowita [kN]	Siła poprzeczna [kN]	Niedobór nośności [kN]	Nośność zbrojenia CFRP [kN]	Nośność z udziałem CFRP [kN]	Zapas nośności [kN]
$x$	$\Delta V_w$	$\Delta V_b$	$\Delta V_p$	$V_{Rd} = \Delta V_w + \Delta V_b + \Delta V_p$	$V$	$V - V_{Rd}$	$\Delta V_{fd}$	$V_{Rd,f} = V_{Rd} + \Delta V_{fd}$	$V_{Rd,f} - V$
Schemat obciążeń PN-85									
0,6	141,4	73,2	79,9	<b>294,5</b>	<b>425,4</b>	130,9	500,1	<b>794,6</b>	369,2
2,1	77,3	80,1	65,4	<b>222,8</b>	<b>359,5</b>	136,7	461,1	<b>683,9</b>	324,4
2,7	52,9	82,2	59,9	<b>195,0</b>	<b>338,8</b>	143,8	322,1	<b>517,1</b>	178,3
Schemat obciążeń STANAG									
0,6	141,4	73,2	79,9	<b>294,5</b>	<b>284,6</b>	-9,9	500,1	<b>794,6</b>	510,0
2,1	77,3	80,1	65,4	<b>222,8</b>	<b>251,0</b>	28,2	461,1	<b>683,9</b>	432,9
2,7	52,9	82,2	59,9	<b>195,0</b>	<b>234,7</b>	39,8	322,1	<b>517,1</b>	282,3

Wyniki porównania sił przekrojowych z nośnościami na zginanie oraz na ścinanie dźwigarów przed i po wzmocnieniu we wszystkich przypadkach wskazały na niedobory nośności w dźwigarach przed wzmocnieniem oraz zapas nośności po wzmocnieniu. Rezultaty te jednoznacznie wskazują na konieczność wykonania wzmocnienia mostu oraz poprawność projektu wzmocnienia pod kątem uzupełnienia niedoborów nośności.

## 8.3. Wzmocnienie

### 8.3.1. Przygotowanie dźwigarów do wzmocnienia

Na podstawie analizy obliczeniowej opisanej w rozdziale 7 potwierdzono poprawność przyjętego sposobu wzmocnienia mostu w Szczercowskiej Wsi. Na tej podstawie przeprowadzono wzmocnienie dźwigarów mostowych zgodnie z procedurą opracowaną w fazie badań laboratoryjnych (opisanych w rozdziale 4). Prace przygotowawcze do aplikacji wzmocnienia rozpoczęto w 2014 roku. Na bieżącym etapie remontu mostu oryginalne dźwigary mostowe ustawiono na nowych przyczółkach mostu (wraz z dwoma nowymi dźwigarami skrajnymi) oraz wykonano betonowanie nowej płyty pomostu oraz poprzecznic (patrz opis prac w rozdziale 8.1). Prace przygotowawcze do wzmocnienia dźwigarów składały się z czterech etapów:

- Hydromonitoring dolnych powierzchni dźwigarów metodą water-jet,
- Instalacja stalowych okuć do montażu urządzeń sprężająco-kotwiących,
- Reprofilacja dolnych powierzchni dźwigarów torkretem,
- Montaż betonowych bloków wypełniających w miejscach oplotów.

Poszczególne etapy prac przygotowawczych opisano w poniższych podrozdziałach.

#### Hydromonitoring

Pierwszym krokiem przygotowania dźwigarów do wzmocnienia było wykonanie hydromonitoringu dolnej powierzchni dźwigarów metodą water-jet. Proces ten polegał na poddaniu powierzchni betonu działaniu strumienia wody pod ciśnieniem 2500 atmosfer, przy zastosowaniu specjalnej dyszy obrotowej, co skutkowało usunięciem otuliny betonowej na głębokości 5 – 10 mm oraz odsłonięciem ziaren kruszywa (rys. 8.23). Do Hydromonitoring wykonała firma Falch, stosując agregat Trail Jet 100.



Rysunek 8.23. Hydromonitoring dźwigarów.

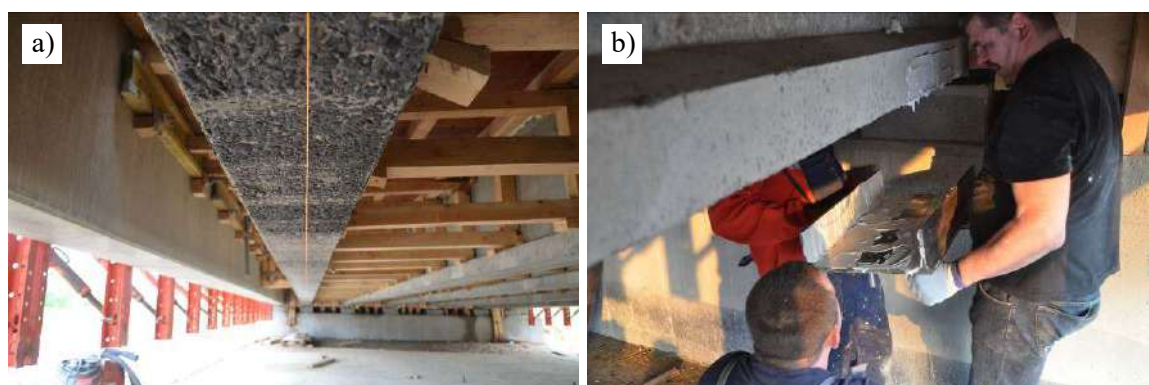


Rysunek 8.24. Powierzchnia dźwigarów po wykonaniu hydromonitoringu.

Hydromonitoring wykonano na całej długości wszystkich wzmacnianych dźwigarów (do linii przyczółków). Cały proces zajął 2 dni robocze. Podczas wykonywania hydromonitoringu prowadzono kontrolę jakości powierzchni, w celu zapewnienia dostatecznej penetracji otuliny betonowej. Jako minimalne odsłonięcie ziaren kruszywa przyjęto głębokość 5 mm. Skrajne odcinki dźwigarów o długości 2,5 m oczyszczono ze szczególną dokładnością, w celu uzyskania podłoża o jak najlepszej przyczepności na długości strefy zakotwienia gradientowego naprężonych taśm kompozytowych. Po wykonaniu hydromonitoringu powierzchnia betonu zapewniała bardzo dobrą przyczepność, odpowiadającą warunkom w jakich przeprowadzono wcześniejsze badania laboratoryjne (rys. 8.24).

### Instalacja stalowych okuć

Po wykonaniu hydromonitoringu przystąpiono do instalacji stalowych okuć służących do montażu urządzeń sprężająco-kotwiących podczas wzmacniania. Stalowe elementy (opisane w rozdziale 4.2.3) przyklejono na dolnej i bocznych powierzchniach dolnych półek dźwigarów, przy użyciu żywicy epoksydowej S&P Epoxy Resin 220. Przed montażem okuć powierzchnie betonu oraz elementów stalowych oszlifowano i oczyszczono z pyłu. W celu zachowania prostoliniowości zakotwień, a tym samym urządzeń sprężających, na dźwigarach wyznaczono osie, wzdłuż których trasowano miejsca do montażu okuć (rys 8.25). Urządzenia sprężająco-kotwiące na obu końcach dźwigarów należało ustawić współosiowo w celu prawidłowej aplikacji naprężonego kompozytu. Wzdłuż wyznaczonych osi wywiercono otwory na kotwy montażowe w odpowiednich rozstawach (patrz rozdział 4.2.3, rys. 4.26).



Rysunek 8.25. Trasowanie okuć (a) oraz montaż obejm stalowych (b).



Montaż obejm pod urządzenia sprężające (ramę siłownika i szczękę zaciskową) polegał na nałożeniu zaprawy klejowej na powierzchnię betonu i stali a następnie podwieszeniu obejmy na 4 śrubach wkręcanych w przygotowane kotwy.



Rysunek 8.26. Trasowanie i klejenie kątowników z użyciem szablonów.

Do instalacji urządzeń grzewczych na czas wzmocnienia przewidziano osobne mocowania w postaci 6 kątowników stalowych oraz 3 kotew do betonu na obu końcach każdego dźwigara. Kotwy osadzono w otworach wywierconych wzdłuż wytrasowanych osi, a następnie tymczasowo posłużyły do montażu drewnianych szablonów, które podtrzymywały przyklejane do powierzchni betonu kątowniki (rys. 8.26). Łącznie na wszystkich wzmocnianych dźwigarach zamontowano 10 obejm stalowych, 60 kątowników, 30 kotew z gwintowanymi szpilkami do montażu urządzeń grzewczych oraz 40 kotew do montażu obejm stalowych pod urządzenia sprężające.

### Reprofilacja dźwigarów torkretem

Kluczowym etapem przygotowania dźwigarów do wzmocnienia była reprofilacja ich dolnych powierzchni. Ze względu na sprężenie dźwigary wykazywały ujemną strzałkę ugięcia, co uniemożliwiało aplikację naprężonych taśm kompozytowych bezpośrednio na ich powierzchni. W celu wyrównania dolnej powierzchni dźwigary poddano reprofilacji przy użyciu zaprawy torkretowej tego samego typu co zastosowana wcześniej w badaniach dźwigarów laboratoryjnych (patrz rozdz. 4.2.5). W pierwszym etapie kolejności na dolnych półkach dźwigarów zamocowano szalunki, których wysokość określała docelową grubość warstwy zaprawy. Na końcach dźwigarów szalunku zlicowano ze stalowymi obejmami, aby zapewnić płynną zmienność grubości zaprawy w granicach od 20 mm w obszarach zakotwień taśm do 50 mm w środku rozpiętości dźwigarów. Reprofilację wykonała firma SPB Torkret.



Rysunek 8.27. Reprofilacja dźwigarów metodą torkretowania na sucho.

Do wykonania reprofilacji wykorzystano 4,5 tony zaprawy PCC typu AP UVM 8 dostarczonej przez firmę AP Construction Arnfried Pagel, co odpowiadało zużyciu ok. 900 kg zaprawy na każdy dźwigar. Zaprawę nakładano metodą torkretowania na sucho (rys. 8.27). Zaprawę nanoszono w jednej warstwie na całej długości dźwigarów. Po nałożeniu zaprawy nadmiar materiału skrawano przy pomocy metalowych listew do poziomu ustalonego przez położenie ścianek szalunków, co pozwoliło uzyskać gładką i równą powierzchnię (rys. 8.28).



*Rysunek 8.28. Widok dolnej powierzchni dźwigarów po reprofilacji.*

Po zakończeniu reprofilacji nałożoną warstwę torkretu pielęgnowano przez 5 dni poprzez nawilżanie zaprawy minimum 3 razy dziennie. Szalunki zdemontowano po upływie 3 dni od nałożenia torkretu. Bezpośrednio przed przyklejeniem taśm kompozytowych powierzchnię warstwy torkretu szlifowano i odkurzano w celu jej oczyszczenia i usunięcia ostatnich nierówności.

### **Przygotowanie bloków wypełniających i gniazd w płycie**

W celu wzmocnienia dźwigarów na ścinanie, na ich bocznych powierzchniach przyklejono betonowe bloki wypełniające, wykonane w laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej. Trapezowe elementy wklejono w przestrzeń między półkami i środkiem dwuteowych dźwigarów według projektu wzmocnienia. Przed montażem powierzchnie bloków oraz dźwigarów w miejscach klejenia oszlifowano, a następnie bloki wklejono przy użyciu zaprawy klejowej S&P Epoxy Resin 220. Na czas wiązania kleju bloki stabilizowano z wykorzystaniem drewnianych rozpór opartych o sąsiednie dźwigary. Na każdym dźwigarze wklejono 36 bloków wypełniających, co daje łączną liczbę wklejonych bloków równą 180 (rys 8.29).



*Rysunek 8.29. Bloki wypełniające wraz z gniazdami w płycie do kotwienia mat kompozytowych.*

W miejscach wzmocnienia na ścinanie przy użyciu mat CFRP wykonano również gniazda w płycie pomostu służące do zakotwienia końców mat. Na etapie betonowania płyty pomostu w projektowanych miejscach umieszczono wkładki ze spienionego polistyrenu przylegające do narożników dźwigarów i płyt szalunkowych. Po zabetonowaniu płyty i demontażu szalunku, wkładki usunięto przez piaskowanie, co pozwoliło odkryć otwory o wymiarach 50 x 50 x 100 mm i uzyskać dostęp do podłużnych prętów w płycie w celu wykonania zakotwienia mat kompozytowych w postaci opłotów wokół tych prętów. W miejscach aplikacji mat wyoblono narożniki dźwigarów oraz wyszlifowano boczne powierzchnie w celu wyrównania i oczyszczenia powierzchni pod maty CFRP.

### 8.3.2. Wzmocnienie na zginanie

Po fazie przygotowania dźwigary mostowe były gotowe do najważniejszego etapu – wzmocnienia na zginanie przy użyciu innowacyjnej metody wzmocniania gradientowego na istniejącym obiekcie mostowym. We wzmocnianiu uczestniczyli pracownicy Politechniki Łódzkiej, EMPA, personel firm S&P Clever Reinforcement oraz Euro-Projekt. W dniu 19.05.2019 rozpoczęto proces wzmocniania dźwigarów na zginanie.

Na każdym z dźwigarów przewidziano zgodnie z projektem przyklejenie 2 taśm kompozytowych CFRP, naprężonych siłą 120 kN przy użyciu systemu sprężającego S&P i zakotwionych metodą gradientową przy użyciu urządzeń grzewczych. Procedura kotwienia metodą gradientową (opisana szczegółowo w rozdz. 3.7.2) polega na naprzemiennym podgrzewaniu odcinków taśmy w celu przyspieszenia wiązania kleju i redukowaniu siły sprężającej na końcu taśmy. Pozwala to stopniowo zredukować siłę sprężającą do zera na końcu taśmy przy jednoczesnym zachowaniu pełnej wartości siły sprężającej na środkowym odcinku kompozytu. W procedurze wzmocnienia dźwigarów mostowych dokonano modyfikacji względem procedury stosowanej podczas badań laboratoryjnych. Zmiana polegała na zastosowaniu 4-stopniowej redukcji siły sprężającej (4 razy o 30 kN) zamiast 3-stopniowej. Zmieniono także długość kolejnych sektorów kotwienia taśmy na 4 razy 30 cm (zamiast sektorów o długości 30 cm, 20 cm, 20 cm i 10 cm – patrz rys. 3.39). Dokładną procedurę wzmocnienia przedstawiono w tabeli 8.15.



Rysunek 8.30. Nakładanie zaprawy klejowej (a) i przygotowanie taśmy kompozytowej do naprężenia (b).

Tabela 8.15. Procedura wzmacniania dźwigarów mostowych metodą gradientową.

Całkowity czas	Czas trwania czynności	Krok	Czynność
<b>00:00</b>	-	<b>Wstępne naprężenie taśmy</b>	<b>Naprężenie taśmy siłą 120kN</b>
00:00	00:30	Podgrzewanie odcinka 1	Włączenie grzałek w sektorach 1, 2
00:30	00:10	Studzenie odcinka 1	Wyłączenie grzałek w sektorach 1, 2
00:40	00:30	Podgrzewanie odcinka 2	Włączenie grzałek w sektorach 3, 4
<b>00:45</b>	-	<b>1. redukcja siły sprężającej</b>	<b>Zmniejszenie siły naciągu o 30kN</b>
01:10	00:10	Studzenie odcinka 2	Wyłączenie grzałek w sektorach 3, 4
01:20	00:30	Podgrzewanie odcinka 3	Włączenie grzałek w sektorach 5, 6
<b>01:25</b>	-	<b>2. redukcja siły sprężającej</b>	<b>Zmniejszenie siły naciągu o 30kN</b>
01:50	00:10	Studzenie odcinka 3	Wyłączenie grzałek w sektorach 5, 6
02:00	00:30	Podgrzewanie odcinka 4	Włączenie grzałek w sektorze 7, 8
<b>02:05</b>	-	<b>3. redukcja siły sprężającej</b>	<b>Zmniejszenie siły naciągu o 30kN</b>
02:30	00:15	Studzenie odcinka 4	Wyłączenie grzałek w sektorach 7, 8
<b>02:45</b>	-	<b>4. redukcja siły sprężającej</b>	<b>Zmniejszenie siły naciągu o 30kN</b>
<b>02:45</b>	-	<b>Koniec wzmacnienia</b>	<b>Demontaż urządzeń</b>

Powyższą procedurę zastosowano do aplikacji wszystkich 10 taśm na 5 wzmacnianych dźwigarach mostowych. Urządzenia sprężające zamontowano na stalowych obejmach. Taśmę kompozytową S&P CFK 150/2000 o przekroju 100 x 1,2 mm i całkowitej długości 17,25 m ułożono na stole roboczym i pokryto zaprawą klejową S&P Epoxy Resin 220. Klej nałożono na całej długości taśm z pominięciem końcowych odcinków o długości 50 cm, które umieszczano w urządzeniach sprężających (rys. 8.30). Taśmę z naniesionym klejem przyłożono do powierzchni dźwigara, a jej końce umieszczono w szczękach systemu sprężającego, po czym przy użyciu siłowników hydraulicznych i ręcznej pompy wprowadzono siłę sprężającą w taśmę. Po naprężeniu taśmy ustawiono urządzenie grzewcze i rozpoczęto procedurę zakotwienia gradientowego (rys. 8.31). Zgodnie z programem siłę sprężającą redukowano na kolejnych odcinkach co ok. 45 minut. W połowie procesu kotwienia urządzenie grzewcze było demontowane i montowanie ponownie w pozycji odwróconej o 180 stopni w płaszczyźnie poziomej, w celu umożliwienia podgrzewania dalszych sektorów taśmy (długość elementu grzewczego w urządzeniu wynosiła 80 cm). Po okresie 2 godzin i 45 minut redukowano siłę

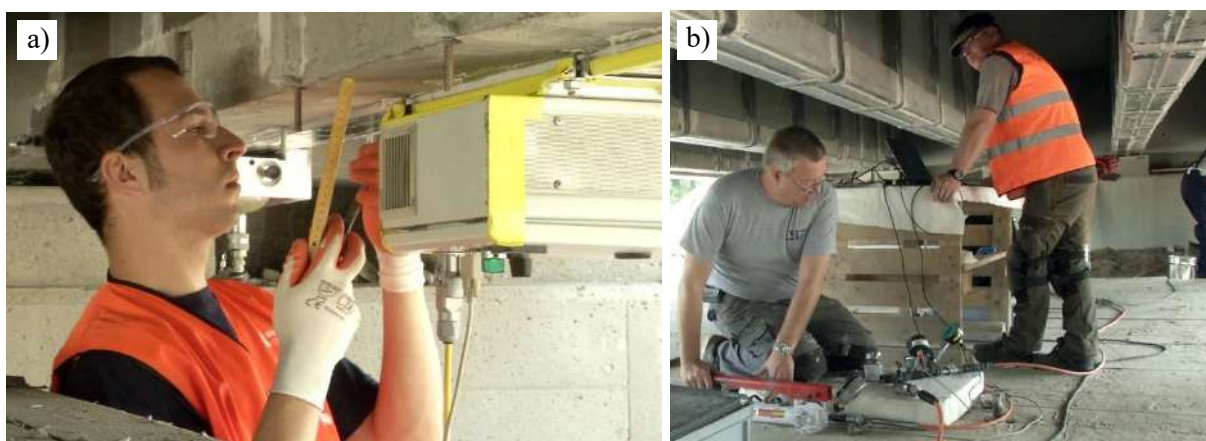
sprężającą na końcowym odcinku taśmy do zera. a urządzenia sprężające oraz grzewcze zdemontowano. Nieprzyklejony odcinek taśmy o długości 50 cm odcięto w celu umożliwienia montażu urządzeń sprężających do aplikacji kolejnej taśmy na tym samym dźwigarze.

Wykonanie wzmocnienia rozpoczęto od pierwszej taśmy na dźwigarze B1 (skrajnym od strony zachodniej – patrz oznaczenia na rys. 8.2). W następnej kolejności wykonano wzmocnienie pierwszą taśmą na dźwigarze B2. Kolejnego dnia powrócono na pierwszy dźwigar (B1) i przyklejono drugą taśmę, a następnie przenoszono urządzenia kotwiące na drugi dźwigar (B2) i również wzmocniano go drugą taśmą. Powyższą procedurę powtarzano w kolejnych dniach dla kolejnych par dźwigarów. Przebieg wzmocniania mostu przedstawiono w postaci harmonogramu w tabeli 8.16. Proces wzmocnienia na zginanie wszystkich dźwigarów zajął łącznie 5 dni roboczych. Przy użyciu jednego zestawu urządzeń sprężająco-kotwiących możliwe było wykonanie maksymalnie 3 wzmocnień w ciągu jednego dnia roboczego

Tabela 8.16. Harmonogram wykonania wzmocnienia mostu.

Etap	Data									
	19.05	20.05	21.05	22.05	23.05	26.05	27.05	28.05	29.05	30.05
Wzmocnienie taśmą nr 1 na dźwigarze B1 (taśma 1A)	■					■				
Wzmocnienie taśmą nr 2 na dźwigarze B1 (taśma 1B)							■			
Wzmocnienie taśmą nr 1 na dźwigarze B2 (taśma 2A)	■									
Wzmocnienie taśmą nr 2 na dźwigarze B2 (taśma 2B)		■								
Wzmocnienie taśmą nr 1 na dźwigarze B3 (taśma 3A)			■							
Wzmocnienie taśmą nr 2 na dźwigarze B3 (taśma 3B)				■						
Wzmocnienie taśmą nr 1 na dźwigarze B4 (taśma 4A)				■						
Wzmocnienie taśmą nr 2 na dźwigarze B4 (taśma 4B)					■					
Wzmocnienie taśmą nr 1 na dźwigarze B4 (taśma 4A)						■				
Wzmocnienie taśmą nr 2 na dźwigarze B4 (taśma 4B)							■			
Demontaż urządzeń sprężających						■		■		
Wzmocnienie dźwigarów na ścinanie			■	■	■	■	■	■	■	
Próba obciążeniowa										■

Po zakończeniu wzmocniania dźwigarów na zginanie zdemontowano obejmy stalowe. Demontaż obejm wykonano przez ich podgrzanie przy użyciu palnika, co skutkowało szybkim odklejeniem od powierzchni dźwigara. Kątowniki stalowe częściowo obcięto i odklejono od powierzchni dźwigarów, a częściowo pozostawiono zakryte pod warstwą torkretu.



Rysunek 8.31. Montaż urządzenia grzewczego (a) i wprowadzenie siły sprężającej w taśmie CFRP (b).

### 8.3.3. Wzmocnienie na ścinanie

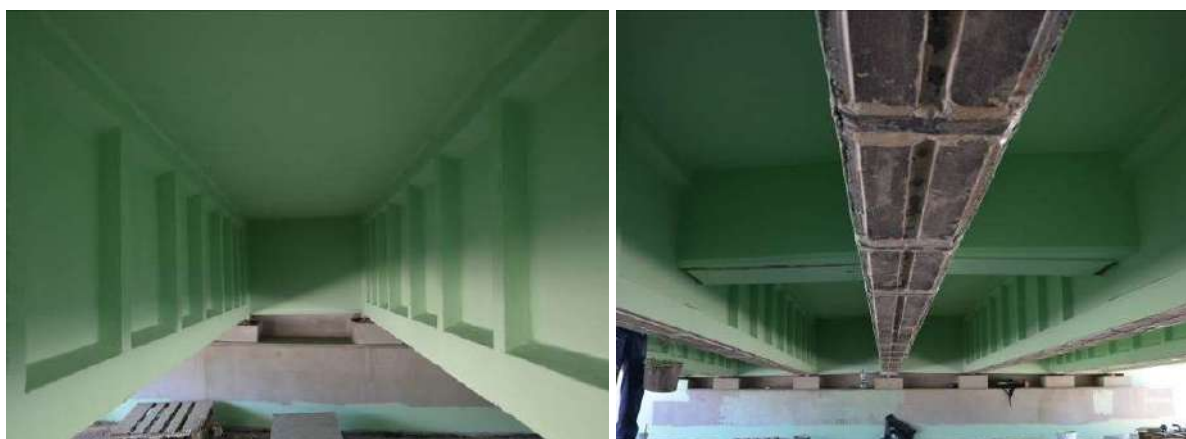
Po wzmocnieniu na zginanie dwóch pierwszych dźwigarów rozpoczęto prace związane ze wzmocnieniem dźwigarów na ścinanie. Do wzmocnienia każdego dźwigara użyto 18 odcinków mat S&P C-Sheet 240 o długości 2,8 m, szerokości 75 mm i grubości 4 warstw. Maty przyklejono w przygotowanych miejscach do dolnej powierzchni dźwigarów oraz bocznej powierzchni wklejonych wcześniej betonowych bloków przy użyciu zaprawy klejowej S&P Epoxy Resin 55 w konfiguracji U-wrap. W pierwszej kolejności maty układano na stole roboczym, zaimpregnowano zaprawą klejową, a następnie przyklejano na powierzchni betonu, którą wcześniej również pokryto warstwą zaprawy klejowej. Po dokładnym dociśnięciu maty na całej długości i usunięciu nadmiaru zaprawy, końce mat kotwiono poprzez oplot na prętach zbrojenia w przygotowanych wcześniej gniazdach w płycie pomostu. W ostatnim kroku gniazdo iniektowano zaprawą S&P Resin 220 (rys. 8.32).



*Rysunek 8.32 Aplikacja wzmocnienia na ścinanie przy użyciu mat kompozytowych.*

Skrajne oploty (w strefach przypodporowych) na każdym dźwigarze wykonywano w ostatniej kolejności, po usunięciu stalowych okuć wykorzystywanych podczas wzmocnienia na zginanie. Do wzmocnienia wszystkich dźwigarów na ścinanie użyto łącznie 90 oplotów.

Po wykonaniu wzmocnienia zarówno powierzchnie mat, jak i naprężonych taśm pokryto żywicą i piaskiem kwarcowym, aby umożliwić ich późniejsze malowanie farbą wykończeniową. W wytycznych projektu modernizacji mostu generalny wykonawca zalecił malowanie całej powierzchni dźwigarów farbą (rys. 8.33).



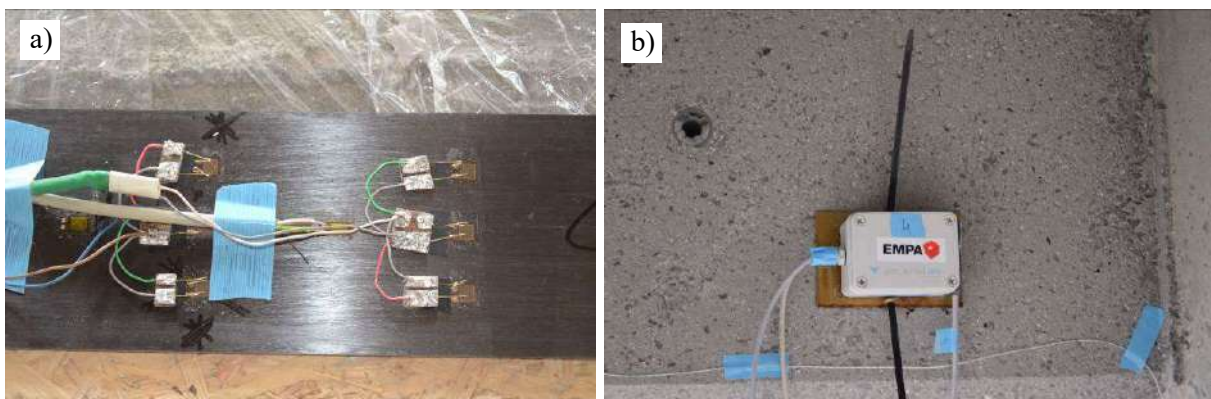
*Rysunek 8.33 Widok dźwigarów w ostatniej fazie remontu mostu, przed malowaniem dolnej powierzchni.*

### 8.3.4. Pomiary podczas wzmacniania

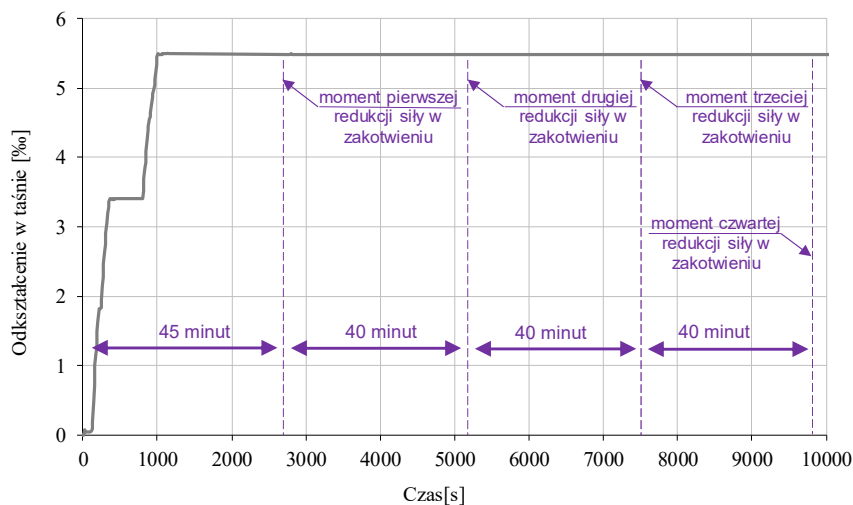
W czasie wzmacniania mostu na bieżąco monitorowano stan elementów konstrukcyjnych w celu weryfikacji poprawności procesu wzmacniania. Podczas sprężania taśm kompozytowych wykonywano pomiary odkształceń taśm, betonu oraz ugięć dźwigarów. Wszystkie pomiary prowadzono w środku rozpiętości dźwigarów. Metodologię oraz wyniki poszczególnych pomiarów opisano w dalszej części rozdziału.

#### Odkształcenia taśm CFRP

Poziom wstępny naprężenia taśm CFRP monitorowano przy użyciu tensometrów elektrooporowych umieszczonych w środku rozpiętości taśm. Pomiary prowadzono równocześnie przy użyciu dwóch systemów: standardowego systemu akwizycji danych sterowanego z komputera bezpośrednio podłączonego do tensometrów oraz bezprzewodowego systemu pomiarów przesyłającego dane do serwera za pośrednictwem sieci GSM (rys. 8.34). Bezpośrednie pomiary odkształceń w naprężanych taśmach potwierdziły prawidłowe działanie systemu sprężającego i zakotwienia gradientowego. Pomiary rejestrowane na etapie kolejnych redukcji siły sprężającej w siłownikach systemu sprężającego wykazały, że nie dochodziło do spadku siły sprężającej na środkowym odcinku naprężonych taśm. Oznacza to że zakotwienie gradientowe pozwalało skutecznie przenosić różnicę naprężeń z taśmy CFRP na beton, dzięki czemu redukcja naprężenia na końcowym odcinku taśmy umieszczonej w szczękach systemu sprężającego nie powodował spadku naprężeń na środkowym odcinku taśmy, poza obszarem kotwienia gradientowego.



Rysunek 8.34 Tensometry elektrooporowe (a) oraz urządzenia bezprzewodowego systemu akwizycji danych (b).



Rysunek 8.35 Wykres odkształceń taśmy CFRP w czasie aplikacji metodą gradientową.

Na rysunku 8.35 przedstawiono przykładowy wykres siły sprężającej w taśmie podczas jej aplikacji (ze względu na trudności techniczne w prowadzeniu pomiarów w panujących warunkach budowy oraz w bezpośrednim sąsiedztwie rzeki, możliwe było wykonanie tylko jednego kompletnego pomiaru pozwalającego zaprezentować wykres pełnego przebiegu procesu naprężenia i kotwienia taśmy CFRP). Pomiary realizowane przez bezprzewodowy system zawierały również odczyty temperatury i wilgotności powietrza oraz temperatury w zaprawie klejowej w trakcie całego procesu wzmacniania.

### Ugięcia dźwigarów mostowych

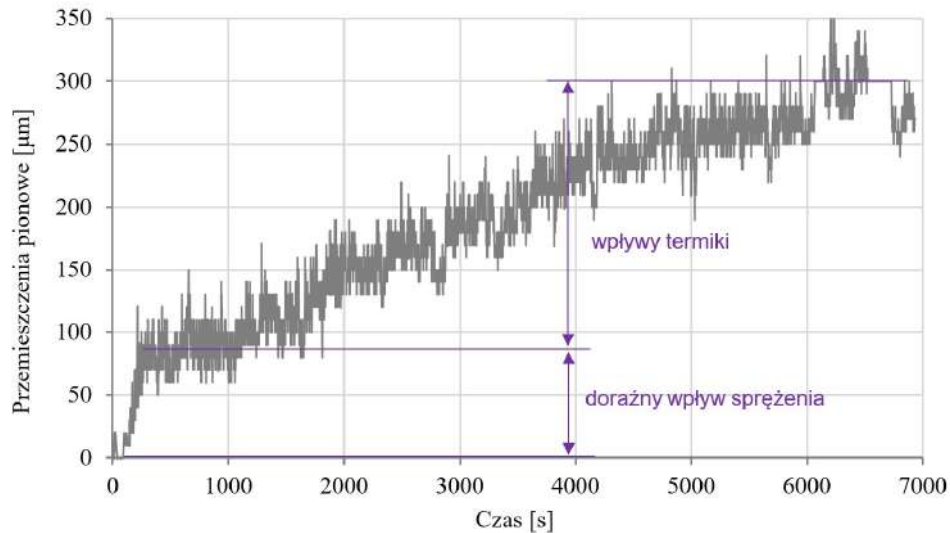
Pomiar ugięć dźwigarów prowadzono przy użyciu interferometru laserowego Lasertex HPI-3D. Głowica laserowa urządzenia pomiarowego ustawiona była na statywie przy jednym z przyczółków mostu, natomiast reflektor zamocowano na bocznej powierzchni dolnej półki dźwigara, w środku jego rozpiętości (rys. 8.36). Pomiary wykonywano podczas wprowadzania siły sprężającej w taśmie, a także podczas kolejnych etapów redukcji siły sprężającej. Pomiary o bardzo wysokiej precyzji (dokładność 20  $\mu\text{m}$ ) wykazały, że na skutek sprężenia kompozytów ugięcie wzmacnianego dźwigara zmniejszało się średnio o około 70-90  $\mu\text{m}$  podczas naprężania pierwszej taśmy i dodatkowe 50-70  $\mu\text{m}$  podczas naprężania drugiej taśmy. Rozszerzalność termiczna betonu miała również znaczący wpływ na ugięcia dźwigara, w ciągu dnia zmiany ugięcia na skutek termiki osiągały 300  $\mu\text{m}$ , a więc znacząco przekroczyły wpływ sprężenia taśmami.



Rysunek 8.36 Głowica (a) oraz reflektor (b) refraktometru laserowego.

Na rysunku 8.37 przedstawiono wyniki pomiaru ugięć dźwigara podczas sprężenia pierwszej taśmy CFRP oraz zmiany ugięć w kolejnych godzinach. Widoczny jest doraźny wpływ sprężenia na przemieszczenia pionowe oraz ponad 3,5-krotny przyrost przemieszczeń pionowych spowodowany zmianami temperatury powietrza, jakie nastąpiły po sprężeniu taśm.

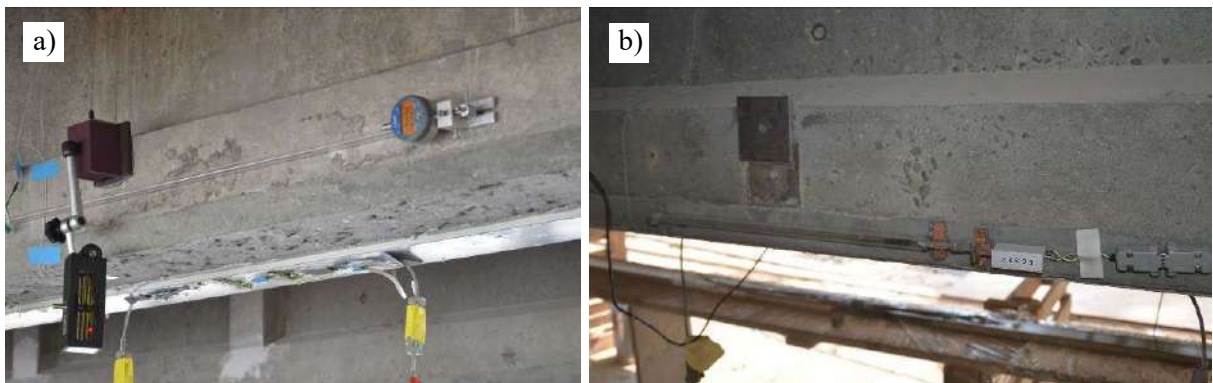




Rysunek 8.37 Wykres ugięć dźwigara w czasie podczas i po sprężeniu taśmy kompozytowej.

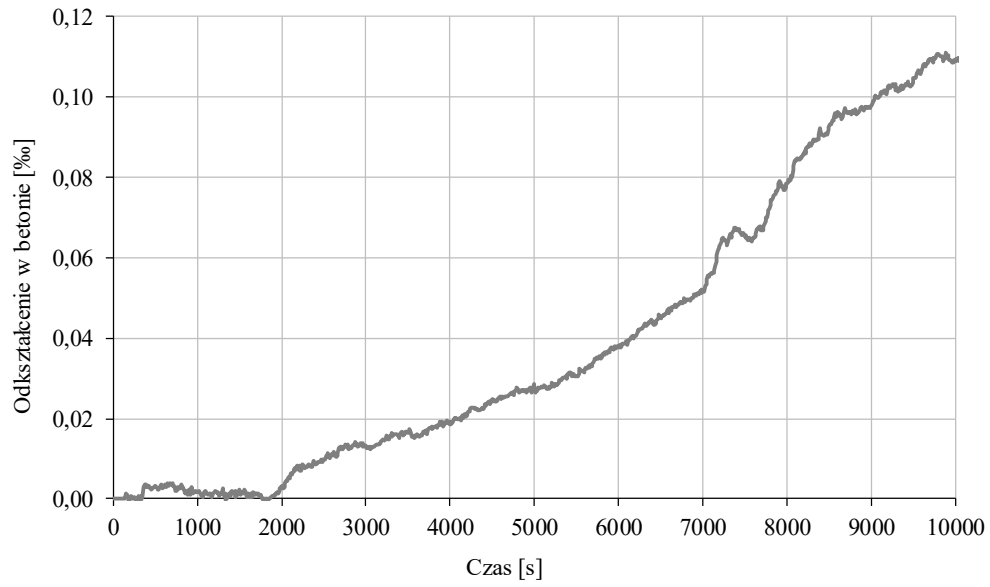
### Odształcenia betonu

Pomiary odkształceń betonu realizowano dwoma sposobami: w sposób ciągły przy użyciu czujnika wiroprowadowego oraz w postaci pojedynczych odczytów przy użyciu czujnika zegarowego, w obu przypadkach na bazie pomiarowej o jednakowej długości 1290 mm. Czujniki odkształceń betonu umieszczano na bocznych powierzchniach dolnej półki każdego dźwigara (rys. 8.38). Pomiar ciągły odkształceń betonu wykazał, że wpływy rozszerzalności temperaturowej betonu znacząco przewyższał zmiany odkształceń na skutek sprężenia. W przeciągu kilku godzin przyrost odkształceń betonu wywołany termiką osiągał wartości rzędu 0,15%. Dodatkowo wpływy rozszerzalności temperaturowej miały różne wartości (dodatnie i ujemne) w zależności od pory dnia, co sprawiało, że wpływy sprężenia taśm był niemożliwy do zaobserwowania. Należy przyjąć, że doraźne zmiany odkształceń betonu w dźwigarach kablobetonowych powstałe na skutek sprężenia taśm CFRP były znikome.



Rysunek 8.38. Czujnik zegarowy (a) oraz wiroprowadowy (b) odkształceń betonu.

Na rysunku 8.39 przedstawiono przykładowy wykres odkształceń betonu zmierzonych czujnikiem wiroprowadowym podczas wzmacniania. Efekt wprowadzenia siły sprężającej w taśmie CFRP nie jest obserwowalny, ze względu na przeważający wpływ termiki na odkształcenia betonu.



Rysunek 8.39. Wykres odkształceń betonu w funkcji czasu podczas wzmocnienia.

## 8.4. Próby obciążeniowe

### 8.4.1. Cel prób obciążeniowych

Próby obciążeniowe miały zweryfikować wartości odkształceń i przemieszczeń konstrukcji pod zakładanymi obciążeniami oraz ich porównanie z wartościami dopuszczalnymi. Zgodnie z normą PN-99/S-10040 *Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania* (PN, 1999) maksymalne ugięcia mostu nie powinny przekroczyć wartości obliczonych dla założonych obciążeń, natomiast obciążenia trwałe nie powinny przekroczyć 20% wartości maksymalnych. Do obliczeń teoretycznych ugięć konstrukcji mostu wykorzystano numeryczny model mostu wykonany w programie Robot Structural Analysis, opisany w rozdziale 8.2.6. Na potrzeby próby obciążeniowej wzmocnionego mostu wykonano model rozbudowany o dwa nowe, skrajne dźwigary o przekroju prostokątnym, poszerzoną płytę pomostu oraz istniejące dźwigary wzmocnione naprężonymi taśmami CFRP. Obliczone maksymalne ugięcie dźwigarów kablobetonowych w środku rozpiętości mostu przed wzmocnieniem wyniosło 3,9 mm, natomiast po remoncie wyniosło 9,3 mm, wyznaczając tym samym wartości referencyjne dla próby obciążeniowej. Jako wartość dopuszczalną odkształceń betonu w strefie rozciąganej przyjęto wartość odpowiadającą zarysowaniu betonu tj. 0,1‰.

Most poddano próbnemu obciążeniu, zarówno przed przystąpieniem do prac remontowych (w 2012 roku), jak i po wzmocnieniu mostu (w 2014 roku). Pierwsze próbne obciążenie wykonano w okresie normalnego użytkowania mostu, obciążając konstrukcję jednym pojazdem o masie 14,5 t oraz 20 t. Po remoncie mostu, przed oddaniem go do użytku wykonano próbę obciążeniową przy użyciu 4 pojazdów o masie 30 t każdy.

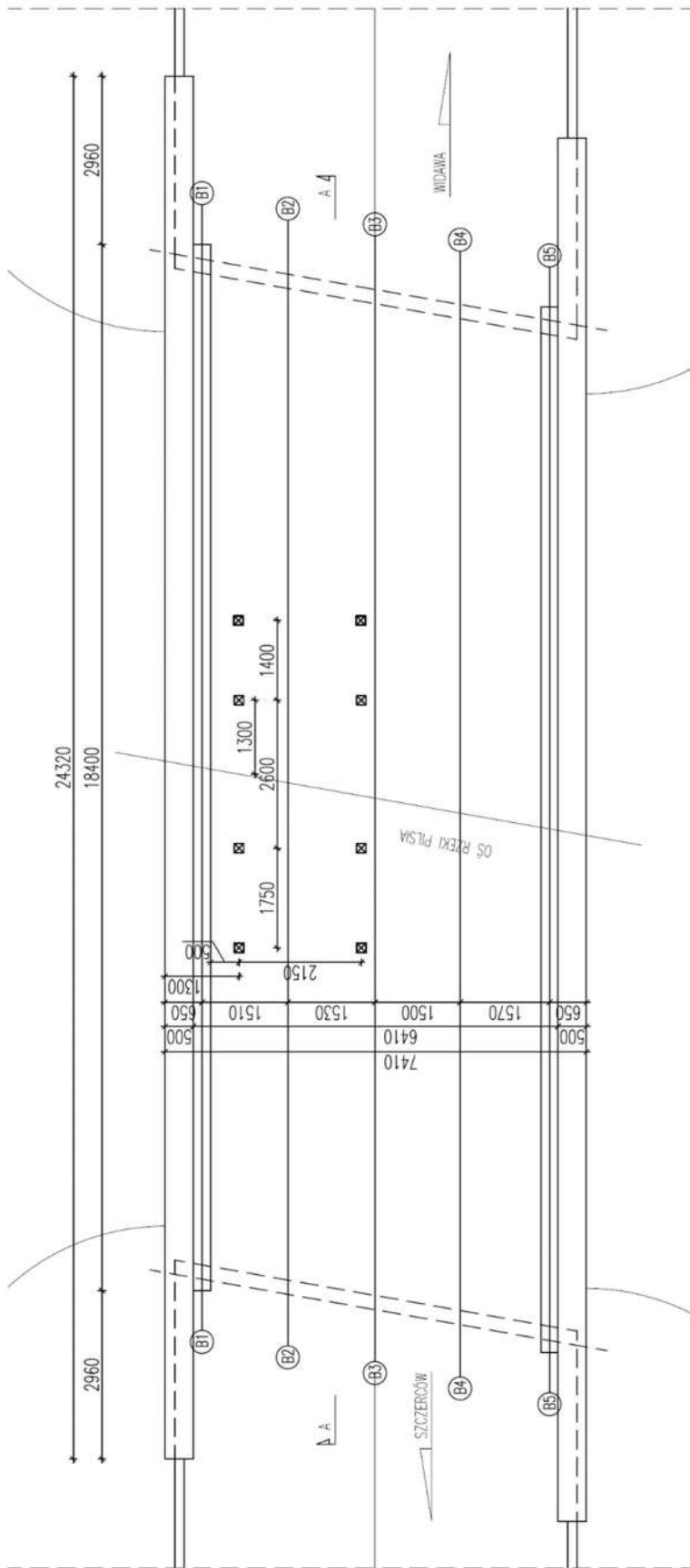
Konstrukcję mostu przed remontem stanowiło 5 dźwigarów kablobetonowych o przekroju dwuteowym typu WBS (B1 – B5) oraz płytę pomostu o grubości 0,21 m i szerokości 7,40 m. Po zakończeniu remontu mostu konstrukcję mostu stanowiło 5 oryginalnych dźwigarów kablobetonowych WBS wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP i oplotami z mat CFRP (B-1 – B-5) oraz dwa nowe dźwigary kablobetonowe o przekroju prostokątnym usytuowane po zewnętrznych stronach mostu (B0 i B6). Pomost stanowiła żelbetowa płyta o grubości 0,21 m i szerokości 10,20 m.

### 8.4.2. Próba obciążeniowa mostu przed wzmocnieniem

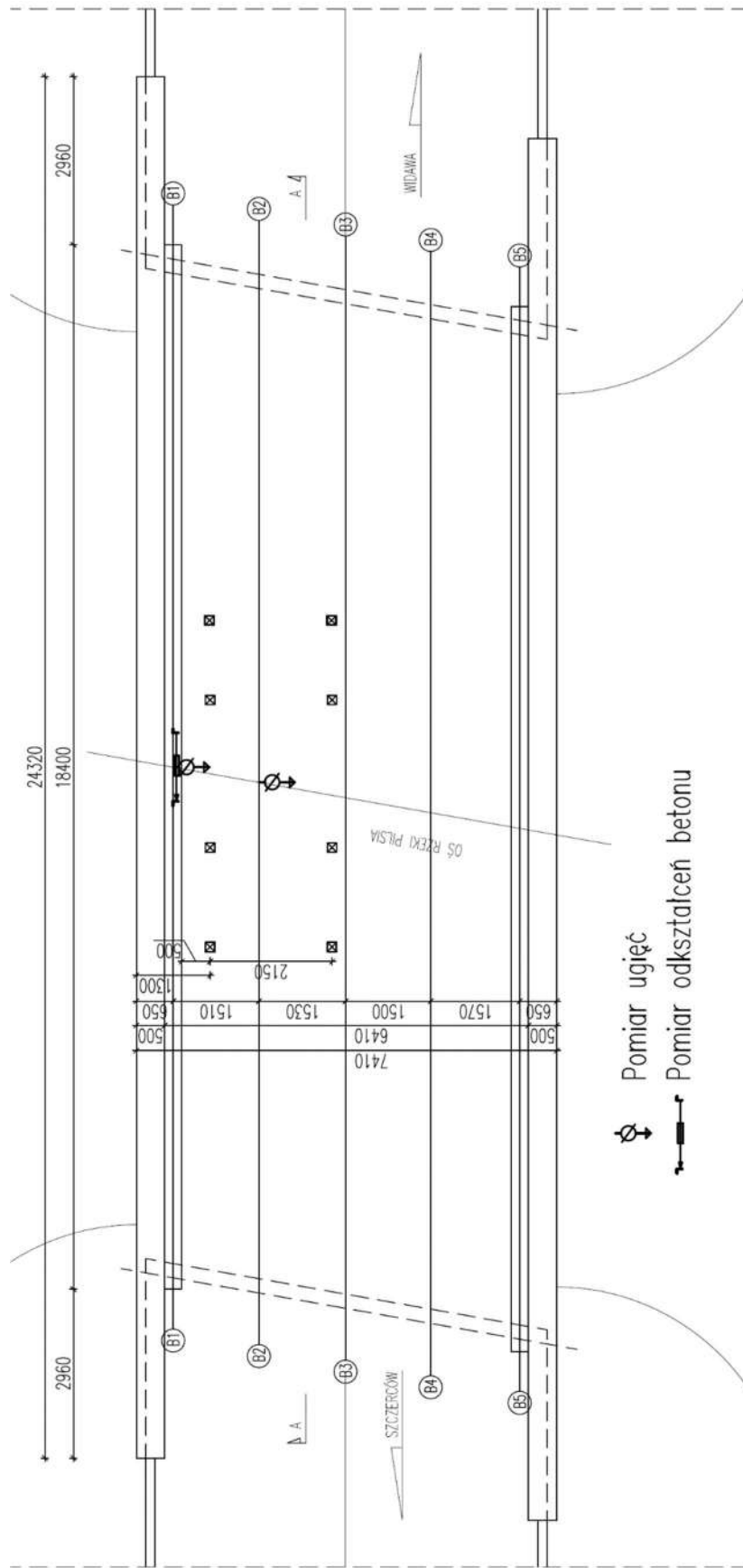
#### Przebieg próby obciążeniowej

Most przed remontem obciążono pojazdem ciężarowym typu Renault Kerax 8 x 4 o masie własnej 14,5 t. Obciążenie od pojazdu miało postać ośmiu sił skupionych - odpowiadających czterem osiom o rozstawie kół równym 2,15 m. Rozstaw podłużny osi, licząc od tyłu, wyniósł odpowiednio: 1,40 m, 2,60 m i 1,75 m (rys. 8.40). Docelowe ustawienie pojazdu znajdowało się przy zachodniej krawędzi jezdni, co oznaczało koła pojazdu znajdowały się 0,50 m od osi skrajnego dźwigara B1.

Rozpatrzono dwa warianty obciążenia: pusty pojazd o masie 14,5 t, oraz pojazd z ładunkiem o masie całkowitej 20 t. Wartość obciążenia dobrano według wytycznych maksymalnego obciążenia dozwolonego na obiekcie mostowym w trybie jego normalnej eksploatacji. Z uwagi na uwarunkowania związane z organizacją ruchu na moście rozpatrzono jedynie schematy, w których pojazd porusza się po jednym pasie ruchu (tzn. obciążenie nie przechodzi poza oś podłużną mostu). Przyjęto, że obciążany będzie pas ruchu w kierunku Szczercowa.



Rysunek 8.40. Lokalizacja pojazdu na moście.



Rysunek 8.41. Lokalizacja punktów pomiaru ugięć i odkształceń betonu.

Pomiar zerowy wykonano przed wygradzeniem pasa ruchu, w czasie, gdy na moście nie znajdowały się żadne pojazdy. Wykonano pomiary przemieszczeń pionowych podpór, środka rozpiętości przęsła skrajnej i przedskrajnej belki oraz odkształcenia dolnej powierzchni skrajnej belki w środku rozpiętości. Wykonywano również dokładne oględziny spodu płyty pomostu oraz bocznych i spodnich powierzchni wszystkich dźwigarów i poprzecznic mostu, w celu rejestracji ewentualnych rys i uszkodzeń.

### **Próba obciążeniowa 1**

Pusty pojazd kontrolny (14,5 t) wjechał na most z prędkością 0,5 m/s. Po 15 minutach od zatrzymania pojazdu na moście, w czasie gdy nie znajdowały się na nim inne pojazdy, wykonano pomiar kontrolny nr 1. Pomiar ten wykonano w postaci serii odczytów w odstępach nie krótszych niż 15 minut w czasie obciążenia obiektu, do czasu ustabilizowania się przemieszczeń, jednak w liczbie nie mniejszej niż trzy pomiary. Stabilizacja przemieszczeń nastąpiła wówczas, kiedy różnica między wskazaniem pomiaru ostatniego i przedostatniego, wykonanych w odstępach czasowych 15 min nie przekroczyła 2 % pomiaru przedostatniego.

Po ustabilizowaniu się przemieszczeń wykonano dokładne oględziny spodu płyty pomostu i belek. Następnie most odciążono. Po 15 minutach od zjazdu pojazdu została wykonana kolejna seria pomiarów na moście odciążonym według opisanej wcześniej zasady.

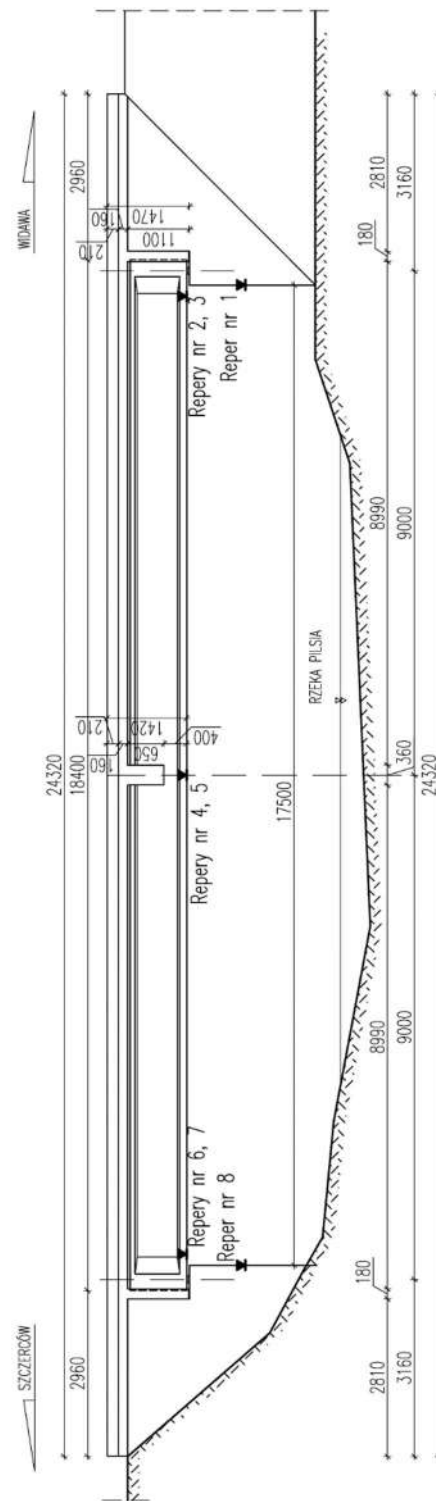
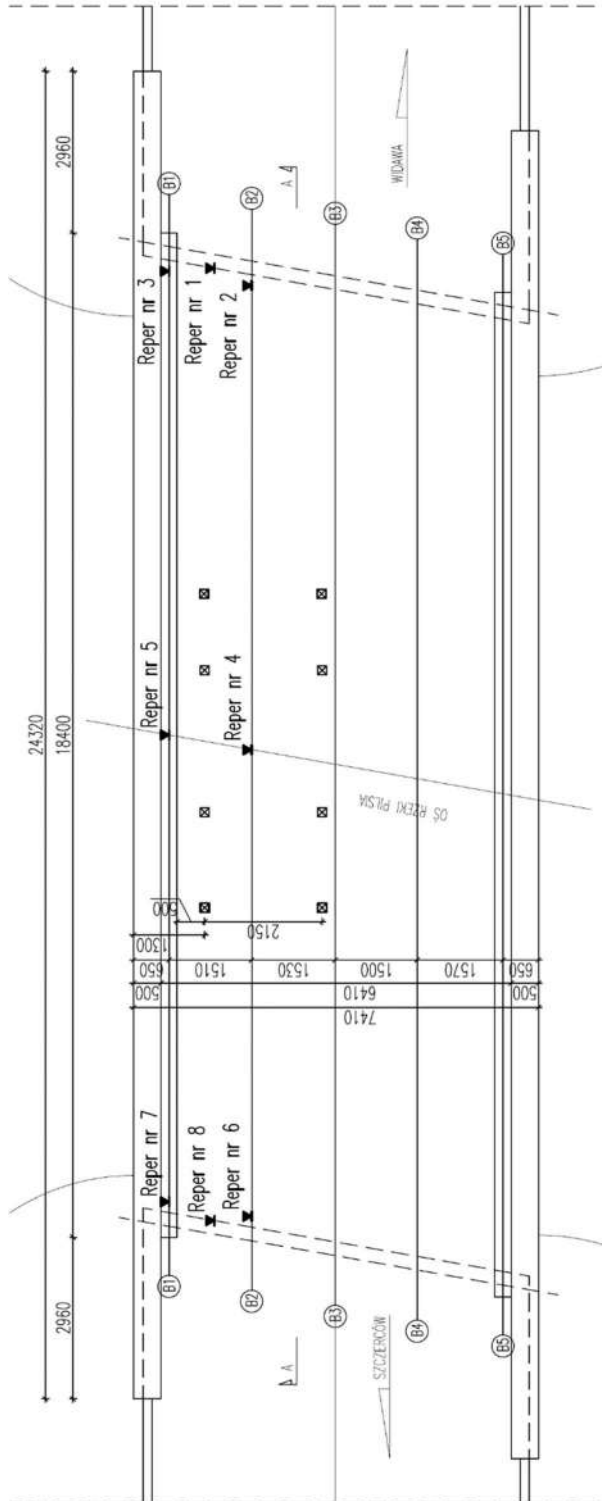
### **Próba obciążeniowa 2**

W kolejnej fazie pojazd z ładunkiem o łącznej masie 20 t wjechał na most z prędkością 0,5 m/s i stanął w tej samej lokalizacji co w próbie 1. Po upływie 15 minut od zatrzymania pojazdu wykonano kolejną serię pomiarów. Tak jak w poprzedniej fazie, pomiary wykonano w seriach, w odstępach nie krótszych niż 15 minut do czasu ustabilizowania się przemieszczeń, jednak w liczbie nie mniejszej niż trzy pomiary. Stabilizację przemieszczeń określono na podstawie różnicy między wskazaniem pomiaru ostatniego i przedostatniego nieprzekraczającej 2% pomiaru przedostatniego. Po ustabilizowaniu się przemieszczeń wykonano ponowne dokładne oględziny mostu. Po wykonaniu pomiarów most odciążono, a po 15 minutach od odciążenia mostu wykonano kolejną serię pomiarów na moście odciążonym: pomiary wykonywano w odstępach minimum 15 minut do czasu ustabilizowania się przemieszczeń, w serii nie mniejszej niż 3 pomiary.

### **Metodologia pomiarów**

Podczas próby obciążeniowej prowadzono pomiary ugięć dźwigarów oraz odkształceń betonu. Pomiary realizowano dla dźwigara skrajnego B1 oraz dźwigara B2 (patrz rys. 8.41). Pomiary wykonywano następującymi metodami:

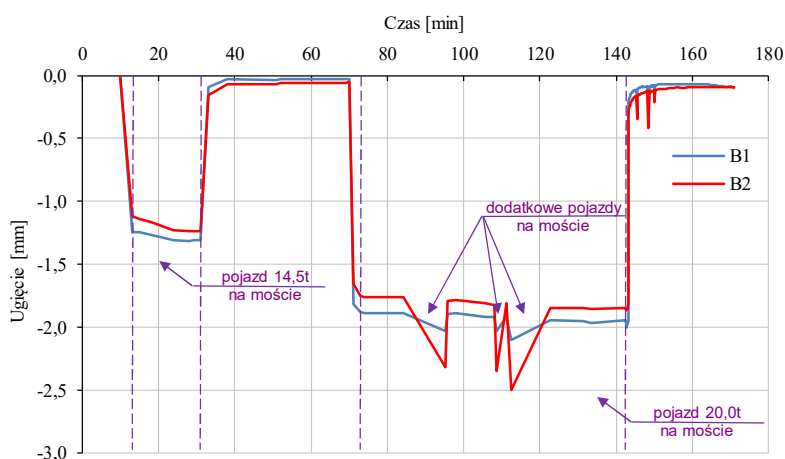
- przemieszczenia pionowe (ugięcia) mierzono w środku rozpiętości dźwigarów B1 i B2, przy użyciu czujników zegarowych zamocowanych do tymczasowych podpór stalowych. Pomiar powtarzano wykorzystując dodatkowo czujniki indukcyjne Peltron (rys. 8.41).
- pomiary osiadania podpór (przyczółków), przemieszczenia przy podporach oraz ugięcia dźwigarów B1 i B2 w środku rozpiętości rejestrowano metodą niwelacji precyzyjnej na reperach nr 1 – 8 (rys. 8.42).
- odkształcenia betonu na dolnej powierzchni dźwigara B1 mierzono w środku jego rozpiętości przy użyciu ekstensometru nasadowego o bazie 1200mm (rys. 8.41).



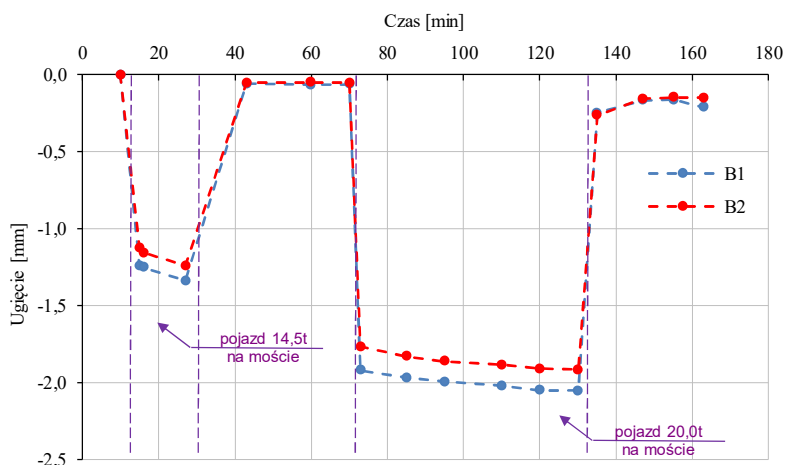
Rysunek 8.42. Lokalizacja reperów do pomiarów metodą niwelacji.

## Wyniki pomiarów

Wyniki pomiarów ugięć i odkształceń betonu w funkcji czasu przedstawiono w postaci wykresów. Ugięcia dźwigarów B1 i B2 podczas próby obciążeniowej przedstawiono na rysunkach 8.43 (czujniki indukcyjne – pomiar ciągły) oraz 8.44 (czujniki zegarowe – seria odczytów chwilowych). Wykresy ugięć wyraźnie obrazują przebieg próby obciążeniowej (wjazd pojazdów na most) i potwierdzają dużą zgodność wyników pomiarów oboma zastosowanymi metodami. Maksymalne ugięcia dźwigarów B1 i B2 pod obciążeniem 14,5 t wyniosło odpowiednio 1,3 mm i 1,2 mm, natomiast pod obciążeniem 20 t odpowiednio 2,0 mm i 1,9 mm. Podczas ciągłych pomiarów czujników indukcyjnych zarejestrowano również przejazdy dodatkowych pojazdów osobowych poruszających się po moście podczas próby obciążeniowej (droga nie była wyłączona z ruchu) (rys. 8.43). Po usunięciu obciążenia mostu odczyty ugięć spadły poniżej wartości 0,2 mm.



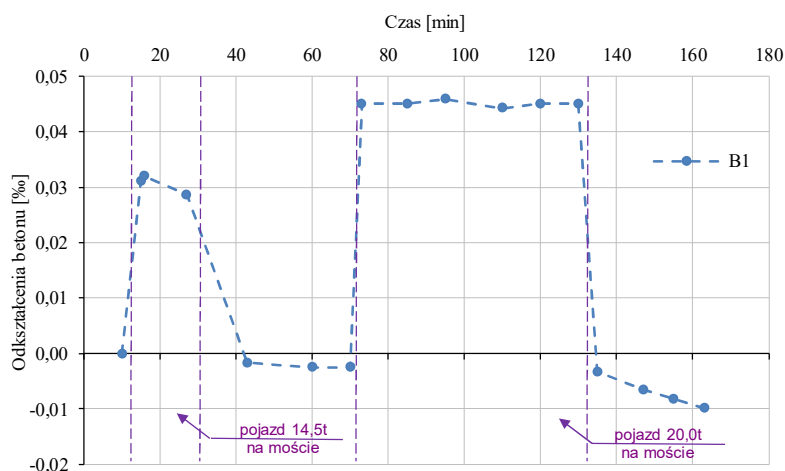
Rysunek 8.43. Ugięcia dźwigarów B1 i B2 podczas próby obciążeniowej – czujniki indukcyjne.



Rysunek 8.44. Ugięcia dźwigarów B1 i B2 podczas próby obciążeniowej – czujniki zegarowe.

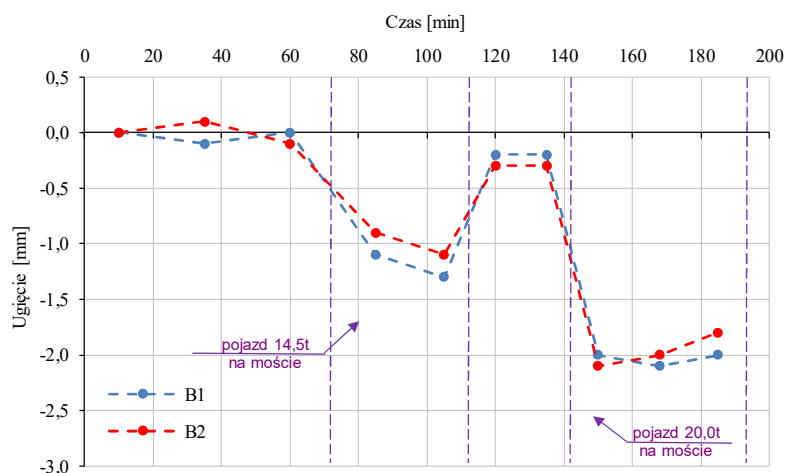
Wyniki pomiarów odkształceń betonu rejestrowanych ekstensometrem przedstawiono na rysunku 8.45. Odkształcenia betonu zmierzone w środku rozpiętości dźwigara B1 były bardzo niewielkie i nie przekraczały 0,033‰ pod obciążeniem 14,5 t oraz 0,045‰ pod obciążeniem 20 t. Po zjeździe pojazdu z mostu odkształcenia wróciły do wartości sprzed próby obciążeniowej.





Rysunek 8.45. Odkształcenie betonu dźwigara B1 podczas próby obciążeniowej.

Na kolejnych wykresach przedstawiono wyniki pomiarów wykonanych metodą niwelacji precyzyjnej. Na wykresie 8.46 zaprezentowano pomiary ugięć w środku rozpiętości dźwigarów B1 i B2 (repery nr 5 i 4) w kolejnych etapach próby obciążeniowej. Ugięcie dźwigarów B1 i B2 zmierzone geodezyjnie wyniosło odpowiednio 1,3 mm i 1,1 mm pod obciążeniem 14,5 t oraz 2,1 mm i 2,0 mm pod obciążeniem 20 t. Wyniki te są bardzo zbliżone do wyników pomiarów wykonanych przy użyciu czujników indukcyjnych i zegarowych.

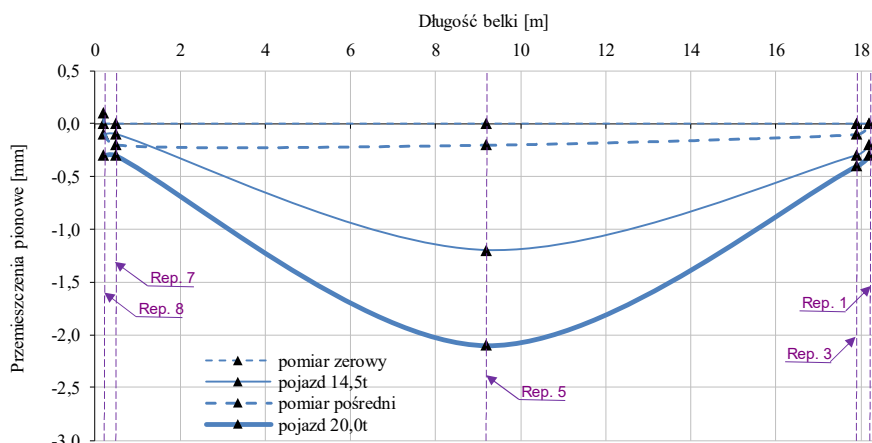


Rysunek 8.46. Ugięcia dźwigarów B1 i B2 podczas próby obciążeniowej metodą niwelacji.

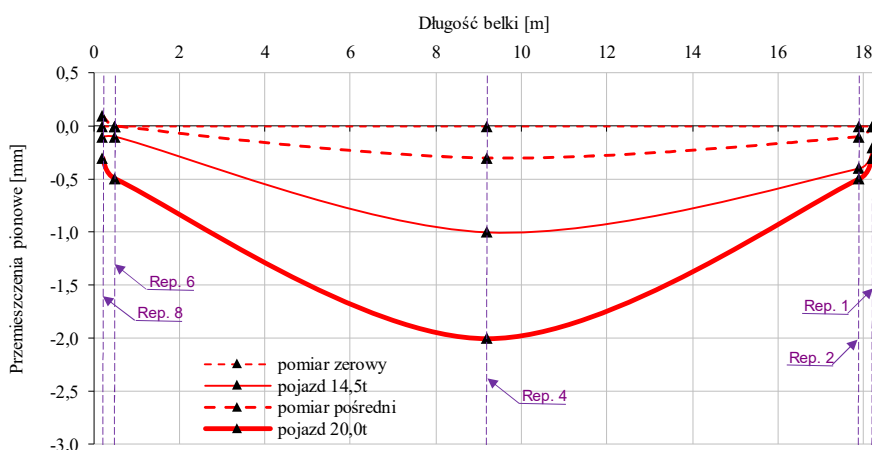
Biorąc pod uwagę przemieszczenia pionowe zmierzone na wszystkich reperach (w tym osiadanie przyczółków mostu) możliwe jest przedstawienie wykresów przybliżonych ugięć dźwigarów na całej ich długości. Na wykresach 8.47 i 8.48 przedstawiono wykresy ugięć na długości dźwigarów B1 i B2 pod kolejnymi poziomami obciążeń występującymi po sobie podczas próby:

- pomiar zerowy przed rozpoczęciem próby,
- pomiar pod obciążeniem 14,5,
- pomiar po zjeździe pojazdu ,
- pomiar pod obciążeniem 20 t.

Osiadania przyczółków (repery nr 1 i 8) nie przekroczyły 0,3 mm pod najwyższym poziomem obciążenia. Przesunięcia pionowe przy podporach osiągnęły maksymalną wartość 0,4 mm dla belki B1 (repery nr 3 i 7) oraz 0,5 mm dla belki B2 (repery nr 2 i 6). Obserwowalne jest sprężyste reakcja obu belek na zmiany obciążeń – między kolejnymi poziomami obciążeń (po zjeździe z mostu pojazdu bez ładunku) ugięcia w środku rozpiętości spadły do wartości poniżej 0,4 mm.



Rysunek 8.47. Przesunięcia pionowe na długości dźwigara B1.



Rysunek 8.48. Przesunięcia pionowe na długości dźwigara B2.

## Podsumowanie

Podsumowanie wyników próby obciążeniowej przedstawione w tabeli 8.17 potwierdza spełnienie warunków określonych w projekcie próbnego obciążenia. Maksymalne ugięcia mostu przy maksymalnym obciążeniu równym 20 t wyniosły 2,1 mm, a tym samym nie przekroczyły wartości obliczonej przy użyciu modelu numerycznego, wynoszącej 3,9 mm. Trwałe odkształcenia na skutek maksymalnego obciążenia nie przekroczyły 0,2 mm, co stanowiło znacznie mniej niż dopuszczalne 20% ugięcia maksymalnego.

Maksymalne odkształcenia betonu w środku rozpiętości dźwigara B1 wyniosły 0,045%, co było wartością znacznie poniżej dopuszczalnej 0,1%. Osiedzenie podpór i przesunięcia na łożyskach belki skrajnej były obustronnie równomierne, a ich zachowanie miało charakter sprężyste. Podczas próby nie zaobserwowano powstawania rys na powierzchni wszystkich elementów.

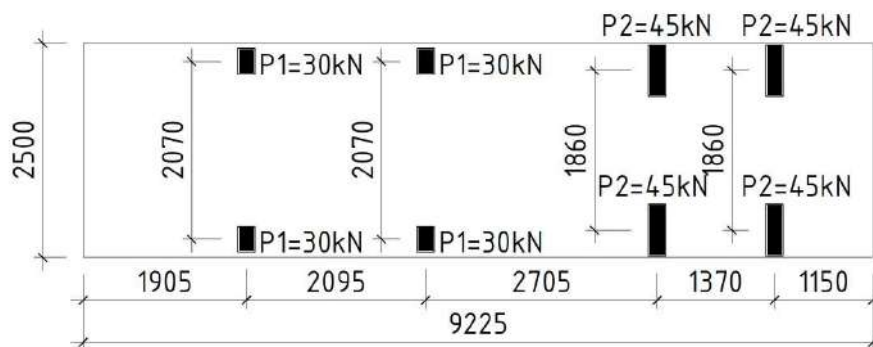
Tabela 8.17. Podsumowanie wyników próby obciążeniowej według różnych metod pomiarów.

Pomiar	Metoda	Wartość pomiaru	Wartość dopuszczalna
Maksymalne ugięcie mostu w środku rozpiętości	czujniki indukcyjne	2,0mm	3,9mm
	czujniki zegarowe	2,0mm	
	niwelacja	2,1mm	
Maksymalne odkształcenia betonu w dźwigarze	ekstensometr	0,045‰	0,10‰

### 8.4.3. Próba obciążeniowa mostu po wzmocnieniu

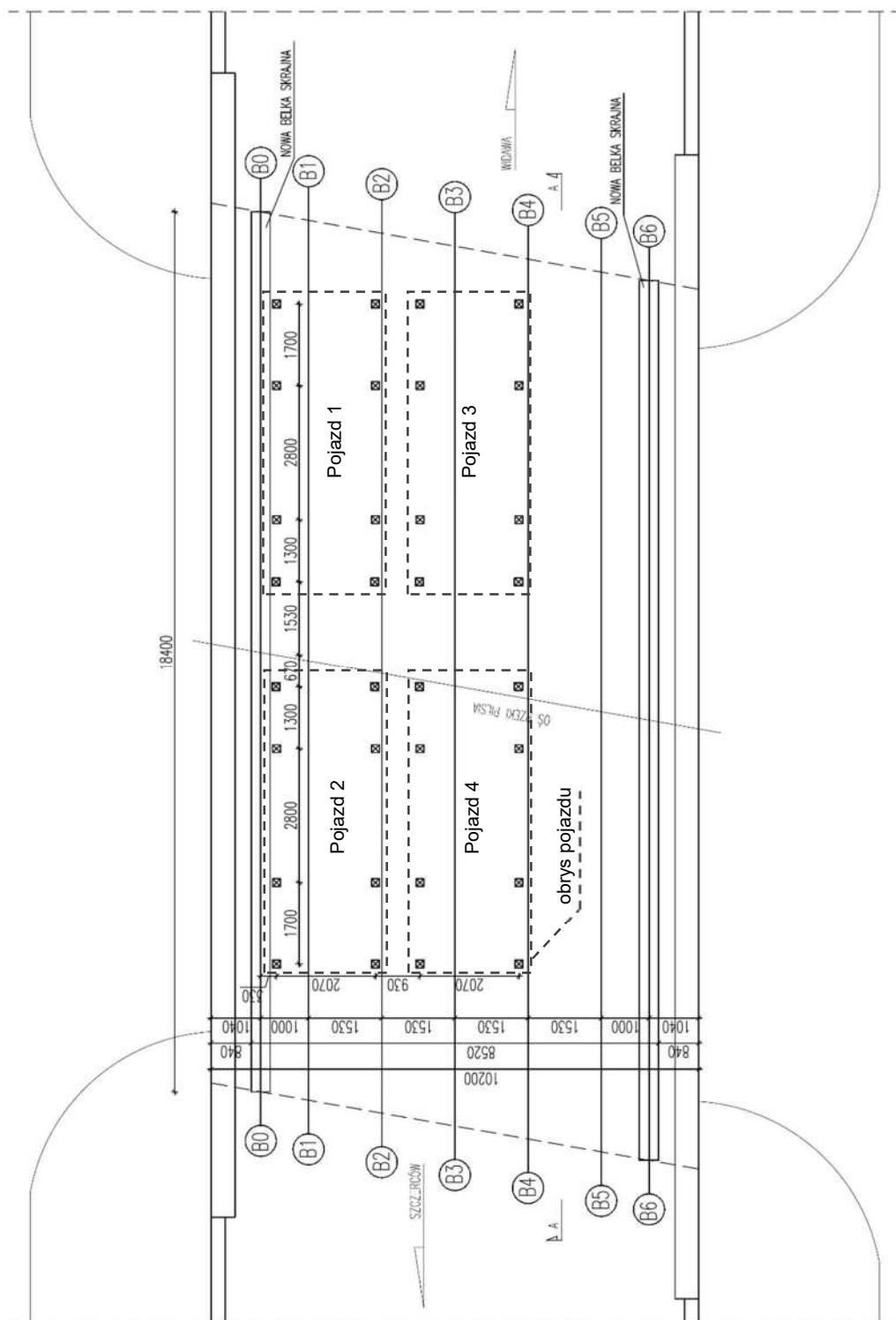
#### Przebieg próby obciążeniowej

Do statycznego próbnego obciążenia próbnego mostu wzmocnionego użyto czterech pojazdów Volvo FMX 8 x 6 o całkowitej masie 30 t każdy. Wartość obciążenia dobrano zgodnie z normą (PN, 1999), jako obciążenie wywołujące wyłączenie konstrukcji w zakresie 75% - 100% obliczeniowej nośności. Obciążenie przekazywane na powierzchnię mostu przez każdy z pojazdów miało postać ośmiu sił skupionych odpowiadającym 4 osiom o rozstawie kół równym 2,07 m. Rozstawy podłużne osi pojazdu mierzone od tylnej osi wynosiły odpowiednio: 1,37 m, 2,07 m i 2,095 m. Rozstaw punktów przyłożenia obciążenia oraz wartości nacisków poszczególnych osi przedstawiono na rysunku 8.49.



Rysunek 8.49. Charakterystyka obciążenia pojazdem Volvo FMX 8 x 6.

Most obciążano w czterech etapach, umieszczając na moście kolejno cztery pojazdy. Docelowe rozmieszczenie obciążenia przedstawiono na rysunku 8.50. Pojazdy ustawiono przy zachodniej krawędzi jezdni, w taki sposób że skrajne koła pojazdów znalazły się w odległości 0,33 m od osi skrajnego dźwigara B0 oraz 0,67 m od osi pierwszego wzmocnionego dźwigara B1.



Rysunek 8.50. Rozmieszczenie obciążenia 4 pojazdami na moście.

Pomiar zerowy wykonano, gdy na moście nie znajdowały się żadne pojazdy. Wykonywano również wizualną ocenę stanu dolnej powierzchni płyty pomostu, bocznych i dolnych powierzchni wszystkich dźwigarów i poprzecznic mostu.

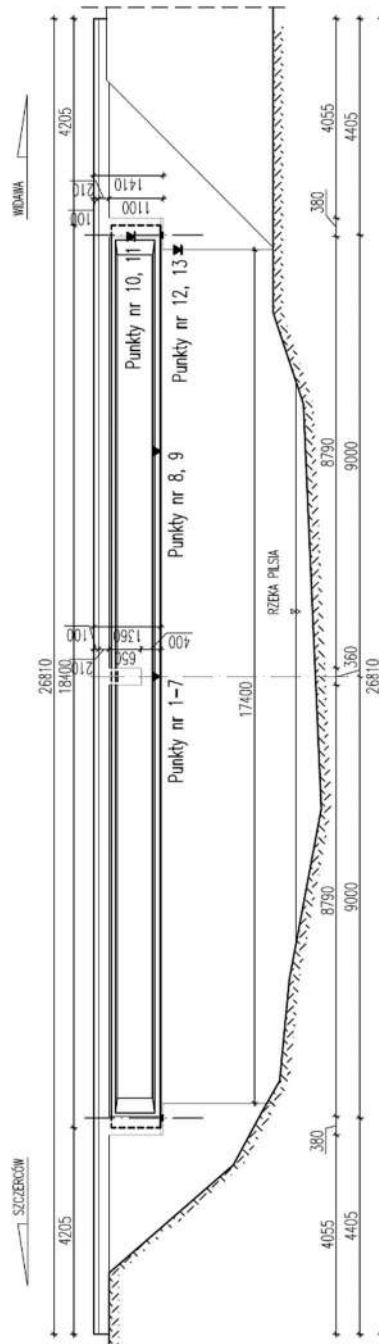
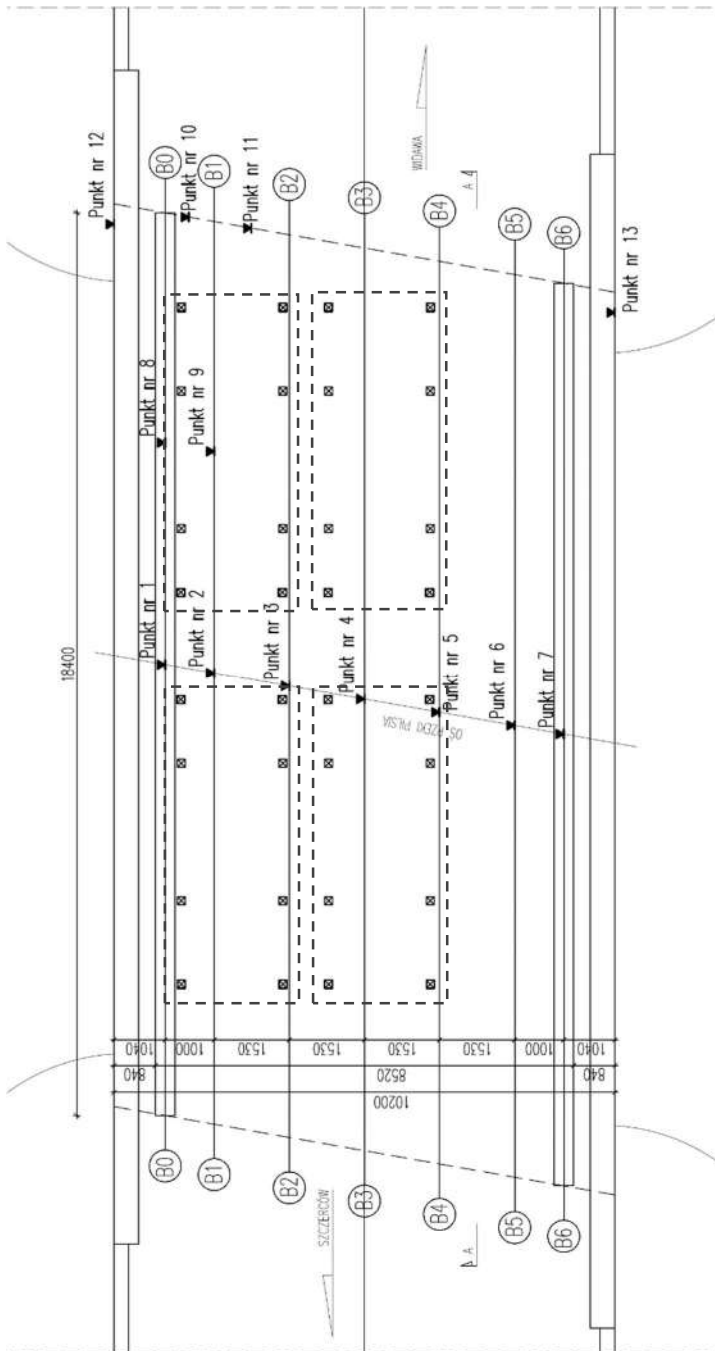
Pierwszy pojazd wjechał na most z prędkością 0,5 m/s i stanął przy zewnętrznej krawędzi jezdni (rys. 8.50). Po 15 minutach od zatrzymania pojazdu na moście wykonano pomiar kontrolny nr 1. Pomiar obejmował serię odczytów wykonywanych co 15 minut, do momentu ustabilizowania się odczytów, jednak w liczbie nie mniejszej niż trzy pomiary. Za stabilizację pomiarów uznawano spadek różnicy między kolejnymi odczytami poniżej 2% ostatniego wyniku. Po ustabilizowaniu się odczytów wykonano oględziny dolnych powierzchni płyty pomostu i belek.

Przed kolejną serią pomiarów na most wjechał drugi pojazd, usytuowany w linii z pierwszym pojazdem. Po 15 minutach od wjazdu drugiego pojazdu wykonano identyczną procedurę pomiaru kontrolnego, jak w przypadku pierwszego pojazdu. Taką samą procedurę pomiarów powtórzono przy trzecim i czwartym pomiarze kontrolnym (po wjeździe na most kolejno trzeciego i czwartego pojazdu). Po czwartym pomiarze kontrolnym wszystkie pojazdy opuściły most, a następnie po 15 wykonano końcowy pomiar kontrolny na odciążonej konstrukcji mostu.

### **Metodologia pomiarów**

Podczas próby obciążeniowej wzmocnionego mostu prowadzono pomiary ugięć dźwigarów, przemieszczeń poziomych oraz odkształceń betonu. Pomiary wykonywano w środku rozpiętości każdego z dźwigarów, w 1/4 rozpiętości oraz nad podporą skrajnego, nowo wzniesionego dźwigara (B0) oraz oryginalnego, wzmocnionego dźwigara (B1), a także na północnym przyczółku mostu. Pomiary prowadzono następującymi metodami:

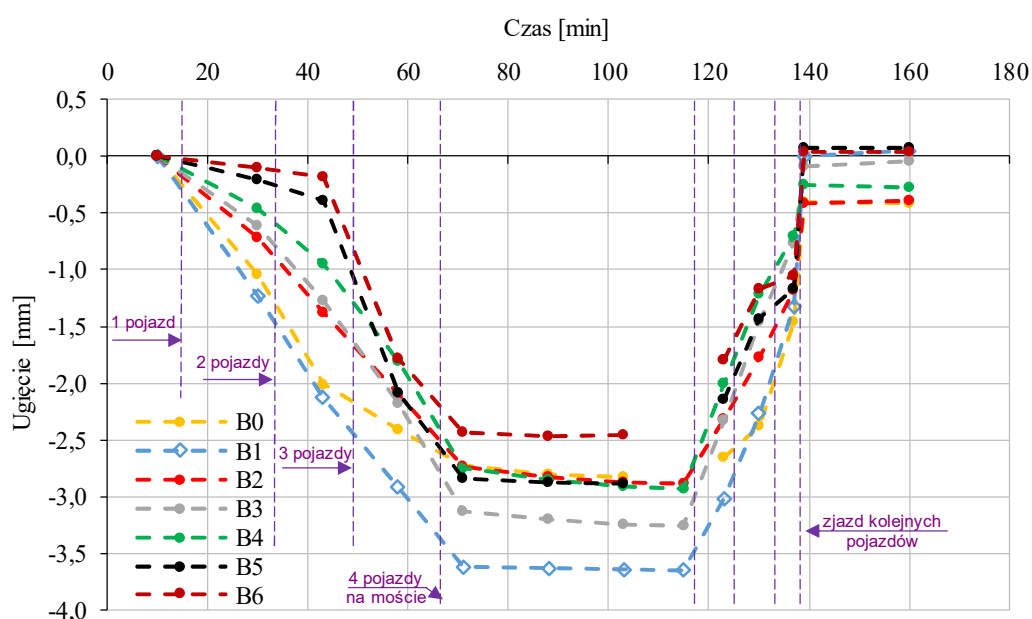
- przemieszczenia pionowe (ugięcia) mierzono w środku rozpiętości każdego dźwigara, od B0 do B6 (punkty pomiarowe nr 1 do 7) oraz w 1/4 rozpiętości dźwigarów B0 i B1 (punkty pomiarowe 8 i 9), rejestrowano przy użyciu czujników zegarowych zamocowanych do statywów. Jako podparcie dla statywów wykorzystano pomost roboczy rozstawiony pod mostem, na wysokości ok. 0,5 m nad powierzchnią wody w rzece (rys. 8.51). Dodatkowo, w punkcie pomiarowym nr 2 mierzono ugięcia dźwigara B1 przy użyciu interferometru laserowego Lasertex HPI-3D.
- przemieszczenia poziomych północnej poprzecznicy mostu (punkty pomiarowe 9 i 10) w kierunku środka rozpiętości mostu rejestrowano za pomocą czujników zegarowych.
- osiadania przyczółka (punkty pomiarowe 12 i 13) mierzono metodą niwelacji precyzyjnej.
- odkształcenia betonu na bocznej powierzchni dolnej półki dźwigara B1 mierzono w środku jego rozpiętości (punkt pomiarowy nr 2) za pomocą ekstensometru nasadowego o bazie 1287 mm oraz czujnika wiropądowego.
- odkształcenia taśm CFRP na dolnej powierzchni dźwigara B1 mierzono w środku jego rozpiętości (punkt pomiarowy nr 2) za pomocą czujników tensometrycznych.



Rysunek 8.51. Lokalizacja punktów pomiarowych na wzmocnionym moście (rzut oraz przekrój pionowy).

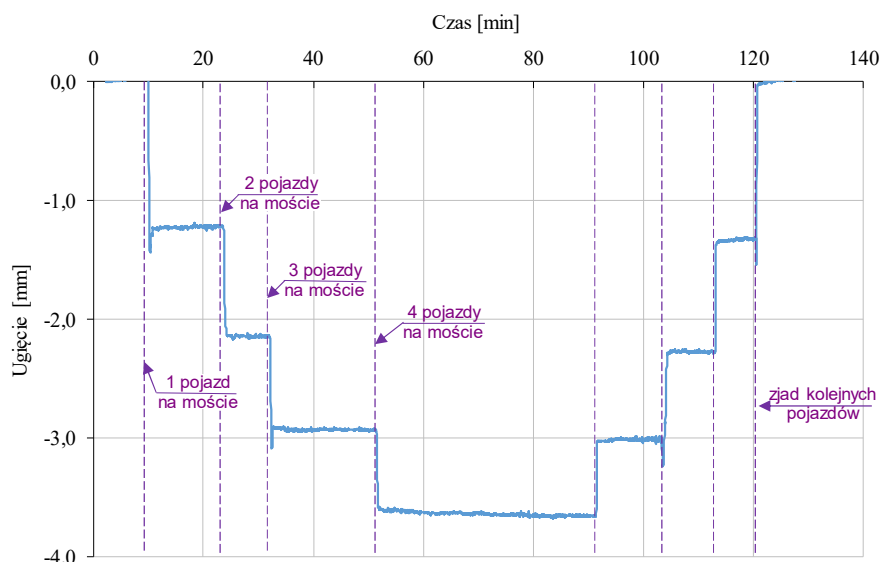
## Wyniki pomiarów

Wyniki pomiarów ugięć dźwigarów B0 – B6 w środku rozpiętości mierzone przy użyciu czujników zegarowych w trakcie trwania całej próby obciążeniowej mostu kolejnymi pojazdami przedstawiono na rysunku 8.52. Ugięcia dźwigarów wzrastały liniowo podczas wjazdu na most kolejnych pojazdów, aż do osiągnięcia maksimum pod pełnym obciążeniem. Wyjątek stanowiły dźwigary B5 i B6, usytuowane po przeciwnej stronie mostu w stosunku do pierwszego rzędu pojazdów, których ugięcia znacząco wzrosły dopiero po wjeździe na most drugiego rzędu pojazdów, oraz dźwigar B0, który (w przeciwieństwie do B5 i B6) doznał proporcjonalnie większych ugięć podczas wjazdu pierwszych dwóch pojazdów. Maksymalne ugięcia dźwigarów pod obciążeniem czterema pojazdami, (co odpowiadało ciężarowi 120 t) wyniosły od 3,6 mm dla dźwigara B1 do 2,5 mm dla dźwigara B6. Podczas zjazdu kolejnych pojazdów z mostu, ugięcia we wszystkich dźwigarach zmniejszały się liniowo. Po całkowitym odciążeniu mostu dźwigary wykazały ugięcie nie przekraczające 0,5 mm.



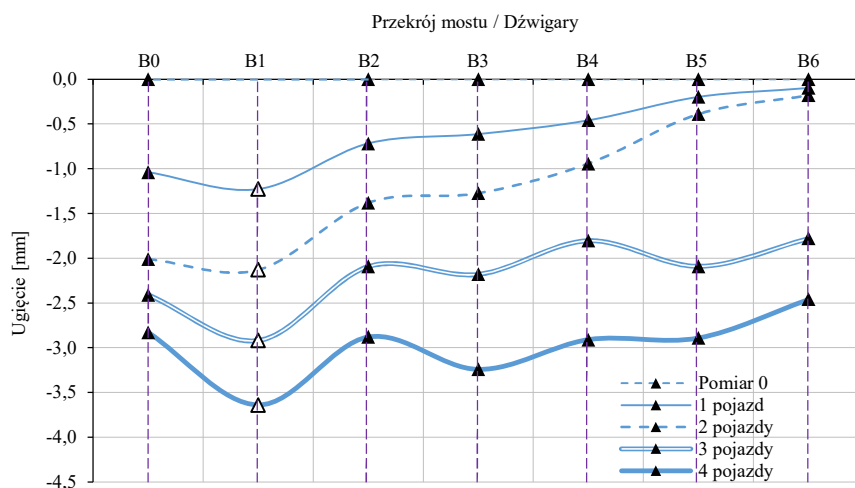
Rysunek 8.52. Ugięcia dźwigarów B0 – B6 w środku rozpiętości podczas próby obciążeniowej.

Wyjątek w pomiarach wykazał czujnik zegarowy w punkcie pomiarowym 2 na dźwigarze B1, który zablokował się podczas badania i podawał niewłaściwe odczyty. Na wykresach ugięć wyniki odpowiadające temu punktowi zastąpiono wynikami pomiarów ugięć z interferometru laserowego zarejestrowanymi w trakcie tych samych pomiarów kontrolnych (dla odróżnienia zaznaczone innym znacznikiem serii na wykresie). Całość pomiarów ugięć dźwigara B1 zarejestrowanych interferometrem laserowym w sposób ciągły podczas trwania próby obciążeniowej przedstawiono na rysunku 8.53.



Rysunek 8.53. Ugięcia dźwigara B1 w środku rozpiętości zarejestrowane interferometrem laserowym.

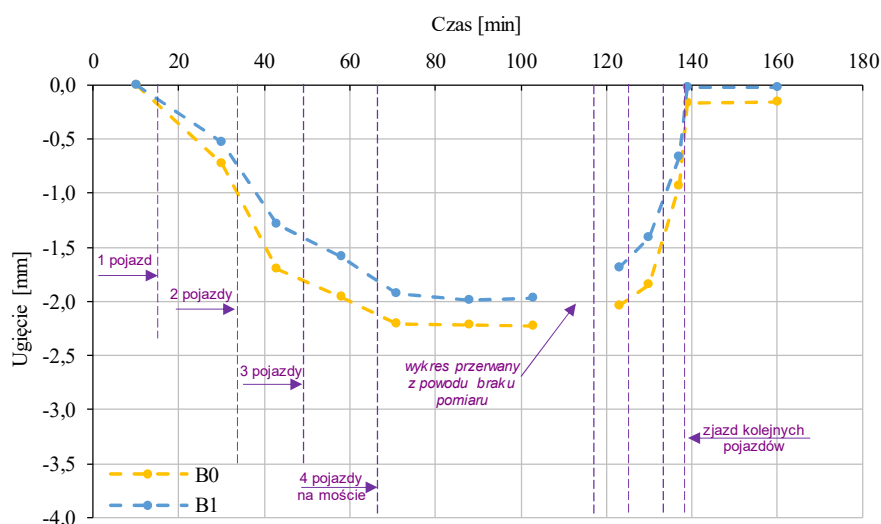
Wyniki pomiarów ugięć w środku rozpiętości dźwigarów wzdłuż przekroju poprzecznego mostu przedstawiono na rysunku 8.54. Pomiar potwierdza stopniowy przyrost ugięć przekroju poprzecznego mostu dla kolejnych poziomów obciążenia oraz większy wzrost ugięć od strony bardziej obciążonej krawędzi mostu (dźwigary B0 – B2). Na uwagę zasługuje fakt, iż skrajny dźwigar B0 wykazywał mniejsze ugięcia maksymalne (2,8 mm) niż sąsiadujące dźwigary B1 oraz B2 (odpowiednio 3,6 mm i 3,0 mm), co było spowodowane usytuowaniem wypadkowego obciążenia bliżej dźwigarów B1 i B2 niż B0. Drugim powodem mniejszych ugięć była znacząco większa sztywność dźwigara B0 o przekroju prostokątnym w porównaniu z pozostałymi dźwigarami o przekrojach dwuteowych



Rysunek 8.54. Ugięcia dźwigarów B0 - B6 wzdłuż poprzecznego przekroju mostu.

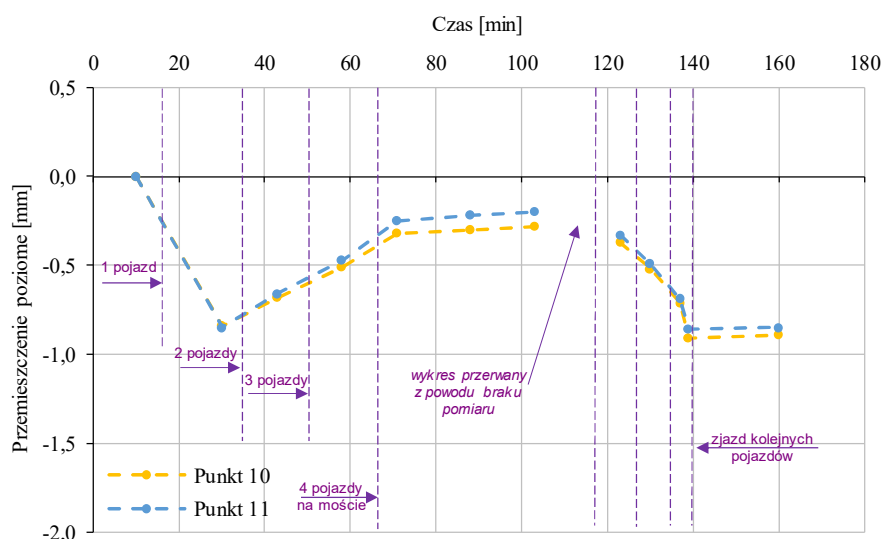
Pomiar ugięć dźwigarów B0 oraz B1 w 1/4 rozpiętości przedstawiono na rysunku 8.55. Ugięcia rosły wprost proporcjonalnie do wzrostu obciążenia wraz z wjazdem kolejnych pojazdów i osiągnęły maksymalne wartości 2,2 mm dla dźwigara B0 oraz 2,0 mm dla dźwigara B1. W przeciwieństwie do odczytów ugięć w środku rozpiętości, skrajny dźwigar B0 wykazał większe ugięcie w 1/4 rozpiętości niż przedskrajny B1 podczas całej próby obciążeniowej.





Rysunek 8.55. Ugięcia dźwigarów B0 i B1 w 1/4 rozpiętości.

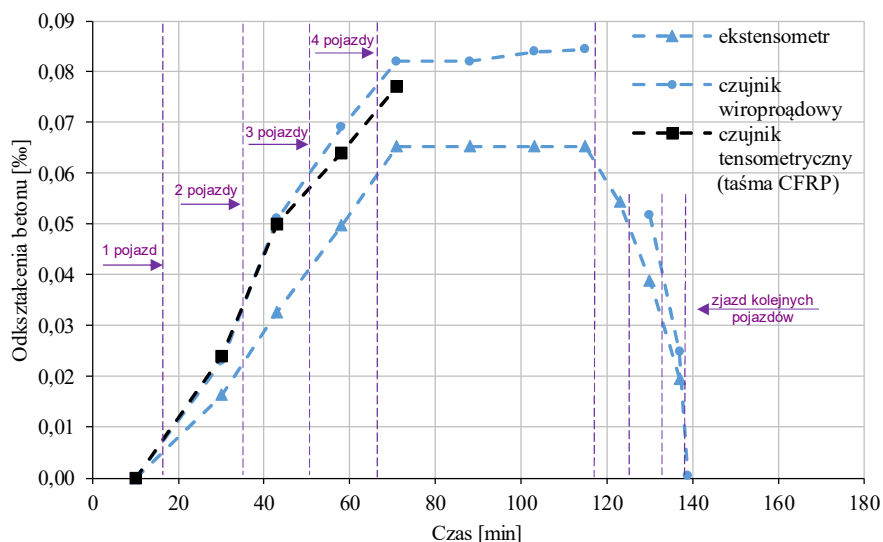
Na rysunku 8.56 przedstawiono wyniki pomiarów poziomych przemieszczeń skrajnej poprzecznicy mostu mierzone przy użyciu czujników zegarowych w punktach pomiarowych nr 10 i 11, w pobliżu dźwigarów B0 i B1. Pomiary przemieszczeń wykazały nieregularne wartości zależnie od położenia pojazdu na moście. Największe wartości przemieszczeń zarejestrowano po wjeździe pierwszego pojazdu na most, natomiast wjazd kolejnych pojazdów skutkowało spadkiem wartości przemieszczeń. Maksymalna wartość przemieszczenia wyniosła 0,9 mm. Po usunięciu wszystkich pojazdów z mostu zarejestrowane trwały przemieszczenia o jednakowej wartości jak podczas pierwszego pomiaru kontrolnego. Taki stan oznacza, że most doznał niewielkich trwałych przemieszczeń na podporach przesuwnych.



Rysunek 8.56. Przemieszczenia poziome przyczółka mostu.

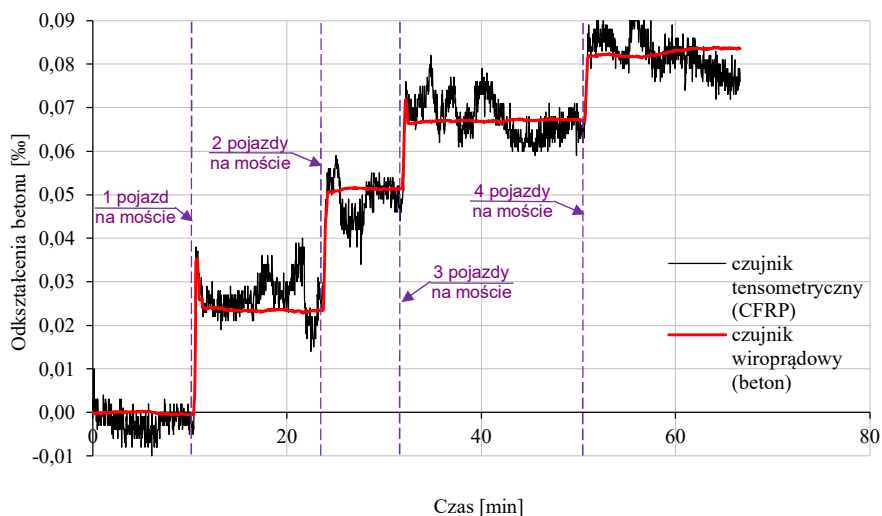
Odkształcenia betonu zarejestrowane przy użyciu czujnika zegarowego i czujnika wiroprowadowego w punkcie pomiarowym nr 2 oraz odkształcenia taśmy CFRP zmierzone czujnikiem tensometrycznym przedstawiono na rysunku 8.57. Wartości odkształceń rosły liniowo podczas wjazdu na most kolejnych pojazdów, aż do osiągnięcia maksymalnych wartości pod maksymalnym obciążeniem. Odkształcenia mierzone ekstensometrem nasadowym umieszczonym w środku wysokości

dolnej półki dźwigara (na poziomie kabli sprężających) wskazały maksymalną wartość wynoszącą 0,066‰. Odkształcenia zarejestrowane przy użyciu czujnika wiroprowadowego umieszczonego w najniższym punkcie bocznej powierzchni dźwigara (na warstwie torkretu) wykazały nieznacznie wyższe wartości odkształceń o wartości maksymalnej równej 0,084‰. Odkształcenia taśmy CFRP zarejestrowane czujnikiem tensometrycznym wykazały niemal identyczny przebieg w czasie z maksymalną wartością równą 0,077‰. Pomiary te zakończono na czwartym pomiarze kontrolnym. Po usunięciu pojazdów z mostu wartości odkształceń mierzonych na dwóch pozostałych czujnikach spadły w całości do 0, co oznacza że nie wystąpiły trwałe deformacje mostu.



Rysunek 8.57. Odkształcenia betonu zmierzone w punkcie pomiarowym nr 2 (dźwigar B1).

Pomiar odkształceń betonu przy użyciu czujnika wiroprowadowego oraz odkształceń taśmą CFRP przy użyciu czujników tensometrycznych miały charakter ciągły. Ich pełen przebieg podczas obciążania konstrukcji mostu przedstawiono na rysunku 8.58. Zauważalny jest bardzo równomierny przyrost odkształceń taśmą CFRP oraz betonu mierzonych w pobliżu dolnej powierzchni dźwigara w trakcie kolejnych etapów próby obciążeniowej. Odkształcenia betonu oraz taśmą CFRP przyrastały równomiernie o wartości 0,02‰ po każdym kolejnym kroku obciążenia. Zmiany następowały skokowo podczas wjazdu pojazdów na most, a następnie stabilizowały się na tym samym poziomie.



Rysunek 8.58. Pomiar ciągły odkształceń betonu i taśmą CFRP podczas próby obciążeniowej.

### Podsumowanie próby obciążeniowej

Zestawienie wyników próby obciążeniowej przedstawiono w tabeli 8.18. Na podstawie zebranych wyników można stwierdzić, że spełniają one warunki próbnego obciążenia. Maksymalne ugięcia mostu pod obciążeniem 120 t wyniosły 3,6 mm i tym samym nie przekroczyły wartości 9,3 mm obliczonej przy użyciu modelu numerycznego. Trwałe odkształcenia powstałe w wyniku maksymalnego obciążenia mostu nie przekroczyły wartości 0,5 mm, co stanowiło znacznie mniejszą wartość niż dopuszczalne 20% maksymalnego ugięcia. Na uwagę zasługuje fakt, że zaobserwowano duże rozbieżności między wartościami pomierzonymi i wartościami obliczonymi. Przyczyną tych rozbieżności jest wyższa sztywność rzeczywistej konstrukcji mostu w porównaniu z modelem, na którą wpływ miały dodatkowe warstwy wykończenia płyty pomostu (żelbetowe kapy chodnikowe) oraz balustrady stalowe wykonane z elementów rurowych o bardzo dużych przekrojach. Elementy te nie stanowiły elementów ustroju nośnego, w związku z czym nie zostały uwzględnione w obliczeniach nośności i ugięć. Rozbieżności między rzeczywistą konstrukcją mostu a modelem obliczeniowym pozostają po stronie bezpiecznej,

Maksymalne odkształcenia betonu w środku rozpiętości dźwigara B1 wyniosły 0,084‰, co stanowi wartość bezpieczną, poniżej dopuszczalnej wartości 0,1‰. Osiadanie podpór i przemieszczenia na łożyskach skrajnej belki były obustronnie równomierne, a ich zachowanie miało charakter sprężysty. Podczas próby nie zaobserwowano powstawania rys w betonie, ani innych deformacji elementów konstrukcji mostu.

Tabela 8.18. Podsumowanie wyników próby obciążeniowej

Pomiar	Metoda	Wartość pomiaru	Wartość dopuszczalna
Maksymalne ugięcie mostu w środku rozpiętości	czujniki laserowy	3,6 mm	9,3 mm
Maksymalne odkształcenia betonu w dźwigarze	ekstensometr	0,066‰	0,10‰
	czujnik wiroprowadowy	0,084‰	

## 8.5. Podsumowanie prac na moście

Przedstawione w niniejszym rozdziale prace przeprowadzone na moście we Wsi Szczercowskiej objęły analizę obliczeniową nośności mostu przed i po wzmocnieniu, przygotowanie konstrukcji do wykonania wzmocnienia, wykonanie wzmocnienia na zginanie oraz na ścinanie wraz z pomiarami kontrolnymi oraz przeprowadzenie próby obciążeniowej przed oddaniem wzmocnionego mostu do użytku. Rezultaty prac podsumowują przedstawione poniżej wnioski:

- Nośności na zginanie obliczone według norm (PN, 1991), (EN, 2011c) wykazały bardzo niski zapas nośności mostu przed wzmocnieniem, wynoszący jedynie 4% w przypadku obliczeń wg (PN, 1991), co stanowiło jednoznaczne wskazanie na konieczność wykonania wzmocnienia ma zginanie. Obliczenia nośności dźwigarów po wzmocnieniu wykazały iż wzmocnienie skutkuje uzyskaniem zapasu nośności wynoszącego od 18% (wg PN, 1991) do 29% (wg EN, 2011c). Wyniki te potwierdziły prawidłowy dobór parametrów wzmocnienia dla przedmiotowej konstrukcji mostowej.
- Obliczenia nośności na ścinanie dźwigarów mostowych wykonane według norm (PN, 1991), (EN, 2011c) wykazały niedobór nośności na ścinanie wynoszący maksymalnie 143,8 kN (73%) wg (PN, 1991) oraz 218,8 kN (147%) wg (EN, 2011c) w najbardziej wyęźzonych przekrojach. Niedobory nośności świadczyły o konieczności wykonania wzmocnienia na ścinanie. Obliczenia nośności dźwigarów po wzmocnieniu wykazały iż wzmocnienie skutkuje uzyskaniem zapasów nośności wynoszących 178,3 kN (34%) wg (PN, 1991) oraz 103,3 kN (22%) wg (EN, 2011c) w najbardziej wyęźzonych przekrojach. Wyniki te potwierdziły prawidłowy dobór parametrów wzmocnienia dla przedmiotowej konstrukcji mostowej.
- Przygotowanie dźwigarów mostowych do wzmocnienia było wieloetapowe, wymagało wykonania reprofilacji, montażu betonowych bloków wypełniających oraz stalowych okuc kotwiących. Do wykonania prac niezbędny był stały dostęp do dolnych powierzchni dźwigarów z podestów roboczych. Poszczególne etapy były pracochłonne i czasochłonne, jednak nie wymagały znacznej ingerencji w strukturę wzmacnianych dźwigarów i nie naruszały bezpieczeństwa konstrukcji.
- Przeprowadzenie wzmocnienia na zginanie było stosunkowo szybkie i nie wymagało ciężkiego sprzętu ani licznego personelu, co stanowi zaletę w przypadku praktycznych aplikacji na obiektach infrastruktury drogowej. Zastosowane urządzenia sprężająco-kotwiące były stosunkowo lekkie i łatwe w montażu oraz obsłudze. Cały proces wzmocnienia był z skutecznie przeprowadzony przez 3 osoby, z wyjątkiem przeniesienia taśmy z klejem ze stołu roboczego na powierzchnię dźwigara wymagającego większej liczby osób. Naprężenie pojedynczej taśmy CFRP i jej zakotwienie metodą gradientową trwało ok. 3 godziny, co w praktyce pozwoliło wykonać do 3 wzmocnień w ciągu jednego dnia roboczego. Bezpośrednio po zakończeniu procedury wzmocnienia możliwy był demontaż wszystkich urządzeń sprężająco-kotwiących.
- Wykonanie oplotów przy użyciu odcinków mat kompozytowych było bezproblemowe w wykonaniu i wymagało zastosowania jedynie prostych narzędzi ręcznych. Oploty przyklejano bezpośrednio po zakończeniu wzmocnienia na zginanie przy użyciu naprężonych taśm CFRP, w tym samym dniu roboczym.
- Prawidłowe przygotowanie podłoża i zastosowanie materiału wysokiej jakości do reprofilacji jest kluczowe dla właściwego wykonania wzmocnienia metodą gradientową. Siła sprężająca przekazywana jest z taśm CFRP na podłoże betonowe na małej powierzchni, o długości 30 cm

i szerokości 10 cm dla każdego stopnia redukcji siły taśmie na kolejnych odcinkach zakotwienia gradientowego).

- W rezultacie przeprowadzonych prac wzmocniono dźwigary mostowe na zginanie 10 taśmami CFRP naprężonymi siłą 120 kN i zakotwionymi metodą gradientową, oraz wzmocniono na ścinanie wykonując łącznie 90 oplotów typu U-wrap z mat CFRP, co stanowiło realizację jednego z podstawowych celów programu badawczego.
- Próba obciążeniowa przeprowadzona po wzmocnieniu mostu potwierdziła iż konstrukcja spełnia warunki dopuszczenia do użytkowania określone w projekcie próbnego obciążenia. Uzyskane ugięcia maksymalne konstrukcji (3,6 mm) były ponad dwukrotnie niższe od dopuszczalnych (9,0 mm), natomiast maksymalne odkształcenia betonu dźwigarów (0,084‰) były o 16% niższe od dopuszczalnych (0,10‰).



## 9. Podsumowanie i wnioski końcowe

### 9.1. Realizacja celów pracy i wnioski

Celem głównym pracy było wykonanie pierwszego na świecie wzmocnienia konstrukcji mostu przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP z zastosowaniem innowacyjnej metody wzmocnienia, w której kompozyty przyklejone są metodą gradientową, na konstrukcji mostu będącego w czynnej eksploatacji. Cel ten został w pełni zrealizowany poprzez wzmocnienie mostu w Szczercowskiej Wsi przy użyciu 10 taśm kompozytowych.

Celem analizy stanu wiedzy było określenie wpływu parametrów takich jak: stopień zbrojenia stalowego ( $\rho_s$ ), sprowadzony stopień zbrojenia kompozytowego ( $\rho_{f,eq}$ ) i poziom wstępnego naprężenia kompozytu określony odkształceniami wstępnymi ( $\varepsilon_{fp}$ ) na skuteczność wzmocnień konstrukcji żelbetowych i sprężonych przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP. Wnioski z analizy pozwoliły stwierdzić iż najistotniejszym parametrem wzmocnień czynnych jest poziom wstępnego naprężenia zbrojenia kompozytowego. Zwiększenie siły sprężającej w kompozycie ma pozytywny wpływ nie tylko na poprawę nośności wzmocnianego elementu, ale przede wszystkim na warunki użytkowalności. Przyrost stopnia wzmocnienia w odniesieniu do zarysowania ( $\Delta\eta_{cr}$ ) był nawet 4-krotnie większy niż przyrost stopnia wzmocnienia w odniesieniu do nośności ( $\Delta\eta_u$ ) w odpowiadających elementach różniących się jedynie poziomem wstępnego naprężenia kompozytu ( $\varepsilon_{fp}$  od 2,4‰ do 8,1‰).

Przygotowanie elementów badawczych w laboratorium EMPA zakończyło się w pełni udaną rekonstrukcją dwóch dźwigarów mostowych typu WBS z fragmentami płyt pomostu, identycznymi do konstrukcji mostu w Szczercowskiej Wsi. Podczas realizacji programu badawczego opracowano metodologię przygotowania dźwigarów do wzmocnienia, obejmującą:

- hydromonitoring dolnej powierzchni dźwigara metodą water-jet,
- reprofilacja dolnej powierzchni dźwigara przy użyciu zaprawy mineralnej typu PCC nakładanej metodą torkretowania na sucho,
- montaż betonowych bloków wypełniających w miejscu oplotów z mat CFRP,
- wykonanie otworów lub gniazd do zakotwienia oplotów,
- szlifowanie i wyoblenie powierzchni w miejscu przyklejenia zbrojenia kompozytowego,
- instalacja tymczasowych, stalowych obejm do montażu urządzeń sprężających bez ingerencji w strukturę kablobetonowego dźwigara.

Metodę z powodzeniem zastosowano zarówno w badaniach laboratoryjnych, jak i przy wzmocnieniu dźwigarów mostowych. Dźwigar laboratoryjny skutecznie wzmocniono na zginanie przy użyciu naprężonych taśm CFRP aplikowanych metodą gradientową oraz na ścinanie przy użyciu oplotu z mat CFRP. Dźwigar referencyjny oraz wzmocniony poddano badaniom nośności na zginanie oraz na ścinanie. Wnioski z przeprowadzonych badań można określić następująco:

- Wyniki badań doświadczalnych dowodzą, że wzmocnienie dźwigara przy użyciu naprężonych taśm CFRP oraz oplotów z mat CFRP skutkowało wzrostem nośności na zginanie o 21%, wzrostem momentu rysującego o 12%, oraz redukcją ugięć o 61%, przy porównywalnych poziomach obciążenia. Świadczy to o bardzo wysokiej efektywności wzmocnienia, biorąc od uwagę niewielki przekrój zastosowanych kompozytów w odniesieniu do gabarytów wzmocnianej konstrukcji.
- Nośności na zginanie obliczone zgodnie z normami (PN, 1991), (EN, 2011c) były niższe niż uzyskane w badaniach doświadczalnych, mimo przeprowadzenia obliczeń z zastosowaniem

współczynników częściowych obciążeń oraz współczynników materiałowych równych 1,0, tzn. na wartościach charakterystycznych. Nośności dźwigara niewzmocnionego i wzmocnionego uzyskane na podstawie badań były odpowiednio o 36% i 37% wyższe niż obliczone zgodnie z (PN, 1991) oraz o 19% i 25% wyższe niż obliczone zgodnie z (EN, 2011c). Oznacza to że nośności uzyskane na podstawie obliczeń w przypadku obu norm były wyraźnie po stronie bezpieczniejszej w porównaniu z wynikami doświadczalnymi, przy czym obliczenia wg Polskiej Normy (PN, 1991) wskazały wyniki znacznie bardziej zachowawcze.

- Obliczenia granicznych odkształceń zbrojenia CFRP skutkujących odspojeniem zbrojenia wg metodologii *fib Bulletin 90* (fib, 2019), wykonane na podstawie dokładnej analizy przekrojowej, wykazały iż do odspojenia taśm CFRP powinno dojść przy obciążeniu na poziomie pomiędzy  $F = 4 \times 197 \text{ kN}$  a  $F = 4 \times 207 \text{ kN}$  i odpowiadającym odkształceniom całkowitym w taśmach CFR na poziomie  $\varepsilon_{f,tot} = 10,2 - 12,3\%$ . W badaniach doświadczalnych nie zaobserwowano jednak oznak odspojenia kompozytu przed zerwaniem. Przyczyną takich rozbieżności jest niedoszacowanie odkształceń w przekroju podczas stosowania klasycznej analizy przekroju opartej o zasadę płaskich przekrojów, a także niewystarczające dostosowanie modelu obliczeniowego (fib, 2019) do specyficznego rodzaju przekroju sprężonego, jakim jest wielkoskalowy dźwigar mostowy.
- Obliczenia nośności na ścinanie dźwigarów laboratoryjnych przeprowadzone zgodnie z metodologiami normowymi (PN, 1991), (EN, 2011c) wskazywały na niedobór nośności na ścinanie w strefie przypodporowej przed wzmocnieniem (przy poziomie obciążeń odpowiadającym nośności dźwigara niewzmocnionego na zginanie), a co za tym idzie konieczność wykonania wzmocnienia. Udział zbrojenia kompozytowego w przenoszeniu sił poprzecznych, tzn. przyrost nośności na ścinanie na skutek wzmocnienia obliczony wg *fib Bulletin 90* (fib, 2019) potwierdził zgodność wzmocnienia dla przyjętego poziomu obciążeń w badaniach nośności na zginanie. Natomiast przy poziomie obciążeń uzyskanych w badaniu nośności na ścinanie obliczenia wskazywały na niedobór nośności, co nie zostało potwierdzone w badaniach.
- Nośność na ścinanie dźwigara bez zbrojenia kompozytowego obliczona w oparciu o dokładny model (Mari i inni, 2016) uwzględniający wszystkie zjawiska wpływające na przenoszenie sił poprzecznych w przekroju żelbetowym i sprężonym osiągnęła wartości zgodne z obserwacjami z badań. Obliczona nośność była odpowiednio o 87% i 147% wyższa niż wynikająca z obliczeń normowych oraz o 48% wyższa od maksymalnej siły poprzecznej uzyskanej w badaniu nośności na ścinanie, co potwierdza brak oznak zniszczenia na ścinanie. Świadczy to o zdecydowanie większej zgodności modelu obliczeniowego (Mari i inni, 2016) w porównaniu z obliczeniami normowymi dla szczególnego przypadku, jakim jest mostowy dźwigar sprężony.

W oparciu o wynik badań doświadczalnych przeprowadzono pionierską aplikację wzmocnienia mostu w Szczercowskiej Wsi będącego w ciągłej eksploatacji. Podczas wzmocnienia zastosowano metodologię przygotowania konstrukcji oraz sposób wzmocnienia opracowane podczas realizacji programu badań własnych.

Na podstawie powyższego podsumowania można jednoznacznie stwierdzić, że cele postawione w pracy zostały zrealizowane, a teza mówiąca iż **wzmocnienie konstrukcji sprężonych przy użyciu naprężonych kompozytów CFRP aplikowanych innowacyjną, bezkrtwową metodą gradientową jest możliwe do wykonania oraz efektywne w zastosowaniu do istniejących obiektów mostowych** została w pełni udowodniona.



## 9.2. Kierunki dalszych badań

Badania własne przedstawione w pracy przebiegły pomyślnie i pozwoliły zrealizować wszystkie postawione cele. Jednakże na etapie badań laboratoryjnych i prac wdrożeniowych na moście zidentyfikowano obszary, w których wymagane jest poszerzenie stanu wiedzy o nowe kierunki badań, które powinny obejmować:

- Badanie wpływu podwyższonej temperatury (powyżej 80 st. Celsjusza) na proces wiązania dwuskładnikowego kleju do taśm CFRP na bazie żywicy epoksydowej. Poszerzona analiza tej tematyki jest niezbędna do dalszego rozwoju metody gradientowej i poprawy bezpieczeństwa jej aplikacji.
- Dalsze badania nad skutecznością reprofilacji powierzchni betonu przy użyciu zapraw mineralnych w celu uzyskania równego podłoża do przyklejenia naprężonych taśm CFRP. W programie badań własnych zbadano jedynie ograniczony zakres rodzajów zapraw i grubości warstw. Wymagane jest poszerzenie tego zakresu oraz badania nad możliwością zastosowania zbrojenia w warstwie zaprawy w przypadku wykonywania warstw o większej grubości.
- Analizę nośności na ścinanie konstrukcji betonowych i sprężonych z obecnością oraz bez obecności zbrojenia kompozytowego. Stosowane powszechnie normowe metody obliczeń dają bardzo zachowawcze wyniki i nie uwzględniają licznych zjawisk mających wpływ na nośność na ścinanie. Przyszłe badania w tym obszarze będą obejmowały nowatorskie rozwiązanie technologii sprężania przy użyciu cięgien węglowych Carbon Fiber Reinforce Polymer (CFRP) do sprężania wewnętrznego konstrukcji planowane do realizacji przez prof. dr hab. inż. Renatę Kotyń w Katedrze Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej w ramach wniosku na międzynarodowy projekt “Sustainable Application of Advanced CFRP for Super Durable Infrastructure” SUS-CFRP-SI złożonego w konkursie Visegrad Group (V4)-Japan Joint Research Program on Advanced Materials.



## Piśmiennictwo

1. (ACI, 2012) ACI (2012) *Guide test methods for Fiber-Reinforced Polymer (FRP) composites for reinforcing or strengthening concrete and masonry structures*. ACI 440.3R-12, American Concrete Institute, Michigan, USA.
2. (ACI, 2013) ACI (2013) *Guide to design and construction of externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix (FRCM) systems for repair and strengthening concrete and masonry structures*. ACI 549.4R, American Concrete Institute, Michigan, USA.
3. (ACI, 2017) ACI (2017) *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for Strengthening concrete structures*, ACI 440.2R-17, American Concrete Institute, Michigan, USA.
4. (Aire i inni, 2001) Aire C., Gettu J., Casas J. (2001) *Study of the compressive behavior of concrete confined by fiber reinforced composites*, The International Conference on Composites in Construction CCC 2001, Porto, Portugalia.
5. (Alkhrdaji, 2015) Alkhrdaji T. (2015) *Strengthening of concrete structures using FRP composites*, Building Blocks, STRUCTRE Magazine, C3 Ink.
6. (Al-Salloum, 2007) Al-Salloum Y.A. (2007) *Influence of edge sharpness on the strength of square concrete columns confined with FRP composite laminates*, Composites: Part B, Vol. 38, s. 640–50.
7. (Al-Salloum i inni, 2012) Al-Salloum Y.A., Elsanadedy H.M., Alsayed S.H., Iqbal R.A. (2012) *Experimental and numerical study for the shear strengthening of reinforced concrete beams using textile-reinforced mortar*, Journal of Composites for Construction, Vol. 16(1).
8. (Andrä, Maier, 2000) Andrä H.P., Maier M. (2000) *Post-strengthening with externally bonded prestressed CFRP strips*. IABSE Congress Report Vol. 16(7), s. 1507–1514
9. (Andrä i inni, 2002) Andrä H.P., König G., Maier M. (2002) *First applications of CFRP tendons in Germany*, IABSE Symposium Melbourne, Australia.
10. (Andrä i inni, 2005) Andrä H.P., Maier M., Peters H., Gusia P.J. (2005). *A new approach of bonded anchorages for CFRP prestressing tendons and cables*, Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures, Hong-Kong, Chiny, s. 45–54.
11. (AP, 2010a) AP Construction (2010) *AP UVM zaprawa naprawcza PCC – karta techniczna produktu*, Arnfried Pagel Construction.
12. (AP, 2010b) AP Construction (2010) *AP HKI warstwa szczepna i antykorozyjne zabezpieczenie stali zbrojeniowej – karta techniczna produktu*, Arnfried Pagel Construction.
13. (AP, 2013) AP Construction (2013) *AP EA-42.5 - Technisches Datenblatt*, Arnfried Pagel – Bautechnische Beratung und Produkte.
14. (Aram i inni, 2008) Aram R.M., Czaderski C., Motavalli M. (2008) *Effects of gradually anchored prestressed CFRP strips bonded on prestressed concrete beams*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 12 (1), s. 25–34.

15. (Arduini, Nanni, 1996) Arduini M., Nanni A. (1996) *Behavior of pre-cracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 1 (2), s. 63–70.
16. (Awani i inni, 2017) Awani O., El-Maaddawy T., Ismail N. (2017) *Fabric-reinforced cementitious matrix: A promising strengthening technique for concrete structures*, Construction and Building Materials, Vol. 132, s. 94–111.
17. (Banibayat, Patnaik, 2014) Banibayat P., Patnaik A. (2014) *Variability of mechanical properties of basalt fiber reinforced polymer bars manufactured by wet-layup method*, Materials and Design, Vol. 56, s. 898–906.
18. (Bank i inni, 2003) Bank L.C., Gentry T.R., Thompson B.P., Russel J.S. (2003) *A model specification for composites for civil engineering structures*, Construction and Building Materials, Vol. 17, s. 405–437.
19. (Barros, 2016) Barros J.A.O. (2016) *FRP Training Course: Reinforcing and strengthening of structures with FRP reinforcement. Shear strengthening design*, Ghent, Belgium.
20. (Barros, Fortes, 2005) Barros J.A.O., Fortes A.S. (2005) *Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits*, Journal of Cement and Concrete Composites, Vol. 27(4), s. 471–480.
21. (Barros, Dias 2006) Barros J.A.O., Dias S.J.E. (2006) *Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams*, Cement and Concrete Composites, Vol. 28(3), s. 276–292.
22. (Barros i inni, 2007) Barros J.A.O., Dias S.J.E., Lima J.L.T. (2007) *Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams*, Cement and Concrete Composites, Vol. 29(3), s. 203–217.
23. (Barros, Kotynia, 2008) Barros J.A.O., Kotynia R. (2008) *Possibilities and challenges of NSM for the flexural strengthening of RC structures*, Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE 2008, Zurich, Szwajcaria.
24. (Bartosik i inni, 2014) Bartosik T., Krajewski W., Sadurski B., Wodyński R. (2014) *Wzmocnienie podpór wiaduktu nad autostradą A4 w miejscowości Magnuszowice*, Mosty 1/2014, s. 40–42.
25. (BBRV, 2010) Stahlton AG (2010) *Drahtspannsystem Stahlton-BBRV mit Verbund: Technische Dokumentation*, Riessbachstrasse 57, CH-8034 Zurich, Szwajcaria.
26. (Benmokrane i inni, 2002) Benmokrane B., Wang P., Ton-That T., Rahman H., Robert J. (2002) *Durability of glass fibre reinforced polymer reinforcing bars in concrete environment*, Journal of Composites for Construction, Vol. 6(2), s. 143–153.
27. (Benmokrane i inni, 2006) Benmokrane B., Wang P., Pavate T., Robert M. (2006) *Durability of FRP composites for civil infrastructure applications, Chapter 12*, Durability of FRP composites for civil infrastructure applications, Whittles Publishing, Szkocja, s. 300–343.
28. (Benmokrane i inni, 2006) Benmokrane B., Ali A.H., Mohamed H.M., Robert M., ElSafty, A. (2016) *Durability performance and service life of CFCC tendons exposed to elevated temperature and alkaline environment*, Journal of Composites for Construction, Vol. 20(1).

29. (Berset i inni, 2002) Berset T., Schwegler G., Trausch L. (2002) *Verstärkung einer Autobahnbrücke mit vorgespannten CFK-Lamellen*, tec21, Vol. 128(22), s. 27–29.
30. (Bianco i inni, 2009) Bianco V., Barros J.A.O., Monti G. (2009) *Bond model in the context of NSM-CFRP shear strengthening of RC beams*, Journal of Structural Engineering, Vol. 135(6), s. 619–631.
31. (Blaschko, Zilch, 1999) Blaschko M., Zilch K. (1999) *Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits*, 12th International Conference on Composite Materials, Paryż, Francja.
32. (Carolin, Täljsten, 2005a) Carolin A., Täljsten B. (2005) *Experimental study of strengthening for increased shear bearing capacity*, Journal of Composites for Construction, Vol. 9(6), s. 488–496.
33. (CatStrong, 2012) CatStrong (2012) *CatStrong CRP-X3 – karta techniczna produktu*, Department of Civil Engineering and Kentucky Transportation Center, University of Kentucky.
34. (Carolin, Täljsten, 2005b) Carolin A., Täljsten B. (2005) *Theoretical study of strengthening for increased shear bearing capacity*, Journal of Composites for Construction, Vol. 9(6), s. 497–506.
35. (Cervenka i inni, 2018) Cervenka V., Jendele L., Cervenka J. (2018) *ATENA Program Documentation*, Cervenka Consulting s.r.o., Czechy.
36. (Cerniauskas i inni, 2016) Cerniauskas G., Tetta Z., Bournas D., Bisby L.A. (2016) *Textile reinforced mortar versus FRP for confined concrete: Behaviour at elevated temperatures*, Eight International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE 2016, Hong-Kong, Chiny.
37. (Chaallal i inni, 1998) Chaallal O., Nollet M.J., Perraton D. (1998) *Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips*. Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 2(2), s. 111–113.
38. (Chen, Teng, 2001) Chen J. F., Teng J.G. (2001) *Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 127 (7), s. 784–91.
39. (Chen, Teng, 2003) Chen J.F., Teng J.G. (2003) *Shear capacity of fiber reinforced polymer-strengthened reinforced concrete beams: Fiber reinforced polymer rupture*, Journal of Structural Engineering, Vol. 129(5), s. 615–625.
40. (Chen i inni, 2014) Chen Q., Shin M., Andrawes B. (2014) *Experimental study of non-circular concrete elements actively confined with shape memory alloy wires*, Construction and Building Materials, Vol. 61, s. 303–311.
41. (Cladera i inni, 2014) Cladera A., Weber B., Leinenbach C., Czaderski C., Shahverdi M., Motavalli M. (2014) *Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview*, Construction and Building Materials, Vol. 63, s. 281–293.
42. (CNR, 2013) CNR (2013) *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures – materials, RC and PC structures, masonry structures*, CNR-DT 200 R1/2013, Italian National Research Council, Rzym, Włochy.
43. (CS, 2004) The Concrete Society (2004) *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*, Technical Report No. 55, Londyn, Wielka Brytania.

44. (CSA, 2006) CAN/CSA-S6-06, *Canadian Highway Bridge Design Code*, Canadian Standard Association, Ontario, Kanada 2006.
45. (Czaderski, 2012) Czaderski C. (2012) Praca doktorska ETH nr 20504: *Strengthening of reinforced concrete members by prestressed, externally bonded reinforcement with gradient anchorage*, ETH Zürich.
46. (Czaderski, Motavalli, 2004) Czaderski C., Motavalli M. (2004) *Fatigue behaviour of CFRP L-shaped plates for shear strengthening of RC T-beams*, Composites: Part B, Vol. 35, s. 279–290.
47. (Czaderski, Motavalli, 2007) Czaderski C., Motavalli M. (2007) *40-Year-old full-scale concrete bridge girder strengthened with prestressed CFRP plates anchored using gradient method*, Composites: Part B, Vol. 38, s. 878–886.
48. (Czaderski i inni, 2008) Czaderski C., Aram R. M., Motavalli M. (2008) *Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams*, Composites: Part B, Vol. 39, s. 826–841.
49. (Czaderski i inni, 2012) Czaderski C., Martinelli E., Michels J., Motavalli M., (2012) *Effect of curing conditions on strength development in an epoxy resin for structural strengthening*, Composites: Part B, Vol. 43, s. 398–410.
50. (Czaderski i inni, 2015) Czaderski C., Weber B., Shahverdi M., Motavalli M., Leinenbach C., Lee W.J., Brönnimann R., Michels J. (2015) *Iron-based shape memory alloys (Fe-SMA) - a new material for prestressing concrete structures*, 3rd Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Structures SMAR2015, Antalya, Turcja.
51. (D'Antino i inni, 2014) D'Antino, T., Carloni C., Sneed L.H., Pellegrino C. (2014) *Matrix–fiber bond behavior in PBO FRCM composites: A fracture mechanics approach*, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 117, s. 94–111.
52. (Dai i inni, 2011) Dai J.G., Bai Y.L., Teng, J.G. (2011) *Behavior and modeling of concrete confined with FRP composites of large deformability*, Journal of Composites for Construction, Vol. 15(6), s. 963–973.
53. (DAfStb, 2011) DAfStb-Richtlinie (2011) *Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung*, Deutsche Ausschuss für Stahlbeton, Niemcy.
54. (Davies i inni, 2004) Davies J.M., Wang Y.C., Wong P.M.H. (2004) *Polymer composites in fire*, Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction, Cambridge, UK, Woodhead Publishing Ltd., s. 3–17.
55. (De Lorenzins, 2002) De Lorenzins L. (2002) Praca doktorska: *Strengthening of RC structures with near-surface mounted FRP rods*, Università Degli Studi di Lecce, Włochy.
56. (De Lorenzins, Nanni, 2001a) De Lorenzins L., Nanni A. (2001) *Characterization of FRP rods as near-surface mounted reinforcement*, Journal of Composites for Construction, Vol. 5(2), s. 114–121.
57. (De Lorenzins, Nanni, 2001b) De Lorenzins L., Nanni A. (2001) *Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods*, ACI Structural Journal, Vol. 98(1) (2001), s. 60–68.
58. (De Lorenzins, Tepfers, 2003) De Lorenzins L. Tepfers, R. (2003) *Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with fiber-reinforced polymer composites*, Journal of Composites in Construction, Vol. 7, s. 219–237.

59. (De Lorenzis, Teng, 2007) De Lorenzis L., Teng J.G. (2007) *Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures*, Composites: Part B, Vol. 38(2), s. 119–43.
60. (Deuring, 1993) Deuring M. (1993) Praca doktorska ETH nr 10199: *Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen*, ETH Zürich.
61. (Diab i inni, 2009) Diab H., Wu Z., Iwashita K. (2009) *Short and long-term bond performance of prestressed FRP sheet anchorages*, Engineering Structures, Vol. 31, s. 1241–1249.
62. (Dong i inni, 2009) Dong Z., Klotz U.E., Leinenbach C., Bergamini A., Czaderski C., Motavalli M. (2009) *A novel Fe-Mn-Si shape memory alloy with improved shape recovery properties by VC precipitation*, Advanced Engineering Materials, Vol. 11(1-2), s. 40–44.
63. (Dz.U., 2000) *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie*, Dziennik Ustaw z 2000 r. Nr 63, poz. 735.
64. (El-Hacha, 2000) El-Hacha R. (2000) Praca doktorska: *Prestressed CFRP sheets for strengthening concrete beams at room and low temperatures*, Queen's University, Department of Civil Engineering, Kingston, Ontario, Kanada.
65. (El-Hacha i inni, 2001) El-Hacha R., Wight R.G., Green M.F. (2001) *Prestressed fiber-reinforced polymer laminates for strengthening structures*, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 3, s. 111–121.
66. (El-Hacha i inni, 2003) El-Hacha R., Wight R., Green M.F. (2003) *Innovative system for prestressing fiber-reinforced polymer sheets*, ACI Structural Journal, Vol. 100(3), s. 305–313.
67. (El-Hacha, Rizkalla 2004) El-Hacha R., Rizkalla S. (2004) *Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures*, ACI Structural Journal, Vol. 101(5), s. 717–726.
68. (El-Hacha, Rojob, 2016) El-Hacha R., Rojob H. (2016) *FRP prestressing systems for flexural strengthening of structural elements – a review*, 8th International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering, Hong Kong, Chiny, s. 1060–1068.
69. (El-Sayed i inni, 2014) El-Sayed A.K., Al-Zaid R.A., Al-Negheimish A.I., Shuraim A.B., Alhozaïmy A.M. (2014) *Long-term behavior of wide shallow RC beams strengthened with externally bonded CFRP plates*, Construction and Building Materials, Vol. 51, s. 473–483.
70. (EN, 2006) PN-EN 196-1:2006, *Metody badania cementu - Część 1: Oznaczanie wytrzymałości*, PKN, Warszawa 2006.
71. (EN, 2007) PN-EN 1991-2:2007, *Eurokod 1 - Oddziaływania na konstrukcje - Część 2: Obciążenia ruchome mostów*, PKN, Warszawa 2007.
72. (EN, 2009) PN-EN 12504-1:2009, *Badania betonu w konstrukcjach - Część 1: Odwierty rdzeniowe - Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie*, PKN, Warszawa 2009.
73. (EN, 2010) EN ISO 15630-1:2010, *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods — Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire*, ISO, 2010.
74. (EN, 2011a) PN-EN 12390-3:2011, *Badania betonu - Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań*, PKN, Warszawa 2011.

75. (EN, 2011b) PN-EN 12390-3:2011, *Badania betonu - Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań*, PKN, Warszawa 2011.
76. (EN, 2011c) PN-EN 1992-1-1:2008/AC:2011, *Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, PKN, Warszawa 2011.
77. (Fernandes i inni, 2013) Fernandes P., Sena-Cruz J., Silva P., Dias-da-Costa D., Júlio E. (2013) *Flexural response of HSC girders strengthened with non- and prestressed CFRP laminates*, 11th International symposium on fiber reinforced polymers for reinforced concrete structures FRPRCS-11, eds. Barros J. A. O., Sena-Cruz J., Guimarães, Portugalia.
78. (França i inni, 2007) França P., Appleton K., Costa A. (2007) *Prestressed CFRP laminates for flexural strengthening of reinforced concrete beams*, Structural Concrete, Vol. 8(4), s. 175–185.
79. (fib, 1993) fib Fédération Internationale du Béton (1993) *CEB/FIP Model Code 90*, Bulletin No. 213/214.
80. (fib, 2001) fib Fédération Internationale du Béton (2001) *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*, Bulletin No. 14.
81. (fib, 2010) fib Fédération Internationale du Béton (2010) *Model Code 2010 – First Complete Draft Volume 1*, Bulletin No. 55.
82. (fib, 2012) fib Fédération Internationale du Béton (2012) *CEB/FIP Model Code 2010 – Final Draft Volume 1 and Volume 2*, Bulletin No. 65/66.
83. (fib, 2019) fib Fédération Internationale du Béton (2019) *Externally applied FRP reinforcement for concrete structures*, Bulletin No. 90.
84. (Garden, Hollaway, 1998) Garden H., Hollaway L. (1998) *An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plate*, Composites: Part B, Vol. 29B, s. 411–424.
85. (Ghiassi i inni, 2015) Ghiassi B., Razavizadeh A., Oliveira D.V., Marques V., Lourenço P.B. (2015) *Tensile and bond characterization of natural fibers embedded in inorganic matrices*, 2nd International Conference on Natural Fibers, Azores, Portugalia
86. (Gonzalez-Libreros i inni, 2016) Gonzalez-Libreros J.H., Sabau C., Sneed L.H., Pellegrino C., and G. Sas G. (2016) *Shear strengthening of RC beams with FRCM: What do we know so far?*, Eight International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE 2016, Hong-Kong, Chiny.
87. (Green i inni, 2003) Green M.F., Dent A., Bisby, L.A. (2003) *Effect of freeze-thaw cycling on the behaviour of reinforced concrete beams strengthened in flexure with FRP sheets*, Canadian Journal of Civil Engineering, V. 30, No. 6, s. 1081–1088.
88. (Girgin, 2014) Girgin, Z.C. (2014) *Modified johnston failure criterion from rock mechanics to predict the ultimate strength of fiber reinforced polymer (FRP) confined columns*, Polymers 2014, Vol. 6(1), s. 59–75.
89. (Gu i inni, 2010) Gu D.S., Wu G., Wu Z.S., Wu Y.F. (2010) *Confinement effectiveness of FRP in retrofitting circular concrete columns under simulated seismic load*, Journal of Composites for Construction, Vol. 14(5), s. 531–540.



90. (Harik, 2017) Harik I. (2017) *Experience with composites in 30+ bridges in Kentucky*, 2nd International Conference on Composites in Construction CompIC 2017, Amsterdam, Holandia.
91. (Heffernan, Erki, 1996) Heffernan P.J., Erki M. (1996) *Equivalent capacity and efficiency of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced plastic sheets*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23(1), s. 21–29.
92. (Hensher, 2013) Hensher D. A. (2013) *Fiber-reinforced-plastic (FRP) reinforcement for concrete structures: properties and applications*, Elsevier.
93. (Herwig, Motavalli, 2012) Herwig A., Motavalli M. (2012) *Axial behavior of square reinforced concrete columns strengthened with lightweight concrete elements and unbonded GFRP wrapping*, Journal of Composites for Construction, Vol. 16(6), s. 747–752.
94. (Honorio i inni, 2002) Honorio U., R. Wight R., Erki M. (2002) *CFRP sheets for strengthening full-scale severely damaged concrete structures*, The 30th Annual CSCE Conference, Montreal, Quebec, Kanada.
95. (ITB, 1977) Instrukcja ITB 210, *Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu*, ITB, Warszawa 1977.
96. (Izumo i inni, 1997) Izumo K., Saeki N., Asamizu T., Shimura K. (1997) *Strengthening reinforced concrete beams by using prestressed fiber sheets*, The 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures FRPRCS-3, Sapporo, Japonia.
97. (Janke i inni, 2005) Janke L., Czaderski C., Motavalli M., Ruth J. (2005) *Applications of shape memory alloys in civil engineering structures - Overview, limits and new ideas*, Materials and Structures, Vol. 38(279), s. 578–592.
98. (Jirawattansomkul, 2015) Jirawattansomkul T. (2015) *Compressive behavior of concrete confined with jute natural fiber reinforced polymer*, Symposium on Reliability of Engineering System SRES 2015, Hangzhou, Chiny.
99. (JSCE, 2001) Japan Society of Civil Engineers (2001) *Recommendation for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets*, Concrete Engineering Series 41, Tokyo, Japonia.
100. (Kamińska, Kotynia, 2000) Kamińska M.E., Kotynia R. (2000) *Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych taśmami CFRP*, Zeszyt 9, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź.
101. (Kamińska i inni, 2003a) Kamińska M.E., Kotynia R., Sowa Ł., Waśniewski T. (2003) *Efektywność wzmocnienia belek żelbetowych na ścinanie materiałami kompozytowymi CFRP*, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Krynica 2003, s. 49–56.
102. (Kamińska i inni, 2003b) Kamińska M.E., Ignatowski P., Kotynia R. (2003) *Badania doświadczalne elementów ściskanych wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Zeszyt Nr 15, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź.
103. (Kałuża, Ajdukiewicz, 2008) Kałuża M., Ajdukiewicz A. (2008) *Comparison of behaviour of concrete beams with passive and active strengthening by means of CFRP strips*, Architecture Civil Eng. Environment, Vol. 2/2008, s. 51–64.

104. (Kaszubska, 2018) Kaszubska M. (2018) *Analiza wpływu zbrojenia głównego na nośność ścinania betonowych belek bez zbrojenia poprzecznego*, Rozprawa doktorska, Politechnika Łódzka.
105. (Kaszubska i inni, 2018) Kaszubska M., Kotynia R., Barros J.A.O., Baghi H. (2018) *Shear behavior of concrete beams reinforced exclusively with longitudinal glass fiber reinforced polymer bars: Experimental research*, Structural Concrete Vol. 19(1), s. 152–161.
106. (Khalifa, Nanni, 2000) Khalifa A., Nanni A. (2000) *Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites*, Cement Concrete Composites, Vol. 22, s. 165–174.
107. (Kim i inni, 2008a) Kim Y., Shi C., Green M. (2008) *Ductility and cracking behavior of prestressed concrete beams strengthened with prestressed CFRP sheets*, Journal of Composites for Construction, Vol. 12(3), s. 274–283.
108. (Kim i inni, 2008b) Kim Y., Wight R., Green M. (2008) *Flexural strengthening of RC beams with prestressed sheets: Using nonmetallic anchor system*, Journal of Composites for Construction, Vol. 12(1), s. 44–52.
109. (Kim i inni, 2008c) Kim Y., Wight R., Green M. (2008) *Flexural strengthening of RC beams with prestressed sheets: Development of nonmetallic anchor system*, Journal of Composites for Construction, Vol. 12(1), s. 35–43.
110. (Kotynia, Kamińska, 2003) Kotynia R., Kamińska M. E. (2003) *Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami CFRP*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych, Zeszyt 13, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź.
111. (Kotynia i inni, 2005) Kotynia R., Stoecklin I., Meier U. (2005) *Analysis of Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips for Strengthening Concrete Structures*, The 5th International Conference Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, Gliwice-Ustroń.
112. (Kotynia, 2008) Kotynia R. (2008) *Przyczepność zbrojenia kompozytowego do betonu w żelbetowych elementach wzmocnionych za pomocą materiałów kompozytowych CFRP*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Zeszyt Nr 16, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź.
113. (Kotynia, 2011a) Kotynia R. (2011) *Wzmacnianie żelbetowych belek na ścinanie za pomocą kompozytów polimerowych*, Rozprawa habilitacyjna, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Zeszyty Naukowe nr 1106, Łódź.
114. (Kotynia, 2011b) Kotynia R. (2011) *Efficiency of RC T-Section Beams Shear Strengthening with NSM FRP Reinforcement*, Advances in FRP Composites in Civil Engineering, ed. Ye L., Feng P., Yue Q, Springer, Berlin.
115. (Kotynia i inni, 2011) Kotynia R., Walendziak R., Stöcklin I., Meier U. (2011) *Slabs strengthened with prestressed and gradually anchored CFRP strips under monotonic and cyclic loading*, Journal of Composites for Construction, Vol. 15 (2), s. 168–180.
116. (Kotynia, 2012) Kotynia R. (2012) *Bond between FRP and concrete in reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted and externally bonded reinforcement*, Construction and Building Materials, Vol. 32, s. 41–54.

117. (Kotynia i inni, 2014) Kotynia R., Lasek K. and Staśkiewicz M. (2014) *Flexural behaviour of preloaded RC slabs strengthened with prestressed CFRP laminates*, Journal of Composites for Construction, Vol. 18(3), A4013004.
118. (Kotynia, Lasek, 2014) Kotynia R., Lasek K. (2014) *System kotwiąco-sprężający do naciągu płaskowników, zwłaszcza taśm kompozytowych wklejanych w przypowierzchniową otulinę elementów budowlanych o przekroju prostokątnym kompozytowych i stalowych wklejanych w betonową otulinę*, Zgłoszenie Patentowe nr 407898.
119. (Kotynia, Chołostiakow, 2015) Kotynia R., Chołostiakow S. (2015) *New proposal for flexural strengthening of reinforced concrete beams using CFRP T-shaped profiles*, Polymers, Vol. 7, s. 2461–2477.
120. (Koutas, Bournas, 2016) Koutas L.N., Bournas D.A. (2016) *Flexural strengthening of two-way RC slabs with textile-reinforced mortar: Experimental investigation and design equations*, Journal of Composites for Construction, Vol. 21(1).
121. (Koutas i inni, 2014) Koutas L.N., Bousias S., Triantafillou T.C. (2014) *Seismic strengthening of masonry-infilled RC frames with TRM: Experimental study*, Journal of Composites for Construction, Vol. 19(2).
122. (Kupfer i inni, 1969) Kupfer H. Hilsdorf H.K., Rush H. (1969) *Behavior of concrete under biaxial stress*. ACI Journal, Vol. 66(8), s. 656–666.
123. (Labossière i inni, 1997) Labossière P., Neale K.W., Martel S. (1997) *Strengthening with composite materials practical applications in Quebec*, The US-Europe Workshop on Recent Advances in bridge Engineering: Advanced Rehabilitation, Durable Materials, Non-destructive Evaluation, and Management, eds. Meier U., Betti R., Dubendorf, Zurich, s. 89–96.
124. (Lam, Teng, 2004) Lam L., Teng J. (2004) *Ultimate condition of fiber reinforced polymer-confined concrete*, Journal of Composites for Construction, Vol. 8(6), s. 539–548.
125. (Lasek, 2016) Lasek K. (2016) *Efektywność wzmacniania żelbetowych elementów na zginanie wstępnie naprężonymi taśmami z włóknami węglowymi*, Praca doktorska, Politechnika Łódzka.
126. (Longworth i inni, 2004) Longworth J., Bizindavyi L., Wight G., Erki M. (2004) *Prestressed CFRP sheets for strengthening two-way slabs in flexure*, The 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures ACMBS-IV, Calgary, Alberta, Kanada.
127. (Lu i inni, 2005) Lu X.Z., Teng J.G., Jiang J.J. (2005) *Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete*, Engineering Structures, Vol. 27(6), s. 920–937.
128. (Łagoda, 2005) Łagoda M. (2005) *Wzmacnianie mostów przez doklejanie elementów*, Monografia 322, seria Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, Kraków.
129. (Łagoda, 2012) Łagoda M. (2012) *Wzmacnianie konstrukcji mostowych kompozytami wstępnie sprężonymi, cz.2*. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne nr 4(43), s. 48–51.
130. (Mari i inni, 2016) Mari A., Bairán J.M., Cladera A., Oller E. (2016) *Shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams based on a mechanical model*, Journal of Structural Engineering, Vol. 142(10).

131. (Matthys, 2016) Matthys S. (2016) *FRP Training Course: Reinforcing and strengthening of structures with FRP reinforcement. Introduction, materials and industrial perspective*, Ghent, Belgia.
132. (Meier, 1987) Meier U. (1987) *Brückensanierungen mit Hochleistungs-Faserverbundwerkstoffen*, Material und Technik, Vol 4, s. 125–128.
133. (Meier, 1992) Meier U. (1992) *Carbon fiber – reinforced polymers: modern materials in bridge engineering*, Structural Engineering International, Vol.1, s. 7–12.
134. (Meier i inni, 1993) Meier U., Deuring M., Meier H., Schwegler G. (1993) *Strengthening of structures with advanced composites. Alternate materials for the reinforcement and prestressing of concrete*, ed. J.L. Clarke, Blackie Academic and Professional, Glasgow.
135. (Meier, 1995a) Meier U. (1995), *Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites*. Construction and Building Materials, Vol. 9(6), s. 341–351.
136. (Meier, 1995b) Meier U. (1995), *Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen*, SIA/EMPA Dokumentation D 0128, Swiss Society of Engineers and Architects (SIA), Zurich, Szwajcaria.
137. (Michels i inni, 2012) Michels J., Czaderski C., El-Hacha R., Brönnimann R., Motavalli M. (2012) *Temporary bond strength of partly cured epoxy adhesive for anchoring prestressed CFRP strips on concrete*, Composite Structures, Vol.94, s. 2667–2676.
138. (Michels i inni, 2013) Michels J., Sena-Cruz J., Czaderski C., Motavalli M. (2013) *Structural strengthening with prestressed CFRP strips with gradient anchorage*, Journal of Composites for Construction, Vol. 17(5), s. 651–661.
139. (Michels i inni, 2014) Michels J., Zile E., Czaderski C., Motavalli M. (2014) *Debonding failure mechanisms in prestressed CFRP/epoxy/concrete connections*, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 132, s. 16–37.
140. (Michels i inni, 2016) Michels J., Barros J., Costa I., Sena-Cruz J., Czaderski C., Giacomini G., Kotynia R., Lees J., Pellegrino C., Zile E. (2016) *Prestressed FRP Systems. Design procedures for the use of composites in strengthening of reinforced concrete structures*, RILEM State-of-the-Art Reports 19, s. 263–301.
141. (Monti, Liotta, 2006) Monti G., Liotta M. (2006) *Pretension of externally bonded FRP sheets for flexural reinforcements of RC beams: Methods and design equations*, The second FIB international Conference, Zurich, Szwajcaria.
142. (Motavalli i inni, 2011) Motavalli M., Czaderski C., Pfyl-Lang K. (2011) *Prestressed CFRP for strengthening of reinforced concrete structures: Recent developments at EMPA, Switzerland*, Journal of Composites for Construction, Vol. 15, s. 194–205.
143. (Murkherjee, Rai, 2009) Mukherjee A., Rai G. (2009) *Performance of reinforced concrete beams externally prestressed with fiber composites*, Construction and Building Materials, Vol. 23(2), s. 822–828.
144. (Naderi, Khonsari, 2013) Naderi, M, Khonsari M. (2013) *On the role of damage energy in the fatigue degradation characterization of a composite laminate*, Composites: Part B, Vol. 45, s. 528–537.

145. (Nanni i inni, 2004) Nanni A., Di Ludovico M., Parretti R. (2004) *Shear strengthening of a PC bridge girder with NSM CFRP rectangular bars*, *Advanced Structural Engineering*, Vol. 7(4), s. 97–109.
146. (Nordin, Täljsten, 2006) Nordin H., Täljsten B. (2006) *Concrete beams strengthened with prestressed near surface mounted CFRP*, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 10(1), s. 30–68.
147. (Oehlers i inni, 2007) Oehlers D.J., Liu I., Seracino R. (2007) *A generic design approach for EB and NSM longitudinally plated RC beams*, *Construction and Building Materials*, Vol. 21(4), s. 697–708.
148. (Olivito i inni, 2016) Olivito R.S., Codispoti R., Cevallos O.A. (2016) *Bond behavior of Flax-FRCM and PBO-FRCM composites applied on clay bricks: Experimental and theoretical study*, *Composite Structures*, Vol. 146, s. 221–231.
149. (Ombres, Verre, 2015) Ombres L., Verre S. (2015) *Structural behaviour of fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) strengthened concrete columns under eccentric loading*, *Composites in Bridge Engineering*, Vol. 75, s. 235–249.
150. (Pham i inni, 2013) Pham T.M., Doan L.V., Hadi M.N.S. (2013) *Strengthening square reinforced concrete columns by circularisation and FRP confinement*, *Construction and Building Materials*, Vol. 49, s. 490–499.
151. (Pellegrino, Modena, 2006) Pellegrino C., Modena C. (2006) *Fibre-reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams: Experimental study and analytical modeling*, *ACI Structural Journal*, Vol. 103(5), s. 720–728.
152. (Pellegrino, Modena, 2009) Pellegrino C., Modena C. (2009) *Flexural strengthening of real-scale RC and PRC beams with end-anchored pretensioned FRP laminates*, *ACI Structural Journal*, Vol. 106(3), s. 319–328.
153. (Pellegrino, Giacomini, 2012) Pellegrino C., Giacomini G. (2012) *Strengthening of bridges with pretensioned FRP laminates: experimental investigation and a case study*, 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management IABMAS 2012, Stresa, Włochy.
154. (Piątek, 2017) Piątek B. (2017) *Nowa technologia wzmacniania konstrukcji betonowych naprężanymi taśmami CFRP*, Praca doktorska, Politechnika Rzeszowska.
155. (Piątek, Siwowski, 2016) Piątek B., Siwowski T. (2016) *Badania efektywności wzmocnienia mostu żelbetowego wstępnie naprężonymi taśmami CFRP*, *Drogi i Mosty*, Vol. 15(4), s. 301–314.
156. (Piątek, Siwowski, 2018) Piątek B., Siwowski T. (2018) *Nowy system wzmacniania konstrukcji betonowych naprężonymi taśmami CFRP*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS2018, Krynica 2018.
157. (PN, 1974) PN-74/B-06262, *Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta*, PKN, Warszawa 1974.
158. (PN, 1985) PN-85 S-10030, *Obiekty mostowe. Obciążenia*, PKN, Warszawa 1985.
159. (PN, 1999) PN-99/S-10040, *Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagane badania*, PKN, Warszawa 1991.

160. (PN, 1991) PN-91/S-10042, *Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*, PKN, Warszawa 1991.
161. (PN, 2002) PN-B-03246:2002, *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*, PKN, Warszawa 2002.
162. (PN, 2006) PN-EN 196-1:2006, *Metody badania cementu – Część 1: Oznaczanie wytrzymałości*, PKN, Warszawa 2006.
163. (PN, 2012) PN-EN ISO 572-2:2012, *Tworzywa sztuczne – Oznaczanie właściwości mechanicznych przy statycznym rozciąganiu – Część 2: Warunki badań tworzyw sztucznych przeznaczonych do różnych technik formowania*, PKN, Warszawa 2012.
164. (Promis, Ferrier, 2012) Promis G., Ferrier E. (2012) *Performance indices to assess the efficiency of external FRP retrofitting of reinforced concrete short columns for seismic strengthening*, Construction and Building Materials, Vol. 26, s. 32–40.
165. (Przygocka i inni, 2015) Przygocka M., Kotynia R., Lasek K. (2015) *Strengthening of RC slabs with prestressed and non-prestressed NSM CFRP strips*, Architecture, Civil Engineering, Environment, Vol. 8(3), s. 79–86.
166. (Quantrill, Hollaway, 1998) Quantrill R., Hollaway L. (1998) *The flexural rehabilitation of reinforced concrete beams by the use of prestressed advanced composite plates*, Composites Science and Technology, Vol. 58, s. 1259–1275.
167. (Racic i inni, 2016) Racic V., Ibell T.J., Darby A.P., Evernded M., Orr J. (2016) *Shear strengthening of continuous reinforced concrete T-beams using Deep Embedment technique*, Eight International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE 2016, Hong-Kong, Chiny.
168. (Raoof i inni, 2017) Raoof S.M., Koutas L.N., Bournas D.A. (2017) *Textile-reinforced mortar (TRM) versus fibre-reinforced polymers (FRP) in flexural strengthening of RC beams*, Construction and Building Materials, Vol. 151, s. 279–291.
169. (Reda i inni, 2010) Reda Taha M., Masia M.J., Choi K.-K., Shrive P.L., Shrive, N.G. (2010) *Creep effects in plain and fiber-reinforced polymer-strengthened reinforced concrete beams*, ACI Structural Journal, Vol. 107(6), s. 627–635
170. (Rizzo, De Lorenzis, 2009) Rizzo A., De Lorenzis L. (2009) *Behaviour and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement*, Construction and Building Materials, Vol. 23, s. 1555–1567.
171. (S&P, 2012a) S&P Clever Reinforcement (2012) *S&P CFK Lamellen – karta techniczna produktu*, S&P Polska sp. z o.o.
172. (S&P, 2012b) S&P Clever Reinforcement (2012) *S&P Resin 220 – karta techniczna produktu*, S&P Polska sp. z o.o.
173. (S&P, 2012c) S&P Clever Reinforcement (2012) *S&P C-Sheet – karta techniczna produktu*, S&P Polska sp. z o.o.
174. (S&P, 2012d) S&P Clever Reinforcement (2012) *S&P Resin 55 – karta techniczna produktu*, S&P Polska sp. z o.o.

175. (S&P, 2016) S&P Clever Reinforcement (2016) *S&P ARMO-crete w RQ – karta techniczna produktu*, S&P Clever Reinforcement Company AG.
176. (Saeki i inni, 1997) Saeki N., Shimura K., Izumo K., Horigushi T. (1997) *Rehabilitation of reinforced concrete beams using prestressed fiber sheets*, The International Conference on Engineering Materials, Ottawa, Kanada.
177. (Sakret, 2013) Sakret (2013) *Trockenspritzbeton SB 8 PS - Technisches Datenblatt*, Sakret AG/SA.
178. (Salamone, 1996) Joseph C. Salamone (1996) *Polymeric Materials Encyclopedia*, Twelve Volume Set, CRC Press.
179. (Shahverdi i inni, 2015) Shahverdi M., Czaderski C., Motavalli M. (2015) *Strengthening of RC beams with iron-based shape memory alloy strips*, 3rd Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Structures SMAR2015, Antalya, Turcja.
180. (Shin, Andrawes, 2010) Shin M., Andrawes B. (2010) *Experimental investigation of actively confined concrete using shape memory alloys*, Engineering Structures, Vol. 32(3), s. 656–664.
181. (SIA, 2004) SIA Norm 166 (2004) *Klebebewehrungen*, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Szwajcaria.
182. (SIA, 2013) SIA Norm 262/1 Appendix G (2013) *Betonbau - Ergänzende Festlegungen - Elastizitätsmodul*, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Szwajcaria.
183. (Sika, 2002) Karta informacyjna Sika AG (2002) *Structural strengthening with prestressed Sika CarboDur CFRP plate systems*, Sika AG Corporate Construction, CH-8048 Zurich, Szwajcaria.
184. (Sika, 2004) Sika AG (2004) *Bridge strengthening with the Sika StressHead prestressing system*, Corporate Construction 09/2004, Szwajcaria.
185. (Siwowski, 1997) Siwowski T. (1997) *Technologia wzmacniania mostów żelbetowych taśmami kompozytowymi*, Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty w Drodze do XXI Wieku”, Gdańsk-Jurata, s. 743–752.
186. (Siwowski, Radomski, 1998) Siwowski T., Radomski W. (1998) *Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu*, „Inżynieria i Budownictwo” nr 7/1998.
187. (Siwowski i inni, 2009) Siwowski T., Michałowski J., Błażewicz S. (2009) *Nowy system sprężania taśm kompozytowych CFRP do wzmacniania mostów*, Mosty, Vol. 4/2009, s. 28–33.
188. (Siwowski, Żółtowski, 2012) Siwowski T., Żółtowski P., (2012) *Strengthening bridges with prestressed CFRP strips*, SSP – Journal of Civil Engineering, Vol. 7(1), s. 79–86.
189. (Siwowski, 2018) Siwowski T. (2018) *Mosty z kompozytów FRP. Kształtowanie, Projektowanie, Badania*, Wydawnictwo Naukowe PWN S.A., Warszawa.
190. (Słowik, 2016) Słowik M. (2016) *Nośność na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego*, Monografia, Politechnika Lubelska, Lublin.
191. (Smith, Teng, 2001) Smith S.T., Teng J.G. (2001) *Interfacial stresses in plated beams*, Engineering Structures, Vol. 23(7), s. 857–871.

192. (Smith, Teng, 2002) Smith S.T., Teng J.G. (2002) *FRP-strengthened RC beams. I: Review of debonding strength models*, Engineering Structures, Vol. 24(4), s. 385–395.
193. (Somiya, 2013) Somiya S. (2013) *Handbook of advanced ceramics - materials, applications, processing, and properties*, Elsevier.
194. (Stevens, 1983) Stevens M.P. (1983) *Wprowadzenie do chemii polimerów*, Wydawnictwo Naukowe PWN S.A., Warszawa.
195. (Stöcklin, Meier, 2003) Stöcklin I., Meier U. (2003) *Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored CFRP strips*, 6th International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures FRPRCS-6, World Scientific, Singapur, s. 1321–1330.
196. (Tabrizi i inni, 2015) Tabrizi S., Kazem H., Rizkalla S., Kobayashi A. (2015) *New small-diameter CFRP material for flexural strengthening of steel bridge girders*, Construction and Building Materials, Vol. 95, s. 748–756.
197. (Tan, Saha, 2006) Tan K., Saha M. (2006) *Long-term deflections of reinforced concrete beams externally bonded with FRP system*, Journal of Composites for Construction, Vol. 10(6), s. 474–482.
198. (Tarcopol, 2010) Tarcopol Sp. z o.o. (2010) *Raport z przeglądu pięcioletniego obiektu mostowego przez rzekę Pilsię w ciągu DW 480 (km 40+578) w m. Szczercowska Wieś*, Oddział Wrocław TPM Consulting, ul. Stanisławowska 27, 54–611 Wrocław.
199. (Teng, Lam, 2004) Teng J.G., Lam L. (2004) *Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 130(11), s. 1713–1723.
200. (Teng i inni, 2003) Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L. (2003) *Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, Vol. 156(1), s. 51–62.
201. (Toyobo, 2005) Toyobo (2005) *Zylon (PBO fiber) technical information*, Toyobo Co. Ltd.
202. (Trapko i inni, 2015) Trapko T., Urbańska D., Kamiński M. (2015) *Shear strengthening of reinforced concrete beams with PBO-FRCM composites*, Composites: Part B, Vol. 80, s. 63–72.
203. (Triantafillou, 1998) Triantafillou T.C. (1998) *Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites*, ACI Structural Journal, Vol. 95, s. 107–115.
204. (Triantafillou, 2001) Triantafillou T.C. (2001) *Seismic retrofitting of structures with fibre-reinforced polymers*, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 3(1), s. 57–65.
205. (Triantafillou, Plevris, 1992) Triantafillou T.C., Plevris N. (1992) *Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials*, Materials and Structures Journal, Vol. 25, s. 201–211.
206. (Triantafillou, Antonopoulos, 2000) Triantafillou T.C., Antonopoulos C.P. (2000) *Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP*, Journal of Composites for Construction, Vol. 4(4), s. 198–205.
207. (Triantafillou, Papanicolaou, 2005) Triantafillou T.C., Papanicolaou C.G. (2005) *Textile Reinforced Mortars (TRM) versus Fiber Reinforced Polymers (FRP) as strengthening materials of concrete structures*, ACI Special Publication, Vol. 230.



208. (Triantafillou, Papanicolaou, 2006) Triantafillou, T.C., Papanicolaou C.G. (2006) *Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets*, Materials and Structures, Vol. 39(1), s. 93–103.
209. (Triantafillou i inni, 1992) Triantafillou T.C., Deskovic N., Deuring M. (1992). *Strengthening of concrete structures with prestressed FRP sheets*, ACI Structural Journal, Vol. 89(3), s. 235–244.
210. (Triantafillou i inni, 2006) Triantafillou T.C., Papanicolaou, C.G., Zissinopoulos, P., Laourdekis, T. (2006) *Concrete confinement with textile-reinforced mortar jackets*, ACI Structural Journal, Vol. 103(1), s. 28–37.
211. (Uji, 1992) Uji K. (1992) *Improving Shear capacity of existing reinforced concrete members by applying carbon fiber sheets*, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 14, s. 253–266.
212. (Urban, 2015) Urban T. (2015) *Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych metodami tradycyjnymi*, Wydawnictwo Naukowe PWN S.A., Warszawa.
213. (Urbańska, Trapko, 2016) Urbańska D., Trapko T. (2016) *Włókna PBO jako wzmocnienie belek żelbetowych*, Materiały Budowlane, Vol. 11, s. 92–93.
214. (Valerio, 2009) Valerio, P. (2009) Praca doktorska: *Realistic shear assessment and novel strengthening of existing concrete bridges*, University of Bath, Wielka Brytania.
215. (Wallenberger i inni, 2001) Wallenberger F.T., Watson J.C., Li H. (2001) *Glass Fibers*, ASM Handbook, Vol. 21: Composites, ASM International, s. 27-34.
216. (Weber, 2015a) Weber (2015) *Weber.rep 754 – karta techniczna produktu*, Saint-Gobain Construction Products Polska sp. z o.o.
217. (Weber, 2015b) Weber (2015) *Weber.rep 751 – karta techniczna produktu*, Saint-Gobain Construction Products Polska sp. z o.o.
218. (Wight i inni, 2001) Wight R., Green M., Erki M. (2001) *Prestressed FRP sheets for poststrengthening reinforced concrete beams*, Journal of Composites for Construction, Vol. 5(4), s. 214–220.
219. (Wu, 2007) Wu Z. (2007) *Integrated strengthening of structures with bonded prestressed FRP reinforcements*, Asia-Pacific Conference on FRP in Structures APFIS 2007, Hong Kong, Chiny.
220. (Wu, 2015) Wu Y.F. (2015) *Development of constitutive models for FRP confined concrete structures*, Joint Conference FRPRCS-12 and APFIS-2015, Nanjing, Chiny.
221. (Wu i inni, 2009) Wu Z., Wang X., Wu G. (2009) *Basalt FRP composite as reinforcements in infrastructure*, 17th International Conference on Composites/Nano Engineering ICCE-17, Honolulu, Hawaje, USA.
222. (Xie i inni, 2012) Xie J., Huang P, Guo Y (2012) *Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with prestressed fiber reinforced polimer*, Construction and Building Materials, Vol. 27, s. 149–157.
223. (Yan, Pantelides, 2011) Yan Z., Pantelides C.P. (2011) *Concrete column shape modification with FRP shells and expansive cement cocnrete*, Construction and Building Materials, Vol. 25, s. 396–405.

224. (Yao i inni, 2005) Yao J., Teng J.G., Chen J.F. (2005) *Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints*, Composites Part B Engineering, Vol. 36, s. 99–113.
225. (Yaqub, Bailey, 2011) Yaqub M., Bailey C.G. (2011) *Repair of fire damaged circular reinforced concrete columns with FRP composites*, Construction and Building Materials, Vol. 25, s. 359–370.
226. (You i inni, 2012) You Y.C., Choi K.S., Kim J.H. (2012) *An experimental investigation on flexural behavior of RC beams strengthened with prestressed CFRP strip using a durable anchorage system*, Composites: Part B, Vol. 43, s. 3026–3036.
227. (Yu i inni, 2003) Yu P., Silva P. F., Nanni A. (2003) *Flexural strengthening of concrete slabs by a three-stages prestressing FRP system enhanced with presence of GFRP anchor spikes*, International Conference Composites in Construction CCC 2003, Constanza, Włochy, s. 239–244.
228. (Yu i inni, 2008) Yu P., Silva P., Nanni A. (2008) *Flexural strength of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon fiber-reinforced polimer sheets – part II*, ACI Structural Journal, Vol. 105(1), s. 11–20.
229. (Yu i inni, 2010) Yu T., Teng J., Wong J., Dong S. (2010) *Finite element modeling of confined concrete: Drucker-prager type plasticity model*, Engineering Structures, Vol. 32(3), s. 665–679.
230. (Zhang i inni, 2015) Zhang B., Yu T, Teng J.G. (2015) *Behavior of concrete-filled FRP tubes under cyclic axial compression*, Journal of Composites for Construction, Vol. 19(3)
231. (Zhang i inni, 2016) Zhang D., Zhao Y., Jin W., Ueda T. (2016) *Effect of PET wrapping on shear performance of corroded reinforced concrete columns*, The 5th International Conference on Durability of Concrete Structures ICDCS 2016, Shenzhen, Chiny.