

**INSTYTUT BUDOWNICTWA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ**

Raport serii PRE 3 / 2012

*Nośność stalowych łączników
otwartych typu MCL w belkach
zespolonych stalowo – betonowych*

mgr inż. Maciej Kożuch

Rozprawa doktorska

Promotor: dr hab. inż. Wojciech Lorenc

Słowa kluczowe: konstrukcje zespolone, połączenie ścinane, ciągłe łączniki otwarte, nośność sprężysta łącznika, nośność graniczna łącznika, metoda elementów skończonych (MES)

Wrocław 2012



368813L/1

SPIS TREŚCI

<u>1</u>	<u>WSTĘP</u>	<u>5</u>
1.1	WPROWADZENIE	5
1.2	PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES PRACY	6
1.3	SKRÓTY PRZYJĘTE W PRACY	7
<u>2</u>	<u>STAN WIEDZY</u>	<u>8</u>
2.1	WSTĘP I BADANIA KRAJOWE	9
2.2	LISTWA PERFOBOND – LEONHARDT	13
2.3	CIĄGŁE ŁĄCZNIKI OTWARTE – WURZER I ZAPFE	17
2.4	TECHNOLOGIA <i>VFT-WIB</i> I PROJEKT <i>PRECO-BEAM</i>	22
2.5	NOŚNOŚĆ GRANICZNA ŁĄCZNIKA - SEIDL	27
2.6	KONCEPCJA NOŚNOŚCI SPRĘŻYSTEJ - LORENC	32
2.7	ŁĄCZNIK TYPU MCL 250	35
2.8	PODSUMOWANIE	41
<u>3</u>	<u>TEZY</u>	<u>43</u>
<u>4</u>	<u>PROJEKT, WYKONANIE I PRZEBIEG BADAŃ</u>	<u>43</u>
4.1	ELEMENTY POST	44
4.1.1	PARAMETRY MATERIAŁOWE	44
4.1.2	PROJEKT ELEMENTÓW ŚCINANYCH POST	49
4.1.3	WYKONANIE MODELI	53
4.1.4	PRZEBIEG BADAŃ	56
4.1.5	WYBRANE WYNIKI BADAŃ	73
4.2	BELKI	75
4.2.1	PARAMETRY MATERIAŁOWE	75
4.2.2	PROJEKT BELEK	78
4.2.3	WYKONANIE MODELI	85
4.2.4	PRZEBIEG BADAŃ	89
4.2.5	WYBRANE WYNIKI BADAŃ	106
<u>5</u>	<u>MES – ANALIZY NUMERYCZNE</u>	<u>116</u>
5.1	DOBÓR OPTIMALNEGO ELEMENTU SKOŃCZONEGO	116
5.2	ANALIZA ZAGADNIENIA KONTAKTOWEGO	126
5.3	KALIBROWANIE MODELI NUMERYCZNYCH	131
<u>6</u>	<u>NOŚNOŚĆ SPRĘŻYSTA ŁĄCZNIKA</u>	<u>139</u>
<u>7</u>	<u>NOŚNOŚĆ GRANICZNA ŁĄCZNIKA</u>	<u>152</u>

7.1	PODEJŚCIE EMPIRYCZNE	152
7.2	ANALIZA ZA POMOCĄ MES	156
8	<u>MODEL PRACY ŁACZNIKA</u>	<u>163</u>
9	<u>WNIOSKI</u>	<u>170</u>
	<u>BIBLIOGRAFIA</u>	<u>174</u>
	<u>NORMY I WYTYCZNE</u>	<u>179</u>

1 WSTĘP

1.1 Wprowadzenie

Belki zespolone stalowo – betonowe są powszechnie stosowane, zarówno w budownictwie ogólnym, jak i mostowym. W pierwszym przypadku zakres ich stosowania ogranicza się głównie do stropów w budynkach mieszkalnych i parkingach wielopoziomowych. Obecnie notuje się ciągły wzrost zainteresowania konstrukcjami zespolonymi ze strony projektantów, wykonawców i inwestorów, oraz obserwuje się coraz szybszy postęp w dziedzinie konstrukcji zespolonych, przede wszystkim w budownictwie mostowym. Pierwsze konstrukcje zespolone powstały na przełomie XIX i XX w., jako konstrukcje żelbetowe ze zbrojeniem samonośnym w postaci pełnościennych lub kratowych dźwigarów stalowych. Od początku XX w. postęp w konstrukcjach zespolonych objawiał się w stosowaniu coraz nowszych łączników zespalających część stalową i betonową oraz coraz nowszych technologii realizacji budowy, co związane było z coraz większą wiedzą inżynierów budownictwa na temat istoty pracy tych konstrukcji. Powstało wiele rozwiązań umożliwiających łączenie ze sobą stali i betonu w jeden element hybrydowy, przy czym większość z nich polegała na przymocowaniu dużej liczby pojedynczych łączników do powierzchni elementu stalowego i zabetonowaniu ich. Przygotowanie części stalowej do zastosowania w konstrukcji zespolonej wymagało zatem dużej pracochłonności ze względu na konieczność indywidualnego przymocowania każdego łącznika. W latach 50. XX w. równocześnie w Wielkiej Brytanii i USA powstały pierwsze łączniki sworzniowe, które przypawane były do dźwigara stalowego półautomatycznie, co znacznie przyspieszało proces przygotowania części stalowej. W dużej mierze to właśnie dzięki tym łącznikom zaobserwowano szybki wzrost popularności konstrukcji zespolonych. Wciąż jednak przygotowanie tych konstrukcji wymagało sporo pracy ze względu na bardzo dużą liczbę pojedynczych łączników. Dlatego jeszcze przed wprowadzeniem do stosowania łączników sworzniowych prowadzono prace nad łącznikami ciągłymi, które to, przy zapewnieniu odpowiedniej nośności, gwarantowały znaczące zmniejszenie nakładów pracy koniecznych do ich mocowania. Powstało wiele różnych łączników ciągłych, od spiralnych po listwowe. O ile nośność i sztywność łączników dyskretnych jest bardzo dobrze rozpoznana i znaleźć można w literaturze wiele pozycji na ich temat, wiele z nich

jest ponadto wprowadzonych do norm projektowych, o tyle zachowanie się łączników ciągłych nie znalazło odzwierciedlenia do tej pory w normatywach projektowania, a dla wielu z nich nie jest jeszcze dobrze rozpoznane. Zarówno łączniki dyskretne, jak i większość łączników ciągłych, wymaga rozbudowanej półki górnej dwuteownika, do której łączniki są mocowane, podczas gdy ze względów wytrzymałościowych rozbudowana półka górna nie zawsze jest potrzebna, gdy znajduje się w pobliżu strefy obojętnej przekroju zespolonego, przy zginaniu momentem dodatnim. Opisane rozwiązania nie gwarantowały zatem optymalnej ekonomiki konstrukcji, gdyż zastosowane materiały konstrukcyjne nie były w pełni wykorzystane. Kolejne poszukiwania w konstrukcjach zespolonych oparte zostały na założeniu, że stal konstrukcyjna powinna być w strefie rozciąganej, natomiast naprężenia ściskające powinny być przenoszone wyłącznie przez beton, przy czym zespolenie między stalą i betonem powinno być ukształtowane w ten sposób, aby jego wykonanie było jak najmniej pracochłonne. Opracowano ciągłe łączniki otwarte, powstałe przez rozcięcie specyficzną linią cięcia środniaka belki dwuteowej. Ponieważ ciągłe łączniki otwarte są stosowane w rzeczywistych konstrukcjach od niedawna, brak jest bogatej literatury technicznej dotyczącej problematyki ich wymiarowania i określania naprężeń w nich panujących, tym bardziej, że ich kształt ulegał do tej pory dużym modyfikacjom. Łączniki te nie znalazły też odzwierciedlenia w przepisach norm projektowych. Ich szybki rozwój oraz stosowanie na coraz większą skalę w budownictwie infrastrukturalnym, przy jednoczesnym braku pełnych procedur wymiarowania, jest powodem podjęcia problematyki określenia nośności sprężystej i granicznej obecnie stosowanych stalowych ciągłych łączników otwartych w belkach zespolonych stalowo – betonowych oraz zdefiniowanie schematu sił działających na te łączniki przy przenoszeniu ścinania połużnego.

1.2 Przedmiot, cel i zakres pracy

Przedmiotem opracowania są stalowe ciągłe łączniki otwarte w belkach zespolonych stalowo – betonowych o dowolnym schemacie statycznym i dowolnym przekroju poprzecznym. Ze względu na nieskończoną liczbę możliwości uzyskania kształtu łącznika (dowolna linia cięcia blachy środniaka belki dwuteowej), w pracy ograniczono się do stosowanego obecnie łącznika typu MCL 250 (Rys. 2.25), choć przedstawione podejście określania nośności można stosować z powodzeniem dla dowolnego kształtu łącznika.

Celem opracowania jest określenie nośności sprężystej stalowych, ciągłych łączników otwartych w belkach zespolonych pod dowolną kombinacją sił wewnętrznych w belce oraz zbadanie zachowania się łączników rozważanego typu pod obciążeniem granicznym (w fazie pracy pozasprężystej). Postawiony problem nośności sprężystej nie został do tej pory kompleksowo rozwiązany i brak jest obecnie pełnych procedur określania maksymalnych naprężeń sprężystych w łączniku. Odniesiono się również, na podstawie badań i analiz numerycznych, do nośności granicznej stalowego łącznika poddanego ścinaniu. Dodatkowo zaproponowano model pracy łącznika, tj. określono wartości i kierunki sił działających na łącznik podczas przenoszenia ścinania podłużnego między stalą i betonem.

Zakres opracowania obejmuje:

- omówienie stanu wiedzy na temat ciągłych łączników, ze szczególnym wskazaniem na ciągłe łączniki otwarte,
- sformułowanie tez,
- badania doświadczalne belek oraz próby typu Push – out (POST),
- wykonanie analiz numerycznych zbudowanych modeli MES odzwierciedlających zachowanie się rozważanych łączników,
- określenie nośności sprężystej łącznika pod działaniem dowolnej kombinacji sił wewnętrznych (na podstawie wyników analiz numerycznych),
- określenie nośności granicznej rozważanego łącznika na podstawie badań doświadczalnych i analiz numerycznych,
- określenie wartości i kierunków sił działających na łącznik obciążony siłami ścinania podłużnego między stalą i betonem,
- sformułowanie wniosków i przedstawienie kierunków dalszych badań.

1.3 Skróty przyjęte w pracy

W niniejszym opracowaniu stosowano skróty wyjaśnione poniżej. Inne, jeśli nie są ujęte w zestawieniu, są wytłumaczone w pierwszym miejscu ich stosowania.

MES	metoda elementów skończonych,
ES	element skończony,
MCL 250	rozważany łącznik (kształt i wymiary wg Rys. 2.25), nazwa wywodzi się od angielskiego sformułowania opisującego geometrię powierzchni czołowej łącznika – <i>Modified CLothoid</i> – i rozstawu łączników równego 250 mm,
ULS	<i>Ultimate Limit State</i> (stan graniczny nośności),
SLS	<i>Serviceability Limit State</i> (stan graniczny użytkowości),
FLS	<i>Fatigue Limit State</i> (stan graniczny zmęczenia materiału),
POST	<i>Push-out Standard Test</i> – standardowa próba ścinania elementu zespolonego dla określenia nośności granicznej łączników, zgodna z [74],
SSF	<i>small sliding firmulation</i> – metoda małych poślizgów, definicja zagadnienia kontaktowego w MES polegająca na przyjęciu węzłów kontaktowych na dwóch stykających się powierzchniach przy pierwszej iteracji i nie zmienianiu tych węzłów w trakcie całej analizy [1],
FSF	<i>finite sliding firmulation</i> – metoda skończonych poślizgów, definicja zagadnienia kontaktowego w MES polegająca na przyjęciu węzłów kontaktowych na dwóch stykających się powierzchniach w danym kroku iteracyjnym na podstawie rezultatów obliczeń z poprzedniego kroku iteracyjnego [1].

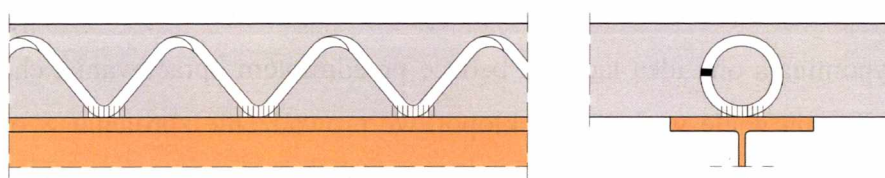
2 STAN WIEDZY

Elementy stalowo – betonowe traktuje się jako zespolone, wtedy gdy spełniony jest warunek pełnej lub częściowej współpracy części składowych przekroju poprzecznego w przenoszeniu obciążeń zewnętrznych. Najczęściej w konstrukcjach budowlanych stosuje się zespolenie pełne, które uzyskane jest wówczas, gdy zwiększanie liczby łączników nie wpływa już na zwiększenie nośności całego elementu [2]. Współpracę pomiędzy stalą i betonem wymusza się za pomocą punktowych lub ciągłych łączników mechanicznych, bądź też wykorzystując tarcie i / lub adhezję. Konstrukcje zespolone bez łączników mechanicznych nie znalazły jednak do tej pory szerokiego zastosowania w przemyśle. Jest to spowodowane koniecznością stosowania specjalnych zabiegów, takich jak sprężenie poprzeczne, gwarantujące występowanie tarcia przez cały okres eksploatacji konstrukcji [3, 4], bądź też brakiem wiarygodnych danych dotyczących trwałości połączenia, czy też ich niewystarczającą ciągłością

[5]. Punktowe łączniki mechaniczne są za to szeroko rozpoznane i dobrze opisane w literaturze technicznej m.in. [2, 6] i normach, m.in. [73, 74]. Podobnie jak połączenia cierne i adhezyjne nie są jednak przedmiotem rozprawy i nie będą szerzej omawiane. W dalszej części skupiono się na rozwoju łączników ciągłych, jako że ich rozwój doprowadził do powstania łączników będących przedmiotem opracowania.

2.1 Wstęp i badania krajowe

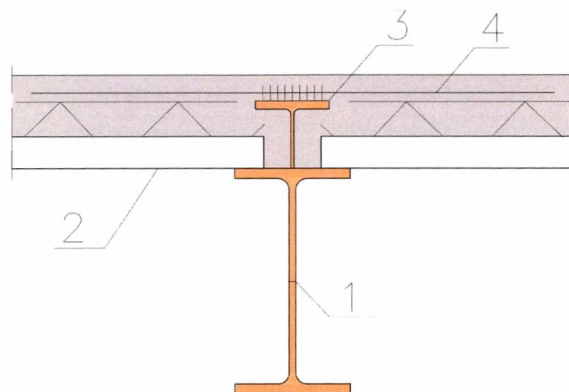
Łączniki ciągłe, jako wymagające najmniej nakładu pracy, przy ich mocowaniu do konstrukcji stalowej były przedmiotem badań już w latach 30. XX w. W Szwajcarii przeprowadzono obszerne badania dotyczące łączników spiralnych [7], powstałych poprzez przyspawanie do półki górnej dwuteownika spirali wykonanej z prętów okrągłych (Rys. 2.1). Po raz pierwszy wykonano wtedy badania łączników na próbach typu POST. Otrzymano modele zniszczenia polegające na przebiciu powierzchni płyty w pobliżu łącznika oraz zerwaniu pręta spirali nad spoiną. Łączniki te nie przyjęły się jednak na szerszą skalę, ponieważ wymagały sporego nakładu pracy przy przygotowaniu i spawaniu spirali.



Rys. 2.1 Ciągły łącznik spiralny

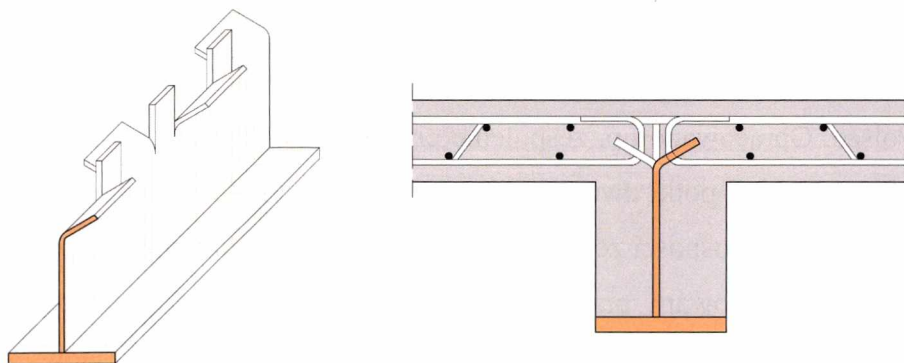
Szersze badania nad łącznikami ciągłymi zaczęto prowadzić w latach 80. i 90. XX w. również w Polsce. Opracowano np. zespolenie ciągłe powstałe przez automatyczne przyspawanie teownika do górnej półki dwuteownika stalowego, co pokazano na Rys. 2.2. Dodatkowo, w celu zwiększenia nośności zespolenia spawano od góry do teownika pręty poprzeczne. Ten typ zespolenia opracowany przez Kucharczuka [2, 8] został przez niego opatentowany i zastosowany m.in. w stropach parkingu wielopoziomowego dla samochodów osobowych na terenie Dworca Lotniczego Okęcie-2 w Warszawie. Zaletą jest nie tylko uzyskanie zespolenia stali z betonem, ale także zwiększenie sztywności podłużnej całego dźwigara, wadą natomiast

duże zużycie stali, i to w miejscach, gdzie w strefach momentów dodatnich, naprężenia ściskające może przenosić sam beton.



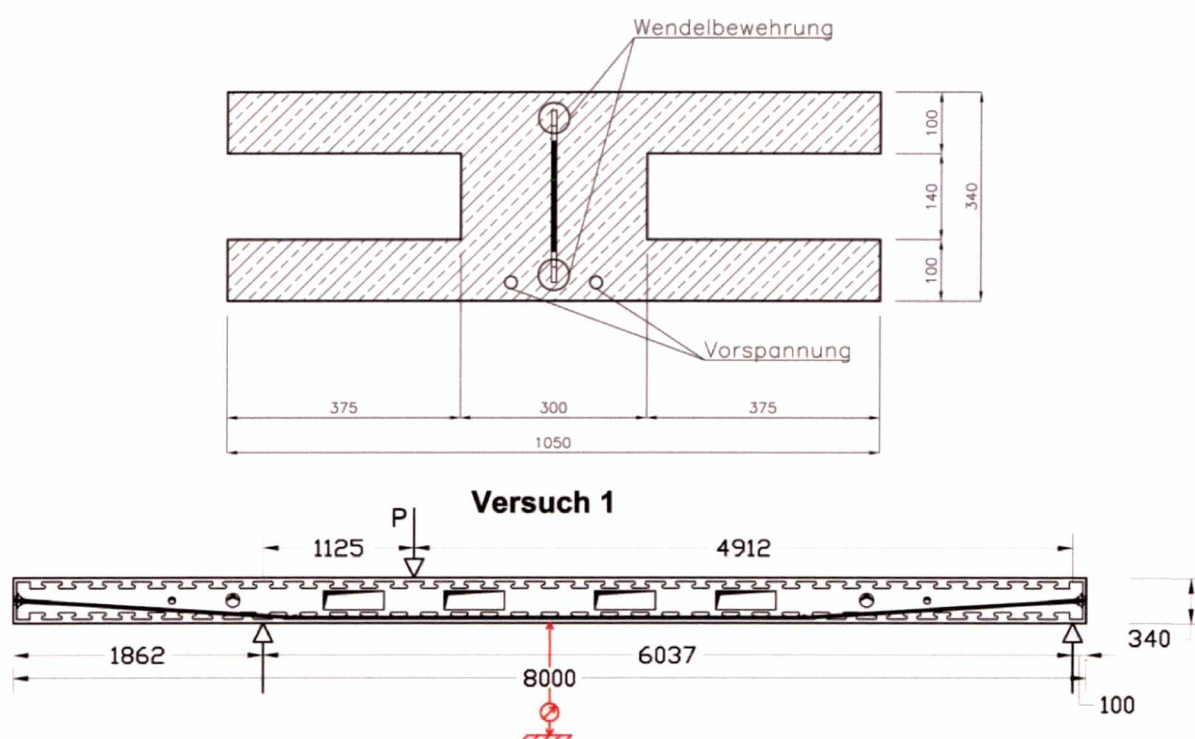
Rys. 2.2 Ciągły łącznik teowy, 1 – belka stalowa, 2 – prefabrykowana płyta stropowa, 3 – ciągły łącznik teowy, 4 – dodatkowe zbrojenie przyspawane do teownika

Rozwiązaniem, w którym zrezygnowano z pasa górnego belki stalowej było zespolenie, które opracował Gremza i Zamorowski z Politechniki Śląskiej, polegające na rozcięciu dwuteowej belki stalowej pionowymi i poziomymi nacięciami, a następnie odgięciu pod odpowiednim kątem powstałych w ten sposób łączników. Rozwiązanie przedstawiono na Rys. 2.3 i opisano szerzej w [9]. Zaletą łączników była bezodpadowość i prostota wykonania konstrukcji. Przypominają one ideą łączniki będące przedmiotem opracowania, choć nie zostały dopracowane i mają wiele wad, w tym kłopotliwe prowadzenie zbrojenia w obrębie łączników, wciąż spory nakład pracy przy ich odginaniu, czy małą trwałość zmęczeniową.



Rys. 2.3 Belka z łącznikami powstałymi przez rozcięcie środnika pionowymi i poziomymi nacięciami

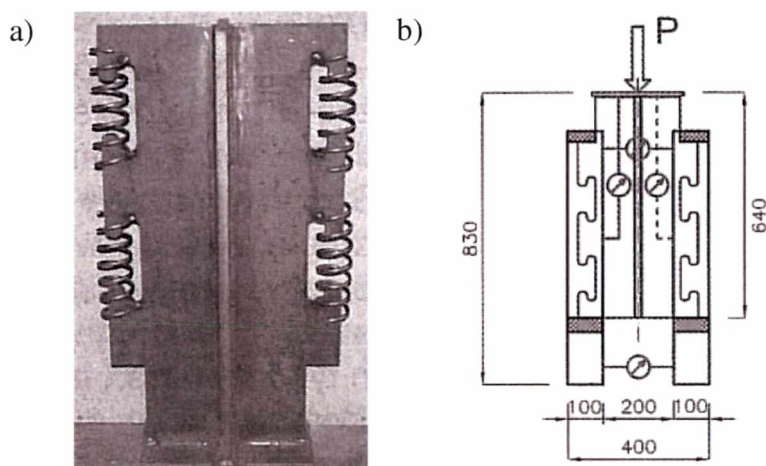
W latach 2010 – 2011 ukazały się publikacje Abramskiego (Technische Universität Kaiserslautern, Politechnika Gdańska) [10, 11], który pracując w zespole pracowników z Uniwersytetu Kaiserslautern zajmował się w 2008 i 2010 r. ciągłymi łącznikami otwartymi typu PZ. Badania ograniczone były do prób typu POST i belek w skali naturalnej z dużymi prostokątnymi i okrągłymi otworami w środniku. Belki te miały znaleźć zastosowanie w stropach budynków, w których niezbędne instalacje (wentylacja, klimatyzacja, elektryczność, ogrzewanie itd.) mogłyby być umieszczone bez utraty wysokości konstrukcyjnej stropu. Belka zbudowana była ze środnika z obu stron zakończonego łącznikami PZ i półek z betonu sprężonego (Rys. 2.4). Idea ta była rozwijana równolegle w innych ośrodkach, np. w 2009 r. pojawiły się podobne pomysły we wniosku badawczym CCE, który w ramach międzynarodowego konsorcjum składała również Politechnika Wrocławska [12].



Rys. 2.4 Przekrój poprzeczny belki (na górze) i widok z boku (na dole) dla jednego ze schematów badawczych [11]

Przedstawiono w [11] wyniki badań belek, lecz sformułowane wnioski dotyczące pracy łączników były bardzo ogólne, co w kontekście zakończonego już wtedy projektu *PreCo-Beam* [13] nie wniosło dużego wkładu w aktualny stan wiedzy. W próbach POST zrezygnowano ze zbrojenia poprzecznego przechodzącego przez część betonową pomiędzy łącznikami stalo-

wymi PZ, pozostawiając tę część zupełnie bez zbrojenia (1 próba) lub zastępując standardowe zbrojenie uzwojeniem ze spirali z pręta $\Phi 12$ o skoku 25 mm (3 próby), co przedstawiono na Rys. 2.5.



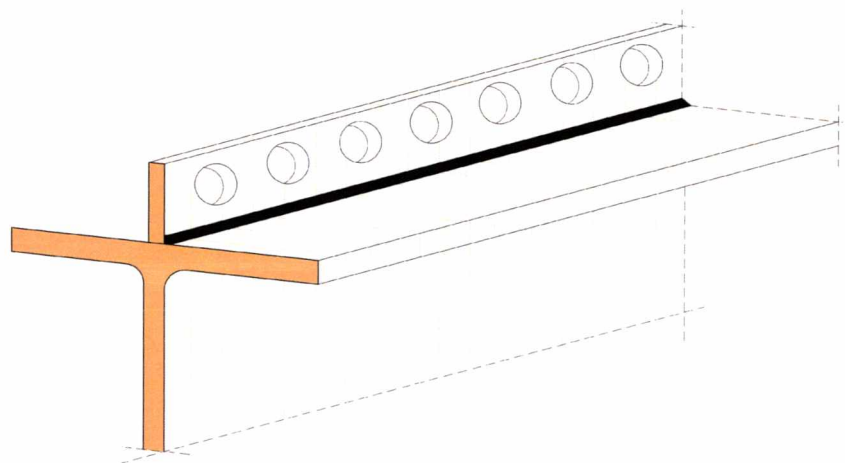
Rys. 2.5 Badane próby typu POST [10]: a) widok na część stalową i uzwojenie, b) schemat badania

Zastosowanie uzwojenia, choć korzystne ze względu na nośność betonu wewnątrz łączników stalowych, jest dużym utrudnieniem technologicznym. Uniemożliwia bowiem prowadzenie prostego zbrojenia poprzecznego płyty żelbetowej. Uzyskane z badanych prób POST wyniki nie umożliwiają jednoznacznej interpretacji, ponieważ w blokach betonowych zaprojektowano jeden cały i jeden niepełny łącznik stalowy. Oba przenoszą przyłożone do elementu ścinanie podłużne, jednak ze względu na różną ich geometrię nie można przeprowadzić wnioskowania na temat nośności łącznika o założonym kształcie PZ.

Przedstawione rozwiązania, choć interesujące pod kątem rozwoju konstrukcji zespolonych, nie znalazły do tej pory szerszego zastosowania w budownictwie i nie prowadzono badań nad ich udoskonaleniem. W dalszej części opracowania skupiono się nad badaniami prowadzonymi na dużo większą skalę, głównie na zachodzie Europy i w ramach projektów międzynarodowych, które doprowadziły do wdrożeń w przemyśle.

2.2 Listwa perfobond – Leonhardt

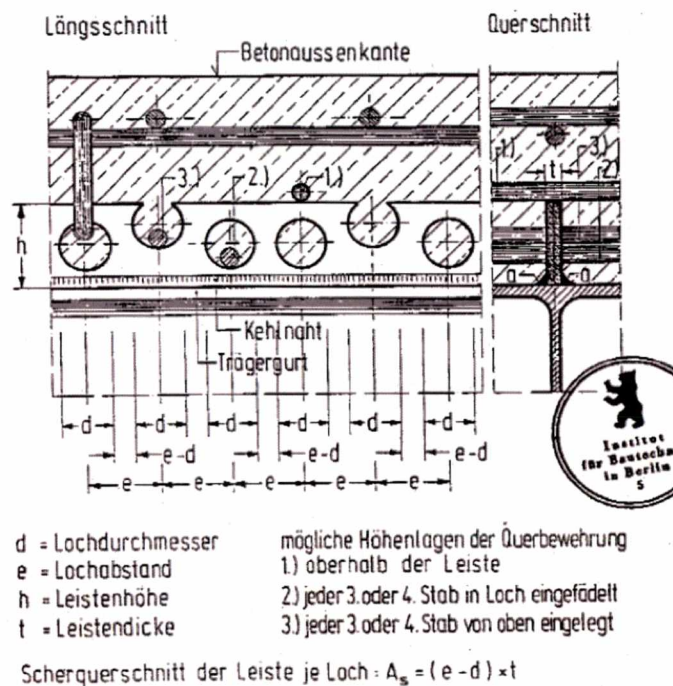
Kluczowym rozwiązaniem w kierunku przemysłowego wprowadzania łączników ciągłych było opracowanie przez Leonhardta w latach 80. XX w. tzw. listwy *perfobond* [14] (Rys. 2.6). Listwa zespalająca wytworzona jako płaskownik przyspawany automatycznie do półki górnej dźwigara, mający otwory zamknięte i otwarte w celu umożliwienia łatwego przeprowadzenia przez nie zbrojenia poprzecznego, została przebadana i dopuszczona do przemysłowego stosowania przez niemiecki Instytut Techniki Budowlanej w 1991 r. [15].



Rys. 2.6 Listwa *perfobond* – idea rozwiązania

Ze względu na fakt, że wzory na nośność listwy perforowanej zostały wyprowadzone empirycznie narzucono dość wąski przedział ich stosowania, tj. określoną geometrię listwy przy zadanym zakresie betonu od C20/25 do C35/45. Przyjęto dwie możliwe konfiguracje geometrii listwy przyjmując oznaczenia zgodnie z Rys. 2.7:

- $d = 35$, $t = 12$, $e = 50$, $h = 60$,
- $d = 40$, $t = 14$, $e = 60$, $h = 65$.

Rys. 2.7 Geometria listwy *perfobond* [15]

Obliczeniowa nośność listwy *perfobond* została określona w [15] z warunku zniszczenia betonu, jako (2.1):

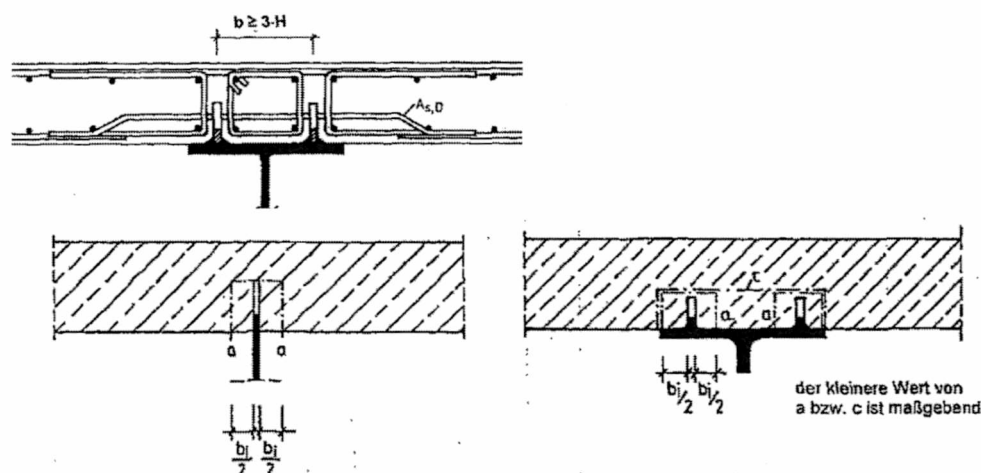
$$P_{\max} = d^2 \cdot \beta_{WN} \quad (2.1)$$

gdzie:

$P_{\max}$	nośność obliczeniowa,
d	średnica otworu,
β_{WN}	charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie określona na kostkach sześciennych o boku 200 mm.

Dla konstrukcji poddanych obciążeniom zmęczeniowym, takim jak mosty, należało otrzymaną nośność pojedynczego otworu zmniejszyć współczynnikiem 2 / 3. Nośność opisana w [15] jest o 40 % mniejsza niż zaproponowana przez autorów rozwiązania w [14], gdzie wzór (2.1) zwiększony jest współczynnikiem 1,4. Rozwiązanie, stosowane głównie w mostownictwie zostało zaadaptowane do budownictwa ogólnego pod nazwą *Kombi-Verdübelung* [16]

i uzyskało podobne dopuszczenie do stosowania jak sama listwa *perfobond*. Zwiększono zakres stosowania dla otworów o średnicy do 100 mm przy jednoczesnym dopuszczeniu dwóch równoległych listew, przy czym ich rozstaw powinien przekraczać potrójną wysokości listwy, nie przeprowadzono bowiem badań na temat wpływu sąsiednich listew na nośność połączenia. Dopuszczono wytwarzanie otworów przez wycinanie palnikiem acetylenowo – tlenowym lub przez przebijanie, choć nie zbadano efektu karbu, jaki powstaje w listwie na skutek przebijania. Istotnym krokiem była możliwość bezpośredniego stosowania otworów w środku belki, bez konieczności stosowania pasa górnego (Rys. 2.8). Zespolecie między stalą i betonem zostało zrealizowane zatem bez żadnych dodatkowych łączników mechanicznych.



Rys. 2.8 Zespolecie *Kombi-Verdübelung* [16] bezpośrednio za pomocą otworów w środku belki (po lewej) lub za pomocą dodatkowych listew *perfobond* (po prawej)

Listwy *perfobond* były przedmiotem badań w wielu ośrodkach naukowych [17, 18, 19, 20, 21], podobnie jak samo połączenie *Kombi* [22, 23, 24], i zyskały dość dużą popularność, a kolejni badacze proponowali coraz to nowe podejścia obliczeniowe do szacowania ich nośności. Oquejiofor i Hosain [25] zaproponowali dodatkowe uwzględnienie przyczepności betonu do stali konstrukcyjnej oraz wpływu poprzecznego zbrojenia miękkiego na nośność połączenia otrzymując ostatecznie (2.2):

$$P_{\max} = \frac{\left[(0,59 \cdot A_{cc} + 2,87 \cdot n \cdot d^2) \cdot \sqrt{f_{ck}} + 1,33 \cdot A_{tr} \cdot f_s \right]}{n}, \quad (2.2)$$

gdzie:

A_{cc}	powierzchnia styku listwy z betonem,
A_{tr}	powierzchnia zbrojenia poprzecznego do listwy zespalającej,
f_{ck}	charakterystyczna wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie,
f_s	granica plastyczności stali zbrojeniowej,
n	liczba otworów.

Roberts i Heywood [26] przedstawili własne podejście (2.3), podobne do powyższego:

$$P_{\max} = \frac{[(0,6348 \cdot A_{cc} + 1,6395 \cdot A_{hs}) \cdot \sqrt{f_c} + 1,673 \cdot f_y]}{n}, \quad (2.3)$$

gdzie poza wcześniejszymi oznaczeniami:

A_{hs}	powierzchnia wszystkich otworów listwy.
----------	---

Inną propozycję obliczania nośności perforowanych listew podali Studnička, Macháček i Peleška [27]. Opisuje ją wzór (2.4), gdzie oznaczenia przedstawiono powyżej.

$$P_{\max} = \frac{d \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{A_{tr}}}{650}. \quad (2.4)$$

W pracy [28] Furtak podaje kompleksowe podejście obliczeniowe do wymiarowania łączników listwowych, gdzie rozróżniane są już 3 możliwe schematy zniszczenia – docisk betonu do powierzchnia czołowej stalowej listwy (2.5), ścięcie betonu przy otworach listwy (2.6) oraz ścięcie samej listwy stalowej między otworami (2.7).

$$P_{Rd} = 4 \cdot d \cdot t \cdot f_{ck} + 0,075 \cdot (b_p \cdot e + 2 \cdot h \cdot e - 0,785 \cdot d^2) \cdot f_{ck}, \quad (2.5)$$

$$P_{Rt} = [1,12 \cdot d^2 + 0,075 \cdot e \cdot (b_p + 2 \cdot h)] \cdot \kappa_c \cdot f_{ck}, \quad (2.6)$$

$$P_{Rs} = 0,65 \cdot t \cdot (e + d) \cdot f_y + 0,10 \cdot e \cdot \sqrt{b_p^2 + 4 \cdot h_0^2} \cdot f_{ck} , \quad (2.7)$$

gdzie:

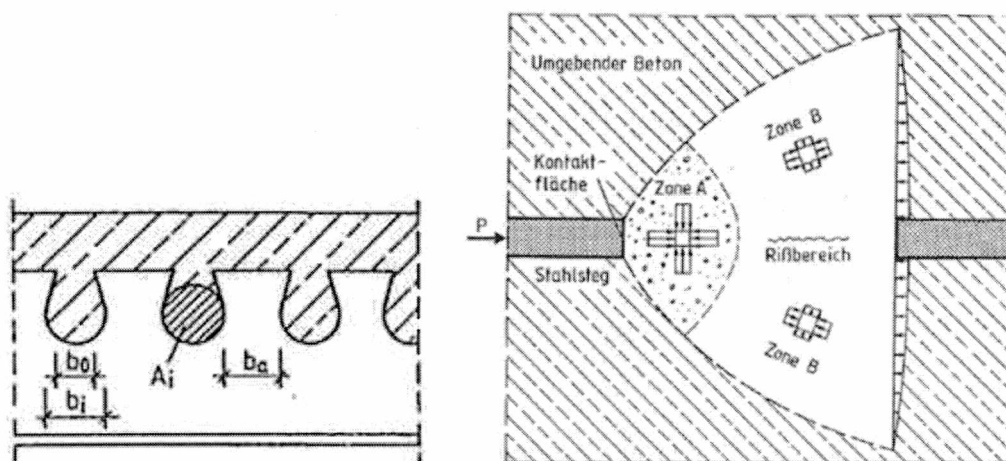
t	grubość listwy zespalającej,
b_p	szerokość pasa dźwigara stalowego, do którego przyspawano listwę,
h_0	odległość otworu w listwie od górnej powierzchni pasa,
κ_c	współczynnik uwzględniający zależność między wytrzymałością betonu na ściskanie i ścinanie, przyjmowany jako $\sqrt{20 / f_{ck}}$,
f_y	granica plastyczności stali, z której wykonana jest listwa.

Ze względu na fakt, że połączenie typu *perfobond* znalazło szersze zastosowanie w budownictwie, a temat łączników listwowych został podjęty przez wielu badaczy, przedstawione rozwiązanie potraktowano jako punkt wyjścia. Dalsze prace nad łącznikami ciągłymi prowadzono w celu uzyskania łącznika umożliwiającego łatwe i szybkie układanie zbrojenia poprzecznego w płycie betonowej. Przewlekanie bowiem pojedynczych prętów przez zamknięte wycięcia okazało się dość pracochłonne.

2.3 Ciągłe łączniki otwarte – Wurzer i Zapfe

Wurzer w swojej pracy doktorskiej [29] zajął się problematyką łączników otwartych, będących modyfikacją listwy *perfobond*. Przeprowadził serię badań dla różnych warunków brzegowych, wyniki poddał obróbce statystycznej, na podstawie której zaproponował kryteria wymiarowania połączenia ścinanego. Ponieważ kryteria te są formułami empirycznymi, zaproponował przedział ich stosowalności ograniczając parametry opisujące geometrię połączenia. Łączniki otwarte badane przez Wurzera, otrzymane przez wycięcie listwy stalowej, charakteryzowały się tym, że pole stali w łączniku było zdecydowanie większe niż pole betonu wypełniającego przestrzeń między łącznikami stalowymi. Stąd Wurzer skupił się w swojej pracy na nośności części betonowej (tzw. *concrete dowel*) sprowadzając nośność części stalowej wyłącznie do zagadnienia nośności granicznej i nie poświęcając temu zagadnieniu wie-

le miejsca. Na podstawie przeprowadzonych badań określił model zniszczenia połączenia ścinanego jako zmiżdżenie betonu w strefie jego kontaktu z powierzchnią stalowego łącznika, po czym pojawienie się podłużnej rysy między stalowymi łącznikami i ścięcie betonu, jak na Rys. 2.9.



Rys. 2.9 Geometria połączenia ścinanego (po lewej) oraz schemat jego zniszczenia (po prawej) wg [29]

Istotnym założeniem spójnym z zasadami przedstawionymi w [75] było przyjęcie zwiększonej wytrzymałości betonu ze względu na występowanie stanu trójosiowego ściskania w miejscu docisku powierzchni stalowej do otaczającego betonu. Wartość, o jaką można zwiększyć wytrzymałość betonu na ściskanie była uzależniona od warunków brzegowych i zależała od stosunku pola powierzchni betonu poddanego ściskaniu i pola powierzchni betonu, który je otaczał. Ostatecznie nośność pojedynczego łącznika [30] z uwagi na beton została określona jako:

$$P_{Rd} = \frac{\eta \cdot f_{ck} \cdot h_d \cdot t_w}{\gamma_v}, \quad (2.8)$$

$$\eta = 6,4 + 0,05 \cdot (100 - h_d) \cdot \left(0,5 + \frac{5 \cdot b_0}{8 \cdot b_i} \right) \leq \begin{cases} 12,5 \cdot \sqrt{\frac{40}{f_{ck}}} \\ 79,05 \cdot \sqrt{\frac{1}{f_{cm, cube}}} \end{cases}, \quad (2.9)$$

gdzie:

h_d	wysokość łącznika,
t_w	grubość środnika,
γ_v	współczynnik bezpieczeństwa,
b_0, b_i	wg Rys. 2.9.

Z uwagi na nośność stali, nośność pojedynczego łącznika należy wg Wurzera ograniczyć do wartości wynikającej ze wzoru (2.10):

$$P_{Rd} = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot b_a \cdot t_w}{\gamma_v}, \quad (2.10)$$

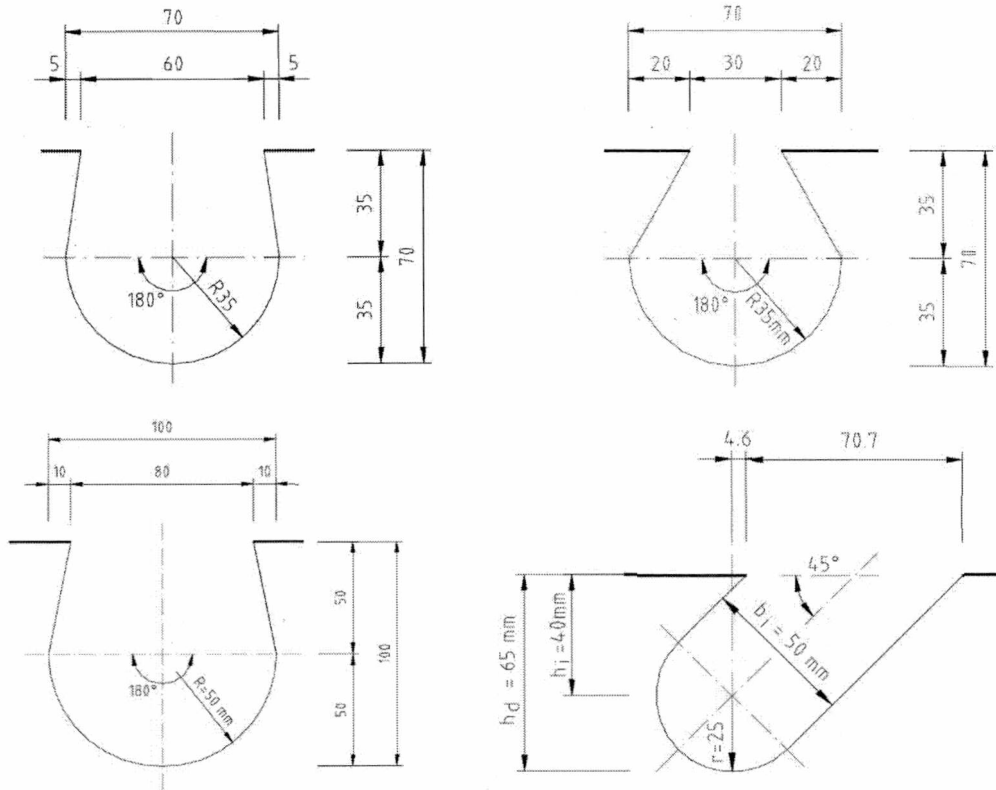
gdzie:

b_a najmniejsza szerokość łącznika stalowego (wg Rys. 2.9).

Badania przeprowadzone przez Wurzera nie wniosły wiele do zasad wymiarowania części stalowej łączników otwartych, ale były dużym krokiem naprzód, jeśli chodzi o zastosowanie łączników otwartych, znacząco ułatwiających montaż zbrojenia. Metodologia prowadzenia badań na próbach typu POST [74] była godna uwagi, przeprowadzono bowiem 5 różnych serii testów, zmieniając w każdej z nich tylko jeden z parametrów. W ten sposób, w dość przejrzysty sposób, przedstawiono wszystkie wnioski. Wykazały one, co jest bardzo istotne dla dalszego kierunku badań, że łączniki otwarte mają większą ciągliwość niż zamknięte, a sama jej wartość zależy od kształtu łącznika. Jego kształt nie wpływa za to znacząco na nośność graniczną połączenia.

Zapfe był kontynuatorem prac prowadzonych przez Wurzera, i podobnie jak on wszystkie swoje badania prowadził głównie na próbach ścinanych typu POST. Wyniki z [29] potraktował on jako punkt wyjścia dla swoich badań [31], a planując je, jako zmienne mogące wpływać na otrzymane wyniki przyjął: geometrię otworów, grubość środnika, zbrojenie poprzeczne przechodzące przez otwory, klasę betonu, geometrię bloku betonowego. Na Rys. 2.10 przedstawiono przykładowe analizowane kształty łączników otwartych. Zauważyć można, że podobnie jak w przypadku wcześniejszych badań pole stali jest znacząco większe niż

pole betonu (rozstaw otworów w próbach POST przyjęto 300 mm, przy średnicy wycięć maks. 100 mm).



Rys. 2.10 Przykładowe kształty łączników otwartych analizowanych przez Zapfe w [31]

Znów skupiono się więc na nośności betonowej części zespolenia nie analizując nośności części stalowej. Za to w odniesieniu do betonu Zapfe wprowadził dwa dodatkowe kryteria zniszczenia. Oprócz zniszczenia spowodowanego zmiażdżeniem betonu (2.11), opisał jeszcze przebicie betonu (tzw. *pry-out cone*) (2.12) oraz zniszczenie przez ścięcie w płaszczyźnie zespolenia (2.13).

$$P_{Rd,1} = \frac{72,7 \cdot h_d \cdot t_w \cdot f_{ck}^{1/2}}{\gamma_v}, \quad (2.11)$$

$$P_{Rd,2} = \frac{25,6 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i}{\gamma_v}, \quad , \text{gdzie:}$$

$$\rho_i = 1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \frac{A_{sq,1}}{A_d}, \quad (2.12)$$

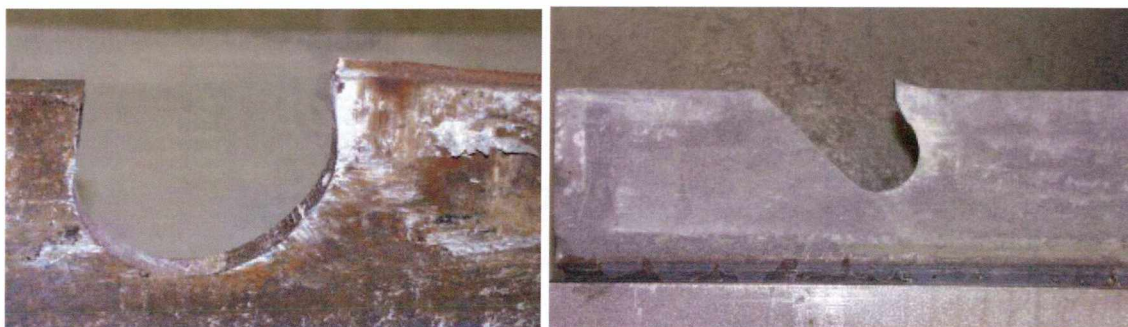
$$P_{Rd,3} = \frac{23,4 \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot f_h}{\gamma_v}, \text{ gdzie:} \quad (2.13)$$

$$f_h = \left(1,2 - \frac{h_d}{180}\right) \leq 1,$$

gdzie:

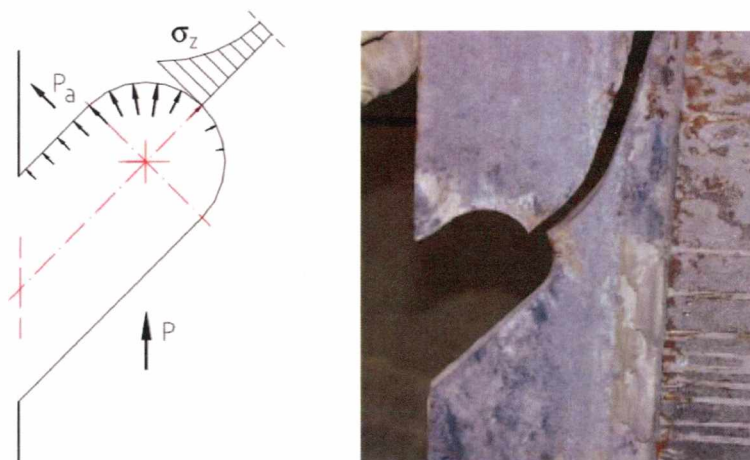
h_{tc}	odległość od środka otworu do najbliższej powierzchni betonowej,
$A_{sq,1}$	pole zbrojenia przechodzącego przez otwór,
A_d	pole otworu (pole betonu w otworze),
h_d	wysokość łącznika,
E_s	moduł sprężystości stali,
E_{cm}	sieczny moduł sprężystości betonu.

Istotną obserwacją z punktu widzenia konieczności określenia nośności części stalowej były natomiast zdeformowane łączniki stalowe, zinwentaryzowane po rozkuciu przebadanych elementów POST (Rys. 2.11). Skoro przy rozstawie otworów kilkukrotnie większym niż ich wymiar podłużny możliwa jest deformacja plastyczna łącznika stalowego, to przy gęstszym ich rozstawie nośność części stalowej może okazać się decydująca.



Rys. 2.11 Deformacje plastyczne stalowych łączników otwartych [31]

Zapfe przeprowadził nie tylko badania statyczne, ale także badania cykliczne elementów POST z łącznikami otwartymi. W jednej z prób (Rys. 2.12) otrzymano pęknięcie zmęczeniowe łącznika stalowego prowadzące do utraty nośności elementu.



Rys. 2.12 Pęknięcie zmęczeniowe stalowego łącznika otwartego [31]

Ta obserwacja, nie rozwinięta szczegółowo w [31], wskazała na potrzebę analizowania również sprężystej pracy łącznika stalowego, jeśli pracować ma on w konstrukcji poddanej oddziaływaniom zmęczeniowym. Do tej pory nie było to brane pod uwagę, a nośność połączenia określano wyłącznie w kryteriach nośności granicznej. Jeśli natomiast możliwe jest zniszczenie spowodowane zmęczeniem stali łącznika, należało wprowadzić kryteria naprężeniowe.

2.4 Technologia VFT-WIB i projekt *PreCo-Beam*

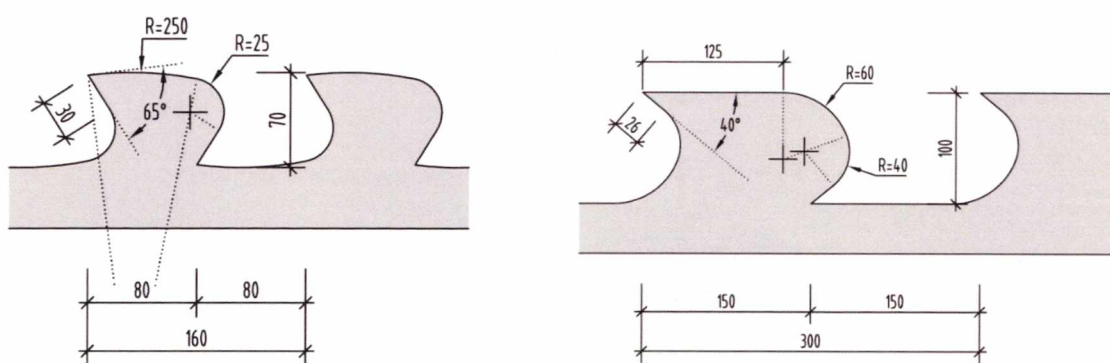
Dwa lata po opublikowaniu wyników badań Zapfe [31] biuro inżynierskie SSF Ingenieure opracowało nową technologię budowy mostów zespolonych VFT-WIB, będącą następcą technologii VFT [32] stosowanej głównie w Niemczech i Polsce. Technologia ta łączyła zalety technologii VTF, tj. stosowania prefabrykowanych dźwigarów zespolonych stanowiących jednocześnie deskowanie tracone do wykonania monolitycznej płyty pomostowej na budowie, i zalet płynących z wykorzystania ciągłych łączników otwartych. Zaprojektowano pierwszy wiadukt w tej technologii – wiadukt w Pöcking [33] – wykorzystując jako zespolenie ciągłe łączniki otwarte o innowacyjnym kształcie (Rys. 2.13), nazwanym później w ramach projektu *PreCo-Beam* [13] kształtem PZ (*puzzle*). Kształt ten powstał przez symetryczne rozcięcie środnika belki dwuteowej, więc po raz pierwszy otrzymano łączniki, dla których powierzchnia ścinania części stalowej i betonowej jest taka sama. Ze względu na fakt, że łączniki takie nie zostały wcześniej przebadane, przy projektowaniu wykorzystano metodę doświadczalną określania nośności łączników zgodną z [74]. Przygotowano i przebadano

3 próby POST wykonane z tych samych kształtowników, gatunku stali i klasy betonu, co projektowany wiadukt. Wyniki badań zestawiono w [34]. Po raz pierwszy zaobserwowano w trakcie badań typu POST znaczące odkształcenia w łączniku stalowym, także jego pęknięcie spowodowane ścinaniem w próbie statycznej, choć znów o nośności całego połączenia decydowała nośność betonu (nastąpiło przebicie płyty betonowej).



Rys. 2.13 Łącznik PZ wiaduktu w Pöcking [33]

W 2006 roku SSF Ingenieure zaprojektowało kolejny obiekt w omawianej technologii – wiadukt w Vigaun (Austria). Zastosowano znów inny kształt łącznika – SA (Rys. 2.14), modyfikując tym samym kształt F, który był badany przez SSF w roku 2004. Raporty z badań kształtów F oraz SA zostały zawarte w pracach [35] i [36]. Istotne jest tu, że nośność części stalowej łącznika została wyczerpana wcześniej niż nośność betonu.



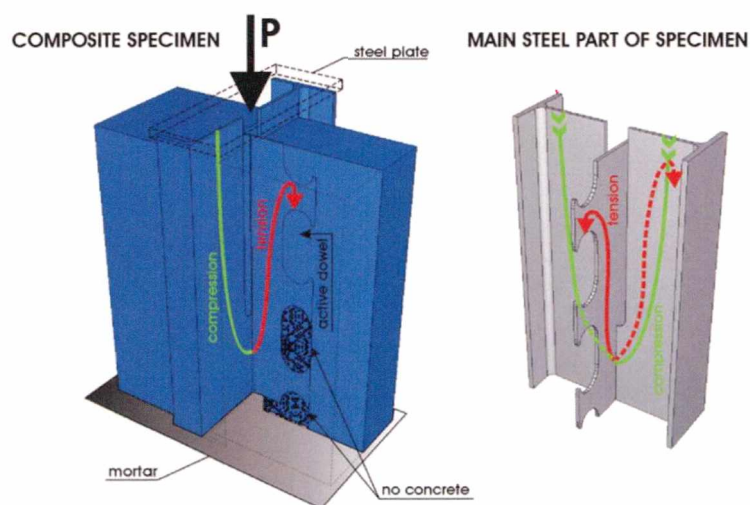
Rys. 2.14 Łącznik F (po lewej) oraz SA (po prawej) wiaduktu w Vigaun [37]

Również w 2006 roku konsorcjum złożone z firm i uczelni technicznych:

- SSF Ingenieure GmbH (Niemcy) - koordynator,
- Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes – SETRA (Francja),

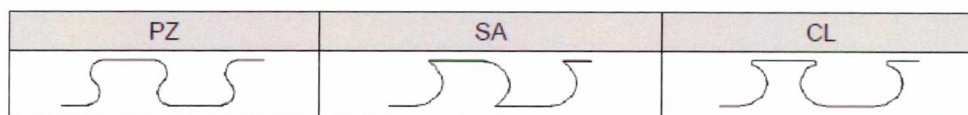
- Universität der Bundeswehr (Niemcy),
- Politechnika Wrocławska (Polska),
- Université de Liège (Belgia),
- Rambøll Sverige AB (Szwecja),
- ArcelorMittal (Luxemburg)

przystąpiło do realizacji projektu badawczego *PreCo-Beam* [13], współfinansowanego przez Fundusz Badawczy Węgla i Stali. Projekt okazał się kluczowym punktem dla rozwoju łączników otwartych. Celem projektu było wykonanie badań i opracowanie zasad wymiarowania połączenia ścinanego z ciągłymi łącznikami otwartymi. W czasie projektu *PreCo-Beam* wprowadzono termin *composite dowel* wskazując na możliwe mechanizmy zniszczenia stali i betonu w połączeniu ścinanym. Wcześniej używano terminu *concrete dowel*. Politechnika Wrocławska była współodpowiedzialna za realizację wszystkich zadań w projekcie za wyjątkiem określenia wytrzymałości zespolenia w warunkach pożaru, ponadto była liderem w kwestii modelowania numerycznego oraz określania nośności części stalowej łącznika. Przeprowadzono serie badań, najpierw badania wstępne na elementach typu *NPOT* (Rys. 2.15), celem wyboru odpowiedniego kształtu łącznika. Badania te były zmodyfikowaną próbą typu POST, w której model został tak skonstruowany, aby przepływ sił wymusił rozciąganie blachy u podstawy łącznika. Na łączniku naklejono tensometry, aby określić stan odkształceń oraz móc kalibrować modele numeryczne. Wykonano zarówno badania statyczne, jak i cykliczne aż do uzyskania pęknięcia zmęczeniowego łącznika stalowego.



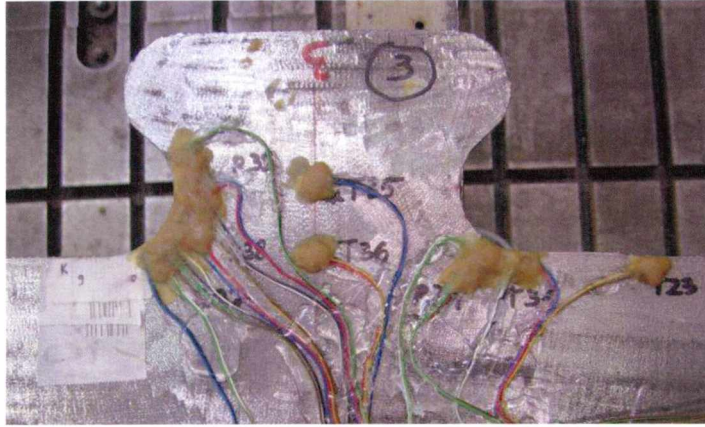
Rys. 2.15 Idea elementu typu *NPOT* [13]

Analizowano trzy różne kształty łącznika: PZ, SA i CL, pokazane na Rys. 2.16. Łącznik SA był asymetryczny, więc przy działaniu sił rozwarstwiających o różnych znakach przestawał spełniać swoją funkcję ze względu na ostry karb z tyłu łącznika. Najlepszą wytrzymałością zmęczeniową charakteryzował się łącznik CL, wykazując przy tym dość dobrą nośność graniczną. Przy jego wycinaniu ze środka nie otrzymywało się jednak dwóch takich samych części, a zatem do jego otrzymania potrzebowano dwóch osobnych cięć. Było to o tyle problematyczne, że po przecięciu belki, na skutek uwolnienia naprężeń walcowniczych, belka deformowała się [38, 39] i nie było już możliwości powtórnego zaprogramowania maszyny tnącej. Z tego powodu kształt CL również odrzucono, typując do dalszych badań kształt PZ o stosunkowo dobrej wytrzymałości zarówno granicznej, jak i zmęczeniowej, będącym poza tym dość dogodnym do zautomatyzowanego wycinania. Nośność zmęczeniową tego kształtu zweryfikowano doświadczalnie na elementach typu NPOT i belkach.



Rys. 2.16 Kształty łączników analizowane w ramach projektu *PreCo-Beam* [13]

Przeprowadzono na Politechnice Wrocławskiej 13 badań niszczących belek (10 obciążonych statycznie i 3 cyklicznie) i 18 badań POST z łącznikami PZ badając wpływ różnych czynników na wytrzymałość zespolenia. Analizowano wpływ zbrojenia, grubości środka i wielkości łączników na ich nośność i ciągliwość. W belkach zastosowano na szeroką skalę tensometry elektrooporowe, mierząc odkształcenia w wielu punktach na łącznikach, stosowano też łańcuchy tensometryczne (10 tensometrów na odcinku ok. 20 mm) u ich podstawy (Rys. 2.17). Badano belki z niskimi i wysokimi środkami, poddane zginaniu dodatnim i ujemnym momentem zginającym.



Rys. 2.17 Tensometry na łączniku PZ belki badanej w ramach projektu *PreCo-Beam* [13]

W ramach projektu *PreCo-Beam* zaproponowano podejście obliczeniowe do wymiarowania łącznika stalowego w stanach granicznych nośności (2.14), użytkowości (2.15) oraz zmęczenia (2.16) [40] oraz wzory do określania nośności betonu (omówione szerzej w rozdziale 2.5):

$$P_{Rk,ULS} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_i^2}{\sqrt{16 \cdot h_{s,i}^2 + 3 \cdot b_i^2}}, \quad (2.14)$$

$$b_i = b_1 - 2 \cdot R \cdot \sin \alpha,$$

$$h_{s,i} = h_s - R \cdot (1 - \cos \alpha),$$

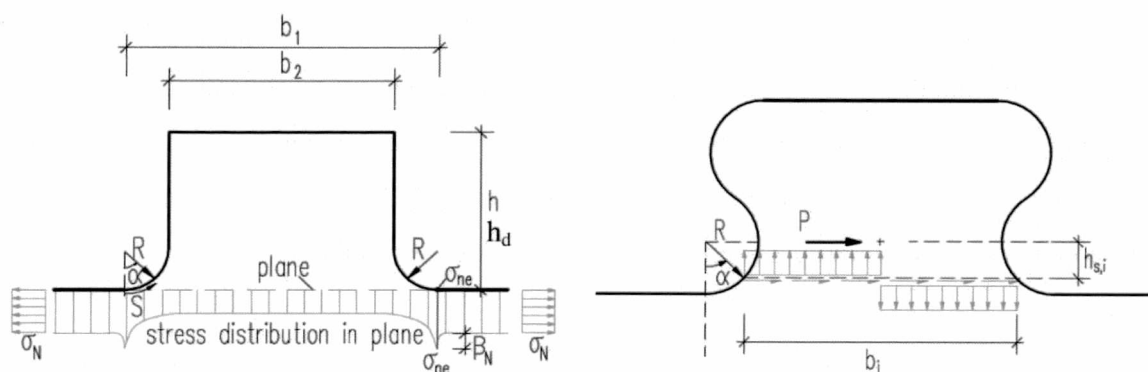
$$P_{Rk,SLS} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_i^2}{\sqrt{36 \cdot h_{s,i}^2 + 3 \cdot b_i^2}}, \quad (2.15)$$

$$\Delta P_{FAT} = (\Delta \sigma_c - k_c \cdot \Delta \sigma_N) \frac{t_w \cdot b_r^2}{b_r \cdot \cos \alpha + 6 \cdot h_{s,i} \cdot \sin \alpha},$$

$$b_r = \frac{\pi \cdot (90 - \alpha) \cdot (0,5 \cdot b_1 - R \cdot \sin \alpha)}{90 \cdot \cos \alpha}, \quad (2.16)$$

$$k_c = \left[1,192 + 0,1029 \cdot \left(\frac{b_1}{R} \right) - 0,0022 \cdot \left(\frac{b_1}{R} \right)^2 \right].$$

Oznaczenia we wzorach są zgodne z poniższymi rysunkami i objaśnieniami.



Rys. 2.18 Oznaczenia do wzorów na określenie nośności łącznika stalowego [13]

h_s wysokość łącznika stalowego (również h i h_d na Rys. 2.18),

b_i szerokość łącznika w przekroju krytycznym.

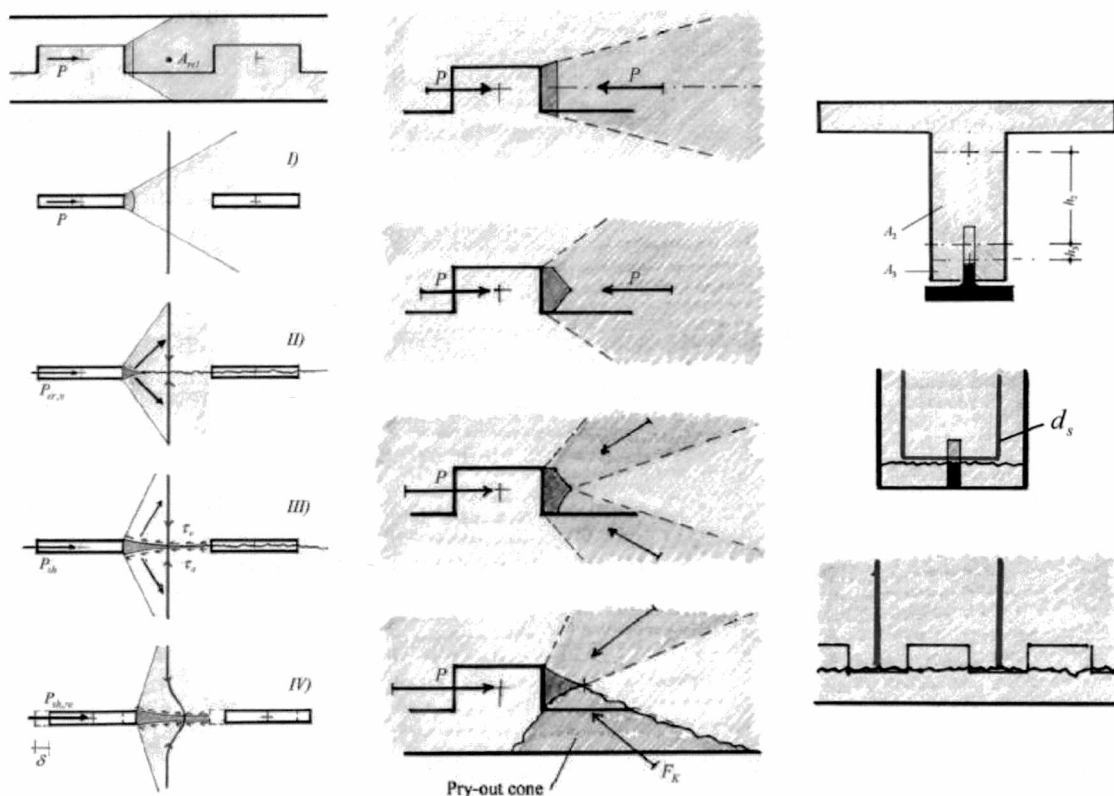
Po raz pierwszy podjęto próby opisu wyężenia łącznika w ULS, SLS oraz FLS, przy czym przyjęto założenie, że łącznik pracuje w płaskim stanie naprężenia, jak belka wspornikowa, a siła przyłożona jest w połowie wysokości pracującej części łącznika. Należało znaleźć krytyczny przekrój (w kształcie PZ przy kącie $\alpha = 70^\circ$ dla ULS oraz 20° dla FLS), a następnie obliczyć maksymalną siłę przenoszoną przez łącznik. Przedstawione wzory nie uwzględniały jednak rozkładu docisku betonu do powierzchni czołowej łącznika stalowego, ani stanu naprężenia w nim panującego, brak było więc dokładnego opisu zjawisk zachodzących w łączniku. Alternatywnie przedstawiono podejście bazujące na wynikach analiz numerycznych modeli kalibrowanych w oparciu o badania doświadczalne, zaproponowane przez Lorenc [41] i opisane szerzej w rozdziale 2.6, jako że Lorenc uznawał model opisany wzorami (2.14) – (2.16) za niepoprawny (jego przedstawienie w projekcie forsowali niemieccy partnerzy).

2.5 Nośność graniczna łącznika - Seidl

Bazując częściowo na wynikach uzyskanych w projekcie *PreCo-Beam*, a częściowo na swoich własnych badaniach, Seidl obronił na Politechnice Wrocławskiej w 2009 r. pracę doktorską [37] traktującą o nośności granicznej połączenia typu *composite dowel*. Główną część uwagi skupił na zagadnieniach nośności betonu, traktując jako punkt wyjścia przede

wszystkim wyniki [29, 31]. Jako pierwszy opisał jednak mechanizmy zniszczenia betonu w oparciu o mechanikę konstrukcji i przepływ sił w belce. Do tej pory bowiem wzory na nośność miały charakter czysto empiryczny. Statystykę wykorzystał Seidl wyłącznie do ustalenia wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa. Opisane zostały wszystkie rozpoznane do tej pory mechanizmy zniszczenia betonu (pokazane na Rys. 2.19), tj.:

- ścinanie betonu między łącznikami stalowymi wynikające z docisku powierzchni łącznika stalowego do otaczającego go betonu (2.17),
- przebicie betonu (*pry – out cone*) (2.18),
- rozwarstwienie w betonie, gdy brak jest zbrojenia łączącego część betonu znajdującą się poniżej łącznika z częścią znajdującą się powyżej (2.19).



Rys. 2.19 Mechanizmy zniszczenia betonu, od lewej: ścinanie betonu między łącznikami stalowymi, przebicie betonu oraz rozwarstwienie [37]

Opracowane wzory (2.17) – (2.19) zostały z dużą zbieżnością potwierdzone doświadczalnie. Stworzony został więc czytelny model opisujący kompleksowo nośność betonowej części zespolenia:

$$\begin{aligned}
 P_{sh,re} &= P_{sh,0} + P_{re} , \\
 P_{sh,re} &= 0,8 \cdot A_{d,c} \cdot f_c^{2/3} \cdot (\rho \cdot f_{re})^{1/3} , \\
 \rho &= \frac{A_{rel}}{A_{d,c}} , \\
 P_{re} &= 1,30 \cdot d_{re}^2 \cdot \left(\sqrt{1 + (1,3 \cdot \varepsilon)^2} - 1,3 \cdot \varepsilon \right) \cdot \sqrt{f_c \cdot f_{re}} \leq \frac{A_{rel} \cdot f_{re}}{\sqrt{3}} , \\
 \varepsilon &= \frac{3 \cdot t_w}{2 \cdot d_{re}} \cdot \sqrt{f_c / f_y} ,
 \end{aligned} \tag{2.17}$$

$$\begin{aligned}
 P_{po} &= P_{po} + P_{2re} , \\
 P_{po} &= 26,85 \cdot \chi \cdot h_{po}^2 \cdot f_{ct} , \\
 \chi &= \chi_l \cdot \chi_q , \\
 P_{2re} &= \frac{12,5 \cdot A_{rel,2} \cdot f_{re} \cdot e_{re}}{e_x + e_{re} + 2 \cdot t_w} ,
 \end{aligned} \tag{2.18}$$

$$P_{cov} = \frac{f_{ct}}{\frac{h_2'}{4 \cdot l_{cr} \cdot e_x^2} + \frac{0,15}{h_{po} \cdot b_w} \cdot \left(1 - \frac{h_d}{2 \cdot h_{po}} \right)} . \tag{2.19}$$

Oznaczenia we wzorach powyżej:

$A_{d,c}$	pole betonu pomiędzy łącznikami stalowymi,
A_{rel}	pole stali zbrojeniowej przechodzącej przez beton $A_{d,c}$,
d_{re}	średnica pręta zbrojeniowego przechodzącego przez beton $A_{d,c}$,
f_{re}	wytrzymałość stali zbrojeniowej,
f_c	wytrzymałość betonu na ściskanie,
t_w	grubość środnika (łącznika stalowego),
h_{po}	odległość od środka łącznika do powierzchni betonu,
χ	współczynnik zależny od rozstawów podłużnego i poprzecznego łączników,
f_{ct}	wytrzymałość betonu na rozciąganie,

e_x	podłużny rozstaw łączników,
h_d	wysokość łącznika,
b_w	szerokość środnika (lub płyty) betonowego,
l_{cr}	szerokość części betonowej od jej bocznej powierzchni do wewnętrznego zagięcia strzemienia przechodzącego przez beton $A_{d,c}$,
h_2'	odległość od środka łącznika do środka ciężkości całego przekroju poprzecznego części betonowej belki.

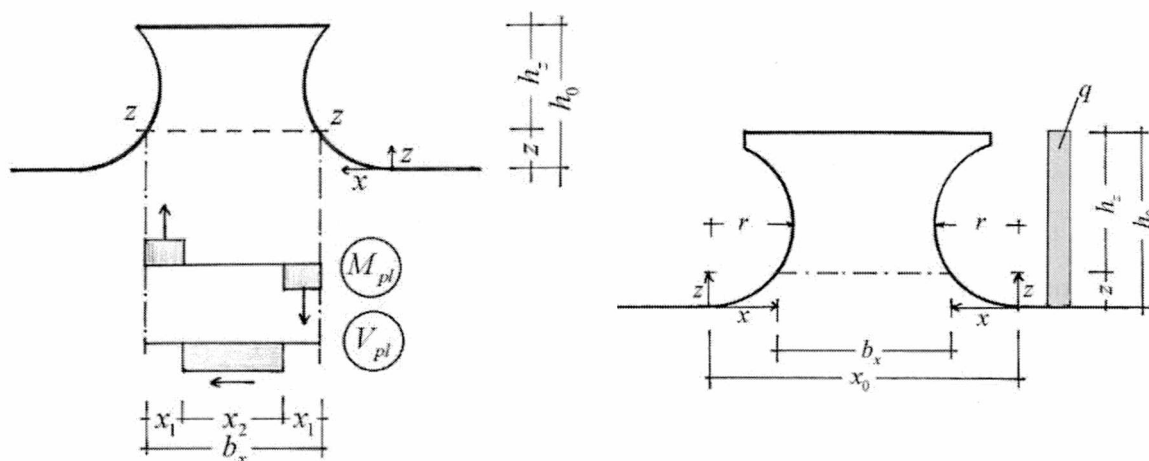
Ostatecznie nośność zespolenia z uwagi na beton opisuje wzór (2.20):

$$\begin{aligned} \text{jeśli } \max(P_{po} ; P_{cov}) &\leq P_{sh,re} \rightarrow P_{\max} = P_{sh,re} , \\ \text{jeśli } \max(P_{po} ; P_{cov}) &> P_{sh,re} \rightarrow P_{\max} = \min(P_{po} ; P_{cov}) > P_{sh,re} . \end{aligned} \quad (2.20)$$

Oznacza to, że nośność części betonowej zespolenia nigdy nie jest mniejsza niż jej nośność na ścinanie, może natomiast być większa, wówczas ograniczona jest ona nośnością na przebicie lub rozwarstwienie.

Seidl opisał też nośność graniczną łącznika stalowego. Przyjął on kilka założeń upraszczających odbiegających od rzeczywistego zachowania się łącznika, tj.:

- łącznik pracuje jak belka wspornikowa, przyjęto zasadę płaskich przekroi poprzecznych w łączniku po jego odkształceniu,
- rozkład docisku betonu do stali nie zależy od kształtu łącznika i jest prostokątny na całej jego wysokości, rozkład naprężeń w łączniku również nie zależy od jego kształtu, kształt wpływa wyłącznie na szerokość przekroju krytycznego $z - z$,
- przekrój łącznika jest cały uplastyczniony, przy czym części zewnętrzne przenoszą moment zginający, a część wewnętrzna ścinanie,
- zniszczenie następuje w płaszczyźnie $z - z$, dla której stosunek sił wewnętrznych i odpowiednich parametrów geometrycznych jest najbardziej niekorzystny (Rys. 2.20).



Rys. 2.20 Opis stanu granicznego zniszczenia łącznika stalowego wg [37]

Na podstawie powyższych założeń został wyprowadzony wzór (2.21) na nośność graniczną łącznika, przy czym wszystkie oznaczenia przyjęto wg Rys. 2.20:

$$P_{Rd} = \frac{(x_0 - 2 \cdot x_1)}{\sqrt{3}} \cdot f_y \cdot t_w ,$$

$$x_1 = \frac{d - \sqrt{d^2 - 4 \cdot a \cdot x_0}}{2 \cdot a} ,$$

$$a = \frac{2 \cdot \sqrt{3} \cdot h_0}{h_z^2} ,$$

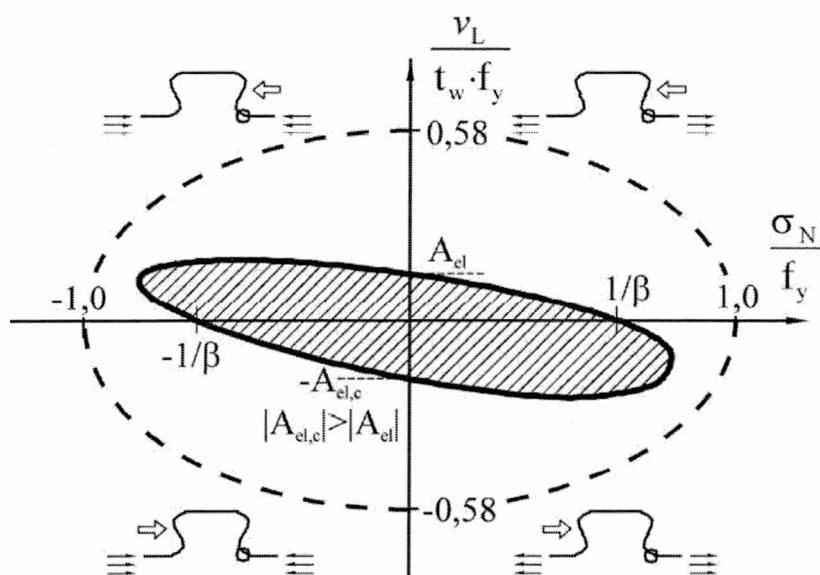
$$d = a \cdot x_0 + 2 .$$
(2.21)

Jak widać nośność łącznika jest funkcją odległości z , a zatem znalezienie siły granicznej wymaga określenia ekstremum tej funkcji, co jest dużym utrudnieniem. W [37] zostały zaproponowane wartości h_z dla najczęściej spotykanych kształtów łącznika, dla których Seidl dysponował wynikami badań (np. dla kształtu MCL 250 jest to 22,3 mm).

Prace Seidla są wartościowe ze względu na rozpoznanie pracy łączników otwartych typu *composite dowel* w aspekcie części betonowej. Zagadnienia związane z nośnością stali zostały potraktowane marginalnie sprowadzając problem do nośności granicznej, wprowadzając jednocześnie wiele uproszczeń, co do pracy łącznika.

2.6 Koncepcja nośności sprężystej - Lorenc

Po raz pierwszy koncepcję projektowania stalowych łączników w połączeniu *composite dowel* opartą na kryteriach naprężeniowych przedstawił Lorenc [13, 41]. Przyjął on, że naprężenia u podstawy łącznika stalowego pochodzą od dwóch efektów – globalnych sił działających na belkę (moment zginający i siła osiowa) oraz lokalnych sił ścinania podłużnego między stalą i betonem. Pierwszy efekt – globalny – powoduje powstanie naprężeń normalnych amplifikowanych ze względu na karb geometryczny, wytworzony przez sam kształt łącznika, drugi efekt – lokalny – powoduje powstanie naprężeń będących efektem docisku betonu do powierzchni czołowej łącznika stalowego. W zależności od potrzeb rozpatrywane miały być naprężenia zredukowane lub główne. Istotnym jest, że wydzielenie dwóch wpływów (lokalnego i globalnego) pozwoliło na rozdzielenie skomplikowanego zagadnienia pracy łącznika w belce zespolonej na dwa osobne zagadnienia. Przeprowadzone przez Lorenca analizy oparte były na wynikach modeli numerycznych i potwierdzone doświadczalnie dla kształtu PZ. Nie proponowano podejścia analitycznego do wyznaczania stanu naprężeń w łączniku ze względu na zbyt duży stopień skomplikowania zagadnienia, spowodowany głównie kontaktem między stalą i betonem. Lorenc wyprowadził funkcje opisujące stan naprężenia na krawędzi łącznika, zależne od odległości mierzonej od jego podstawy. W ten sposób dla dwóch różnych wpływów otrzymano inne krzywe, mające ekstremum w dwóch różnych punktach. W zależności od wartości liczbowych naprężeń pochodzących od poszczególnych wpływów, sumowanie tych funkcji daje wartość maksymalną w różnych punktach. W ślad za odpowiednimi przekształceniami matematycznymi wprowadzono pojęcie bezwymiarowej nośności łączników stalowych, której składowymi są bezwymiarowa nośność łącznika na ścinanie oraz bezwymiarowa nośność środka na rozciąganie, przy czym uwzględnione są już koncentracje naprężeń. Takie podejście pozwala na zbudowanie obwiedni nośności łącznika (Rys. 2.21), która została opracowana tylko w części odpowiadającej pierwszej ćwiartce wykresu, a więc dla przypadku rozciągania globalnego blachy przy obciążeniu ścinającym, powodującym rozciąganie podstawy łącznika. Przebieg obwiedni w pozostałych trzech ćwiartkach, przedstawiony na rysunku, jest hipotetyczny.



Rys. 2.21 Obwiednia interakcyjnej nośności łącznika stalowego wg [41]

Zaproponowane podejście pozwala określić w łączniku wartości naprężeń geometrycznych dowolnego typu (kwestia czy mają to być naprężenia główne, czy zredukowane zależy tylko od wartości przyjętych współczynników), jak we wzorze (2.22):

$$\sigma_s = \sigma_L + \sigma_G ,$$

$$\sigma_L = \frac{1}{A_{el}} \cdot \left(\frac{V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} \right) ,$$

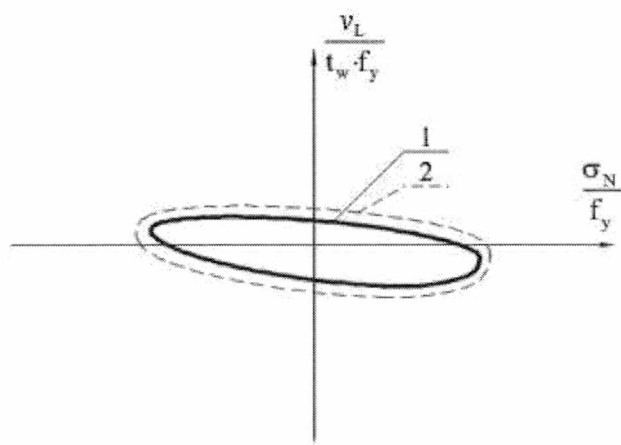
$$\sigma_G = \beta \cdot \left(\frac{M \cdot z}{I_y} + \frac{N}{F} \right) .$$
(2.22)

Oznaczenia:

t_w	grubość środnika (łącznika stalowego),
I_y	moment bezwładności belki zespolonej,
S_y	moment statyczny odciętej części przekroju względem osi bezwładności belki,
z	odległość między osią bezwładności belki, a podstawą łącznika,
F	pole przekroju poprzecznego belki zespolonej,

V, M, N	siły wewnętrzne w belce, kolejno: siła tnąca, moment zginający i siła osiowa
A_{el}	współczynnik karbu przy lokalnym ścinaniu podłużnym,
β	współczynnik karbu, jakim jest łącznik, przy działaniu na belkę globalnych naprężeń normalnych.

W swojej pracy [13, 41] Lorenc określił wartości liczbowe współczynników karbu dla łącznika kształtu PZ, najszerzej zbadanego podczas projektu *PreCo-Beam*. Wynoszą one dla pierwszej ćwiartki obwiedni odpowiednio $A_{el} = 0,097$ oraz $\beta = 1,82$ (dla naprężeń głównych). Wartości te zostały potwierdzone doświadczalnie. Dla innych, dowolnych kształtów łącznika, współczynniki te byłyby inne, a cała obwiednia nośności miałaby inny przebieg (Rys. 2.22).



Rys. 2.22 Obwiednie interakcyjnej nośności łącznika stalowego o dwóch różnych kształtach wg [41]

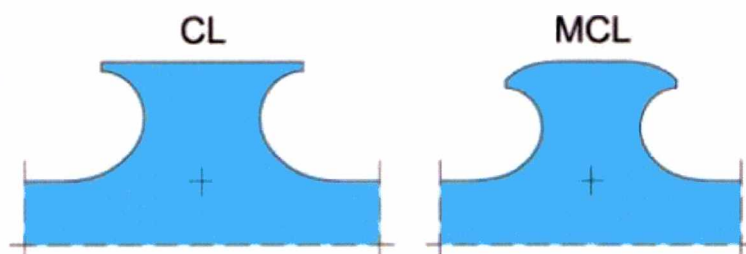
Poza tym Lorenc zauważył, że rozkład naprężeń w łączniku nie zależy dla rzeczywistych konstrukcji od jego wielkości, a jedynie od kształtu. Oznacza to, że nośność zespolenia z uwagi na część stalową, określana na jednostkę długości, jest zawsze taka sama dla łączników o jednakowym kształcie, ale różnej wielkości (tzn. dla łączników jednokładnych). Zmianie podlega jedynie ciągłość połączenia, która jest wprost proporcjonalna do założonego współczynnika skali. Poszukując zatem optymalnego łącznika należy wyeliminować zagadnienie jego wielkości i sprowadzić problem do zagadnienia kształtu.

Wyniki analiz przeprowadzonych przez Lorenca są obecnie najaktualniejszą wiedzą dotyczącą określania nośności stalowych łączników otwartych, a przedstawiona przez niego koncepcja nośności sprężystej może być z powodzeniem stosowana do sprawdzeń stanów

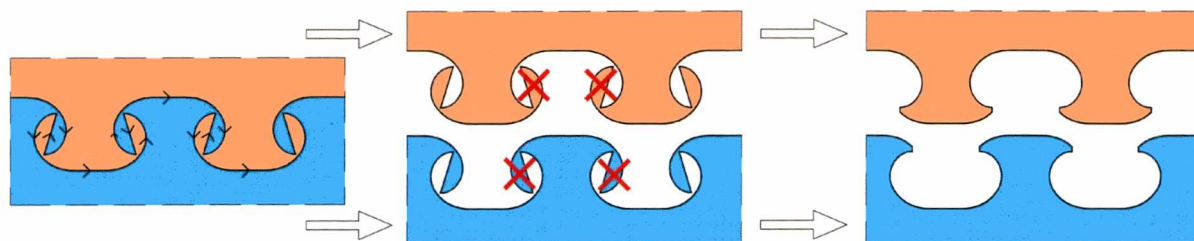
granicznych użyteczności (przez porównanie naprężeń do wartości granicznej, np. nominalnej granicy plastyczności) oraz zmęczenia materiałów (wprowadzając jako wartość graniczną np. kategorię zmęczeniową). Stanowi ona dla autora opracowania punkt wyjścia dla jego własnych analiz.

2.7 Łącznik typu MCL 250

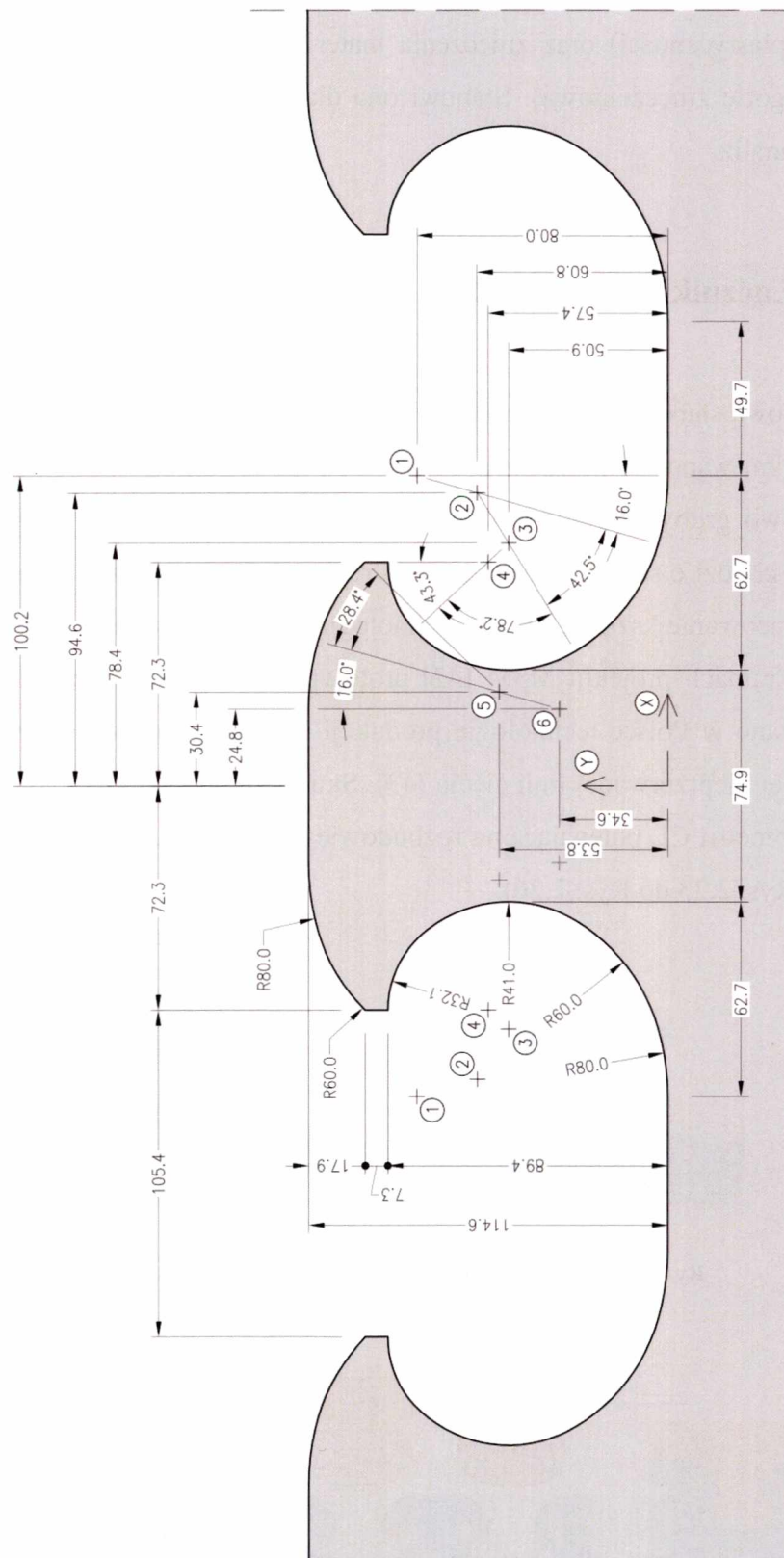
Podstawową słabością kształtu PZ była stosunkowo mała trwałość zmęczeniowa uwarunkowana małym współczynnikiem A_{el} oraz dużym β , co skutkowało koniecznością stosowania stosunkowo grubych środników, a więc nieekonomicznymi konstrukcjami. Punktem zwrotnym, jeśli chodzi o szerokie stosowanie w realnych konstrukcjach połączenia *composite dowel*, było opracowanie kształtu MCL i technologii jego wytwarzania. W 2008 r., na potrzeby realizacji w ramach projektu M3M [42] prototypowego mostu z zespoleniem *composite dowel*, opracowano w Polsce technologię produkcji łączników o kształcie zbliżonym do CL za pomocą jednej nieprzerwanej linii cięcia [43]. Skutkiem przyjętej technologii wytwarzania była zmiana geometrii CL polegająca na rozbudowie górnej części łącznika i zastąpieniu kłoidy łukami (Rys. 2.23 do Rys. 2.26).



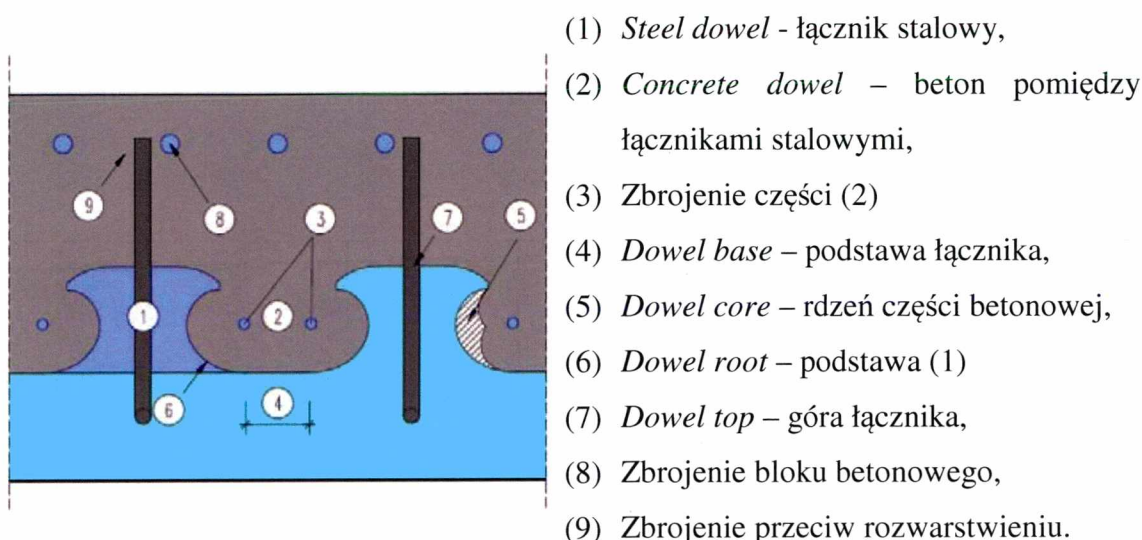
Rys. 2.23 Różnica pomiędzy łącznikami typu CL i MCL



Rys. 2.24 Sposób wycinania łącznika MCL



Rys. 2.25 Geometria łącznika MCL 250

Rys. 2.26 Nazewnictwo części składowych łącznika *composite dowel* [44]

Wykorzystując model numeryczny, analogiczny do M1 [41], Lorenc wyznaczył współczynniki A_{el} oraz β (Rys. 2.27) dla MCL 250 [45, 46]. Wprowadzono też nową miarę będącą odwrotnością A_{el} (był to zabieg czysto matematyczny).

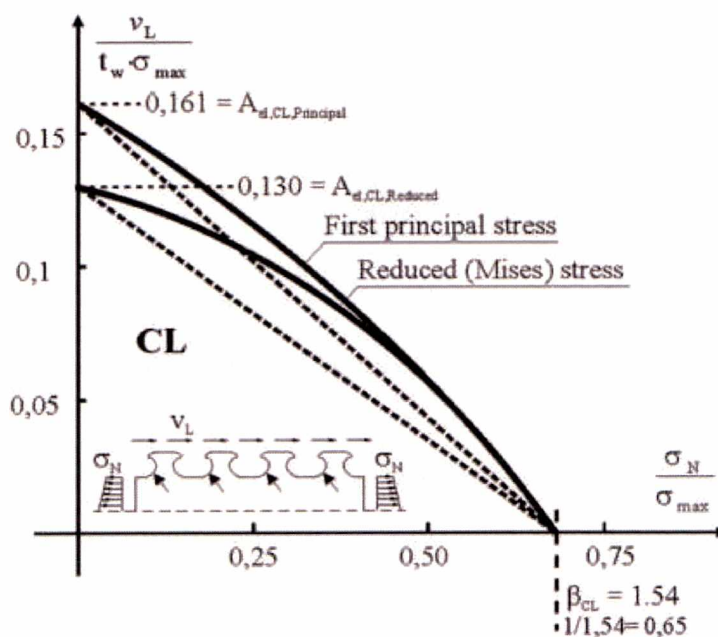
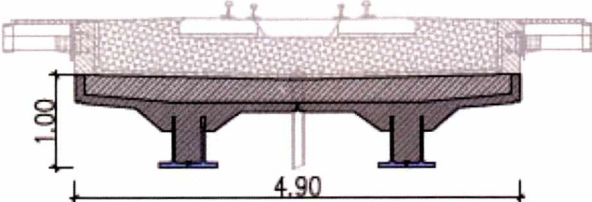
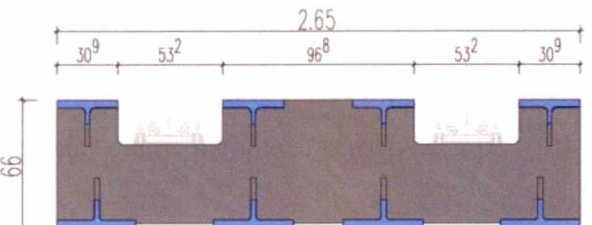
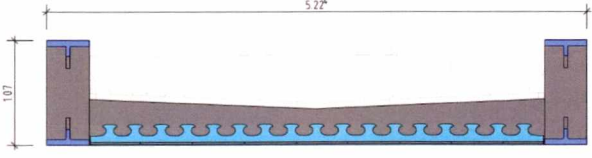


Bild 13. Spannungskonzentrationsfaktoren für Klothoidenform (MCL)

Fig. 13. Dimensionless stress concentration factors for clothoidal shape

Rys. 2.27 Współczynniki A_{el} i β [45]

Te współczynniki w połączeniu z wynikami późniejszych badań (również autora) były podstawą do zaprojektowania innowacyjnych obiektów mostowych w Polsce i Niemczech, których przykłady podano w Tab. 2.1.

	Projekt Kraj Przęsła Smukłość Rok Przekrój	„Wierna Rzeka” Polska 2 x 16,50 m 1 / 16 2010 VFT – WIB
	Projekt Kraj Przęsła Smukłość Rok Przekrój	„Simmerbach” Niemcy 2 x 12,75 m 1 / 19 2011 VFT – Rail
	Projekt Kraj Przęsła Smukłość Rok Przekrój	„Infra – Leuna” Niemcy 13,00 m 1 / 13 2012 VFT – Trough

Tab. 2.1 Przykłady zrealizowanych obiektów mostowych z łącznikami typu MCL [44]

Kształt MCL w połączeniu z prostą technologią jego wytwarzania okazał się na tyle trafionym rozwiązaniem, że byli partnerzy z projektu *PreCo-Beam* uznali poszukiwania kształtu za zakończone. W latach 2010 – 2011 zaprojektowano i wbudowano w ekologiczne przejścia dla zwierząt nad drogą S7 (Rys. 2.28) kilkaset ton rozciętych kształtowników walcowanych używając belki *VFT-WIB* z łącznikami MCL [47]. Dalsze prace badawcze miały być ukierunkowane na ten właśnie kształt.



Rys. 2.28 Belki stalowe z łącznikami MCL przed wbudowaniem w konstrukcję przejścia dla zwierząt PE4 nad drogą S7

Francusko – polsko – niemiecki zespół [45, 46] już po zakończeniu projektu *PreCo-beam* kontynuował prace badawcze dotyczące zachowania się pod obciążeniem łączników o kształcie MCL. Z założenia, co do konstrukcji kształtu CL, wiadome było [13], że utwierdzenie górnej części zębów powoduje, że zachowują się one inaczej, aniżeli łączniki o kształcie PZ. Wyniki prac opublikowano w [45, 46] i są one kluczowe w kontekście prac prowadzonych przez autora. Jednocześnie, bazując również na modelu numerycznym M1 [41], odczytano profile ciśnienia i tarcia na czole łącznika (Rys. 2.29).

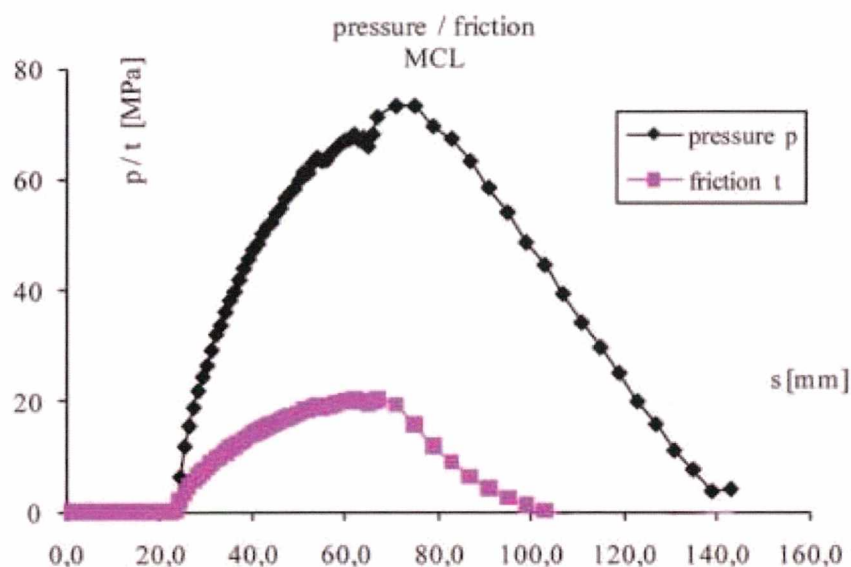


Bild 24. Verteilung von Pressungen p und Reibungsanteilen t für mod. Klothoide (MCL) an der Dübelstirnseite
 Fig. 24. Distribution of pressure p and friction t for mod. clothoidal-shape (MCL) on dowel front side

Rys. 2.29 Profil ciśnienia i tarcia na powierzchni czołowej łącznika MCL wg [45]

Wykonano uproszczone modele numeryczne i przeprowadzono badania nieniszczące dźwigara w skali naturalnej z tensometrami naklejonymi w pojedynczych wybranych punktach konstrukcji, co było konieczne do wybudowania w Niemczech prototypowego mostu kolejowego [46]. Podkreśla się fakt, że współczynniki i profil docisku na styku stal – beton wykonano stosując tylko jeden model numeryczny (analiza w stanie sprężystym), a zbudowano go wykorzystując doświadczenia uzyskane przez Lorenca przy budowie modelu M1 [41] dla kształtu PZ (dalsze prace i szczegółowe analizy numeryczne z założenia miały być wykonywane w ramach niniejszej pracy doktorskiej). Nie analizowano docisku w obszarach innych, aniżeli powierzchnia czołowa łącznika.

W [45] zaproponowano też koncepcję przepływu sił w połączeniu ścinanym, osobno w SLS i w ULS (Rys. 2.30), którą można traktować jako koncepcję modelu pracy łącznika ścinanego. Przedstawiony przepływ sił w SLS jest jednak zdaniem autora dość nieczytelny i można go interpretować na kilka sposobów, natomiast w ULS budzi wątpliwości, szczególnie w przypadku, gdy o nośności połączenia decyduje część stalowa.

J. Berthelémy/W. Lorenc/M. Mensinger/S. Rauscher/G. Seidl · Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung

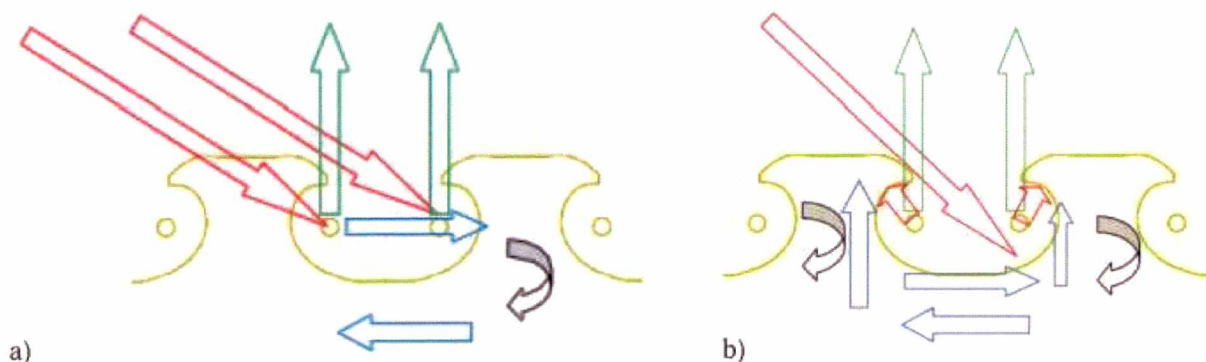


Bild 23. Kräfteverläufe am Verbunddübel a) GZT; b) GZG
Fig. 23. Flow of forces in composite beams a) ULS; b) SLS

Rys. 2.30 Koncepcja przepływu sił w połączeniu ścinanym *composite dowel* z łącznikiem typu MCL [45]

Uwiarygodnienie modelu pracy łącznika wymagało wykonania obszernych analiz numerycznych w obszarze liniowym i nieliniowym oraz wykonania badań niszczących belek z zastosowaniem dużej liczby tensometrów. Prace te wchodzą w zakres niniejszego opracowania.

2.8 Podsumowanie

W rozdziale 2 przedstawiono syntetycznie rozwój badań i zastosowań ciągłych łączników otwartych, skupiając się przede wszystkim na pozycjach istotnych z punktu widzenia rozwoju technologii, która doprowadziła do powstania połączenia typu *composite dowel*. Większość z opisanych badań, do których dotarł autor opracowania, przeprowadzona została w Niemczech, a ostateczny etap kształtowania połączenia rozważanego typu, odbył się w ramach międzynarodowego projektu badawczego, w którym brał on również udział, jako członek grupy koordynowanej przez dra Lorenca. W ostatnich latach, na coraz większą skalę stosowane są konstrukcje *VFT-WIB*, np. [44, 47, 48, 49, 50, 51] choć wiedza dotycząca pracy ich zespolenia wciąż nie jest pełna. W chwili obecnej trwają prace nad określeniem nośności zmęczeniowej połączenia [52, 53] z uwzględnieniem aspektów technologicznych wycinania łączników. W przygotowaniu są projekty dotyczące nośności belek na ścinanie poprzeczne, a koncepcja nośności sprężystej przedstawiona przez Lorenca wymaga uzupełnienia obwiedni interakcyjnej łącznika i potwierdzenia doświadczalnego, co jest m.in. celem pracy. Brak jest

też sprecyzowanego przepływu sił działających na łącznik. Zestawiając uwagi zawarte w opisach badań można skrótowo zauważyć, że:

- Wurzer i Zapfe skupili się głównie na nośności betonowej części zespolenia, nie analizując szczegółowo części stalowej,
- w jednej z prób Zapfe uzyskał pęknięcie zmęczeniowe łącznika stalowego prowadzące do utraty nośności elementu. Ta obserwacja wskazała na potrzebę analizy sprężystej pracy łącznika stalowego,
- w ramach projektu *PreCo-Beam* [13] wykazano, że dalsze badania należy prowadzić stosując łączniki typu PZ, odrzucając kształt CL ze względu na technologiczne problemy przy ich wytwarzaniu, a pod koniec projektu [13] opracowano dogodną linię cięcia uzyskując kształt łącznika bardzo zbliżony do CL, MCL 250. Nie przeprowadzono jednak żadnych badań na łącznikach tego typu,
- prace Seidla, wartościowe ze względu na analizę części betonowej łącznika, traktując w marginalnym zakresie o nośności części stalowej, sprowadzając problem wyłącznie do nośności granicznej, wprowadzając jednocześnie wiele uproszczeń,
- wyniki analiz przeprowadzonych przez Lorenca są obecnie najaktualniejszą wiedzą dotyczącą nośności sprężystej stalowych łączników otwartych. Zaproponowana przez niego koncepcja nośności sprężystej może być stosowana do sprawdzeń nośności w SLS oraz FLS. Stanowi ona punkt wyjścia dla dalszych analiz autora,
- proponowany w dotychczasowych rozwiązaniach schemat przekazywania siły ścinania podłużnego z betonu na stal nie odzwierciedla rzeczywistej pracy łącznika, bo pomija utwierdzenie jego górnej części w betonie.

W kontekście przedstawionego w stanie wiedzy oraz uznając zasadność wykorzystywania obecnie łączników o nowym kształcie MCL 250 podjęto w niniejszym opracowaniu próbę określenia nośności sprężystej tego łącznika pod dowolną kombinacją sił wewnętrznych działających na belkę, jego nośności granicznej oraz określenie modelu opisującego układ sił działających na łącznik.

3 TEZY

W świetle przeprowadzonego rozpoznania literaturowego dotyczącego ciągłych łączników otwartych w aspekcie pracy części stalowej w belkach zespolonych stalowo - betonowych o dowolnym przekroju poprzecznym i pracujących pod dowolną kombinacją sił wewnętrznych, stawia się następujące tezy:

1. określenie obwiedni interakcyjnej nośności sprężystej łączników typu MCL możliwe jest na podstawie analiz numerycznych MES, w korelacji z badaniami elementów zespolonych w postaci belek,
2. nośność graniczną łącznika MCL można określić empirycznie na podstawie prób ścinanych typu POST oraz numerycznie analizą modeli MES tylko z nieliniową charakterystyką materiałową stali,
3. układ sił działających na łącznik MCL, spowodowany ścinaniem podłużnym w belce zespolonej, powoduje utwierdzenie górnej, tylnej części łącznika w betonie, a co za tym idzie korzystniejszy układ sił aniżeli w analizowanych do tej pory łącznikach o kształtach PZ, czy SA.
4. model pracy łącznika stalowego MCL w betonie opisują jednoznacznie dwa wektory.

4 PROJEKT, WYKONANIE I PRZEBIEG BADAŃ

Pod koniec trwania projektu *PreCo-Beam* [13] opracowany został sposób wycinania łącznika o kształcie MCL. Było jednak zbyt późno i nie było możliwym uwzględnienie go w planie badań, a jest on w zasadzie jedynym obecnie stosowanym łącznikiem w konstrukcjach typu *VFT-WIB*. Autor opracowania przyjął ten kształt łącznika w swoich badaniach, których procedura została przedstawiona również m.in. w [54, 55].

4.1 Elementy POST

Badania typu POST wykonano jako podstawową próbę ścinaną łączników nowego typu zgodnie z [74]. Celem badań było określenie nośności granicznej łączników i sprawdzenie ich ciągliwości oraz wyznaczenie wpływu grubości, liczby oraz rozstawu sąsiednich listew łączników na ich nośność graniczną i ciągliwość. Wyniki badań elementów typu POST służyły też do zaprojektowania badań belek, dla których niezbędne było oszacowanie wytrzymałości na ścinanie podłużne między stalą i betonem.

4.1.1 Parametry materiałowe

Elementy ścinane POST wykonane zostały z betonu C50/60 oraz stali konstrukcyjnej S355J2 i zbrojeniowej BSt500. Beton i stal konstrukcyjną poddano badaniom niszczącym.

Badanie betonu zostało wykonane na kostkach sześciennych o boku 150 mm zgodnie z normami [67, 68, 69], przeprowadzono je na prasie hydraulicznej EDB-400 o zakresie do 4 MN. Dla każdego elementu przygotowano w trakcie betonowania 6 próbek, po 3 dla każdego składowego bloku betonowego. Próbkę badano w dniu niszczenia odpowiedniego elementu. Wyniki badań przedstawiono w Tab. 4.1.

Lp.	Nr POST	Data betonowania	Data badania	Wiek betonu	Siła niszcząca	Przekrój poprzeczny	Klasa betonu, $f_{ck, cube}$	$f_{ck, cube, mean}$
(-)	(-)	(-)	(-)	(dni)	(kN)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)
1	A/1	2010-03-03	2010-06-25	112	1660	22500	73,78	75,26
2		2010-03-03	2010-06-25	112	1700	22500	75,56	
3		2010-03-03	2010-06-25	112	1720	22500	76,44	
4		2010-03-17	2010-06-25	98	1750	22500	77,78	79,56
5		2010-03-17	2010-06-25	98	1840	22500	81,78	
6		2010-03-17	2010-06-25	98	1780	22500	79,11	

Tab. 4.1 Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych betonu

7	A/2	2010-03-03	2010-06-28	115	1700	22500	75,56	72,59
8		2010-03-03	2010-06-28	115	1630	22500	72,44	
9		2010-03-03	2010-06-28	115	1570	22500	69,78	
10		2010-03-17	2010-06-28	101	1870	22500	83,11	81,63
11		2010-03-17	2010-06-28	101	1820	22500	80,89	
12		2010-03-17	2010-06-28	101	1820	22500	80,89	
13	A/3	2010-03-03	2010-06-30	117	1640	22500	72,89	72,59
14		2010-03-03	2010-06-30	117	1660	22500	73,78	
15		2010-03-03	2010-06-30	117	1600	22500	71,11	
16		2010-03-17	2010-06-30	103	1800	22500	80,00	80,00
17		2010-03-17	2010-06-30	103	1770	22500	78,67	
18		2010-03-17	2010-06-30	103	1830	22500	81,33	
19	B/1	2010-03-03	2010-06-23	110	1650	22500	73,33	73,93
20		2010-03-03	2010-06-23	110	1680	22500	74,67	
21		2010-03-03	2010-06-23	110	1660	22500	73,78	
22		2010-03-17	2010-06-23	96	1800	22500	80,00	79,70
23		2010-03-17	2010-06-23	96	1720	22500	76,44	
24		2010-03-17	2010-06-23	96	1860	22500	82,67	
25	B/2	2010-03-03	2010-06-24	111	1690	22500	75,11	74,81
26		2010-03-03	2010-06-24	111	1690	22500	75,11	
27		2010-03-03	2010-06-24	111	1670	22500	74,22	
28		2010-03-17	2010-06-24	97	1850	22500	82,22	82,67
29		2010-03-17	2010-06-24	97	1890	22500	84,00	
30		2010-03-17	2010-06-24	97	1840	22500	81,78	
31	B/3	2010-03-03	2010-05-28	85	1505	22500	66,89	68,33
32		2010-03-03	2010-05-28	85	1570	22500	69,78	
33		2010-03-03	2010-05-28	85	1050	22500	46,67	
34		2010-03-17	2010-05-28	71	1400	22500	62,22	81,11
35		2010-03-17	2010-05-28	71	1860	22500	82,67	
36		2010-03-17	2010-05-28	71	1790	22500	79,56	
37	C/1	2010-03-03	2010-07-05	122	1720	22500	76,44	73,04
38		2010-03-03	2010-07-05	122	1600	22500	71,11	
39		2010-03-03	2010-07-05	122	1610	22500	71,56	
40		2010-03-17	2010-07-05	108	1770	22500	78,67	80,00
41		2010-03-17	2010-07-05	108	1780	22500	79,11	
42		2010-03-17	2010-07-05	108	1850	22500	82,22	

Tab. 4.1 c.d. Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych betonu

43	C/2	2010-03-03	2010-07-06	123	1620	22500	72,00	71,70
44		2010-03-03	2010-07-06	123	1600	22500	71,11	
45		2010-03-03	2010-07-06	123	1620	22500	72,00	
46		2010-03-17	2010-07-06	109	1810	22500	80,44	78,22
47		2010-03-17	2010-07-06	109	1750	22500	77,78	
48		2010-03-17	2010-07-06	109	1720	22500	76,44	
49	C/3	2010-03-03	2010-07-07	124	1640	22500	72,89	73,63
50		2010-03-03	2010-07-07	124	1670	22500	74,22	
51		2010-03-03	2010-07-07	124	1660	22500	73,78	
52		2010-03-17	2010-07-07	110	1820	22500	80,89	84,44
53		2010-03-17	2010-07-07	110	1990	22500	88,44	
54		2010-03-17	2010-07-07	110	1890	22500	84,00	
55	D/1	2010-03-03	2010-07-08	125	1630	22500	72,44	73,33
56		2010-03-03	2010-07-08	125	1690	22500	75,11	
57		2010-03-03	2010-07-08	125	1630	22500	72,44	
58		2010-03-17	2010-07-08	111	1940	22500	86,22	82,96
59		2010-03-17	2010-07-08	111	1880	22500	83,56	
60		2010-03-17	2010-07-08	111	1780	22500	79,11	
61	D/2	2010-03-03	2010-07-09	126	1660	22500	73,78	74,67
62		2010-03-03	2010-07-09	126	1730	22500	76,89	
63		2010-03-03	2010-07-09	126	1650	22500	73,33	
64		2010-03-17	2010-07-09	112	1870	22500	83,11	81,93
65		2010-03-17	2010-07-09	112	1910	22500	84,89	
66		2010-03-17	2010-07-09	112	1750	22500	77,78	
67	D/3	2010-03-03	2010-07-12	129	1590	22500	70,67	71,41
68		2010-03-03	2010-07-12	129	1620	22500	72,00	
69		2010-03-03	2010-07-12	129	1610	22500	71,56	
70		2010-03-17	2010-07-12	115	1750	22500	77,78	79,41
71		2010-03-17	2010-07-12	115	1810	22500	80,44	
72		2010-03-17	2010-07-12	115	1800	22500	80,00	
73	E/1	2010-03-03	2010-05-31	88	1740	22500	77,33	77,19
74		2010-03-03	2010-05-31	88	1780	22500	79,11	
75		2010-03-03	2010-05-31	88	1690	22500	75,11	
76		2010-03-17	2010-05-31	74	1780	22500	79,11	80,89
77		2010-03-17	2010-05-31	74	1840	22500	81,78	
78		2010-03-17	2010-05-31	74	1840	22500	81,78	

Tab. 4.1 c.d. Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych betonu

79	E/2	2010-03-03	2010-06-11	98	1590	22500	70,67	72,30
80		2010-03-03	2010-06-11	98	1610	22500	71,56	
81		2010-03-03	2010-06-11	98	1680	22500	74,67	
82		2010-03-17	2010-06-11	84	1840	22500	81,78	78,67
83		2010-03-17	2010-06-11	84	1800	22500	80,00	
84		2010-03-17	2010-06-11	84	1670	22500	74,22	
85	E/3	2010-03-03	2010-06-17	104	1690	22500	75,11	74,96
86		2010-03-03	2010-06-17	104	1670	22500	74,22	
87		2010-03-03	2010-06-17	104	1700	22500	75,56	
88		2010-03-17	2010-06-17	90	1900	22500	84,44	83,26
89		2010-03-17	2010-06-17	90	1910	22500	84,89	
90		2010-03-17	2010-06-17	90	1810	22500	80,44	
91	F/1	2010-03-03	2010-06-01	88	1610	22500	71,56	73,04
92		2010-03-03	2010-06-01	88	1620	22500	72,00	
93		2010-03-03	2010-06-01	88	1700	22500	75,56	
94		2010-03-17	2010-06-01	74	1820	22500	80,89	79,70
95		2010-03-17	2010-06-01	74	1780	22500	79,11	
96		2010-03-17	2010-06-01	74	1780	22500	79,11	
97	F/2	2010-03-03	2010-06-02	89	1790	22500	79,56	76,44
98		2010-03-03	2010-06-02	89	1680	22500	74,67	
99		2010-03-03	2010-06-02	89	1690	22500	75,11	
100		2010-03-17	2010-06-02	75	1860	22500	82,67	81,63
101		2010-03-17	2010-06-02	75	1840	22500	81,78	
102		2010-03-17	2010-06-02	75	1810	22500	80,44	
103	F/3	2010-03-03	2010-06-09	96	1550	22500	68,89	70,96
104		2010-03-03	2010-06-09	96	1590	22500	70,67	
105		2010-03-03	2010-06-09	96	1650	22500	73,33	
106		2010-03-17	2010-06-09	82	1760	22500	78,22	81,04
107		2010-03-17	2010-06-09	82	1870	22500	83,11	
108		2010-03-17	2010-06-09	82	1840	22500	81,78	

Tab. 4.1 c.d. Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych betonu

Na podstawie powyższych wyników określono dla każdej próby ścinanej, zgodnie z normą [70], następujące parametry, zestawione zbiorczo w Tab. 4.2:

$$f_{ck,cube,mean} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n f_{ck,cube} ,$$

$$f_{ck} \approx \frac{f_{ck,cube}}{1,22} ,$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 ,$$

$$E_{cm} = 22 \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,3} ,$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm}) ,$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} ,$$

$$f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm} .$$

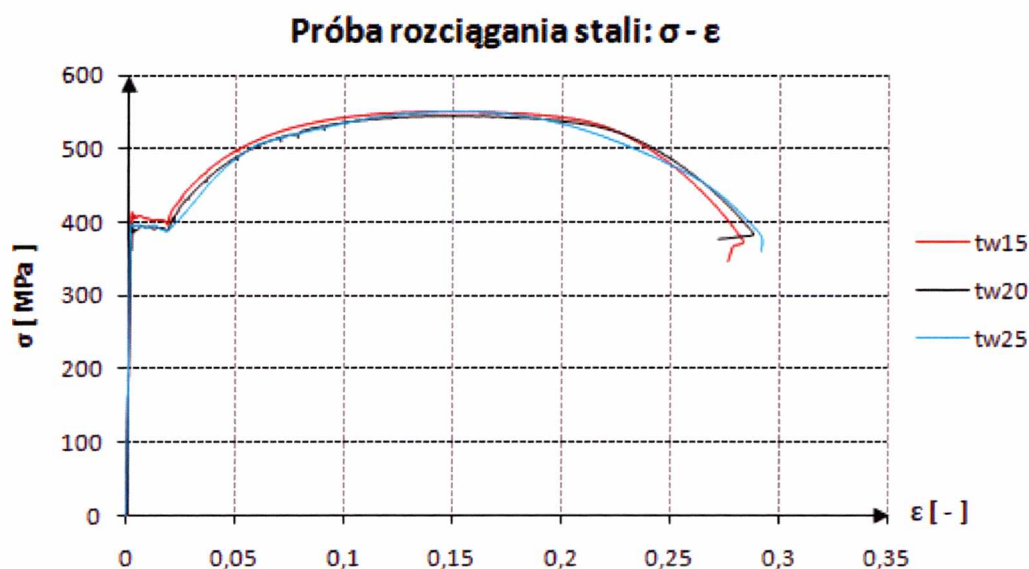
Współczynnik 1,22 przy przejściu z wytrzymałości betonu na ściskanie badanej na kostkach 150x150x150 mm i badanej na walcu 150x300 mm został przyjęty na podstawie średniej ze stosunków $f_{ck,cube} / f_{ck}$ dla betonów od C45/55 do C70/85 podanych w [70].

Nr POST	$f_{ck,cube,mean}$	f_{ck}	f_{cm}	E_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
A/1	77,4	63,4	71,4	39,7	4,45	3,11	5,78
A/2	77,1	63,2	71,2	39,6	4,44	3,11	5,77
A/3	76,3	62,5	70,5	39,5	4,42	3,10	5,75
B/1	76,8	63,0	71,0	39,6	4,43	3,10	5,76
B/2	78,7	64,5	72,5	39,9	4,47	3,13	5,82
B/3	74,7	61,2	69,2	39,3	4,39	3,07	5,70
C/1	76,5	62,7	70,7	39,6	4,43	3,10	5,76
C/2	75,0	61,4	69,4	39,3	4,39	3,08	5,71
C/3	79,0	64,8	72,8	39,9	4,48	3,14	5,83
D/1	78,1	64,1	72,1	39,8	4,46	3,12	5,80
D/2	78,3	64,2	72,2	39,8	4,47	3,13	5,80
D/3	75,4	61,8	69,8	39,4	4,40	3,08	5,72
E/1	79,0	64,8	72,8	39,9	4,48	3,14	5,83
E/2	75,5	61,9	69,9	39,4	4,40	3,08	5,73
E/3	79,1	64,8	72,8	39,9	4,48	3,14	5,83
F/1	76,4	62,6	70,6	39,5	4,42	3,10	5,75
F/2	79,0	64,8	72,8	39,9	4,48	3,14	5,83
F/3	76,0	62,3	70,3	39,5	4,42	3,09	5,74

Tab. 4.2 Parametry wytrzymałościowe betonu oszacowane na podstawie badań

Badanie stali wykonano na maszynie wytrzymałościowej UFP 400, zgodnie z [71], rozciągając próbki wycięte z nienaruszonych fragmentów badanych elementów o grubościach odpowiadających grubościom stali.

wiadających grubości łączników. Elementy wykonane były ze stali S355J2 (por. 4.1.3). Kierunek wycięcia próbek odpowiadał kierunkowi walcowania stali. Wykresy rozciągania stali (3 próbki, po jednej dla każdej badanej grubości łączników tj. 15, 20 i 25 mm), przedstawiono poniżej.



Rys. 4.1 Wykresy $\sigma - \epsilon$ rozciągania stali wyciętej ze środków badanych belek

Podstawowe parametry stali przedstawiają się następująco:

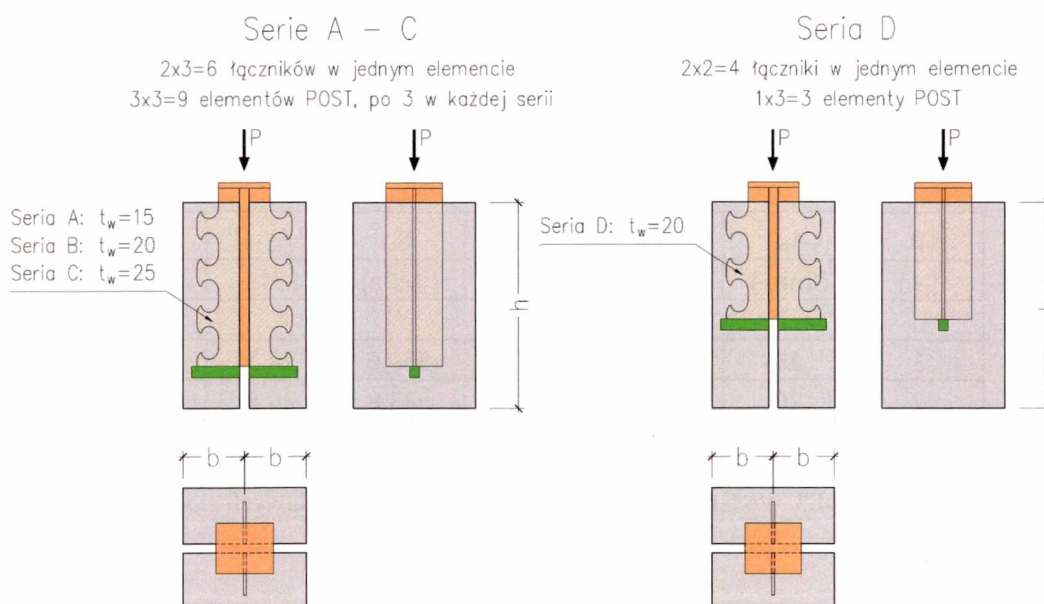
Lp.	t_w	R_{eL}	R_{eH}	R_m	A_{115}	E
(-)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(GPa)
1	15	397,2	414,3	550,6	28,3	203,2
2	20	385,5	397,4	543,8	28,8	203,6
3	25	390,0	397,0	548,0	29,1	239,0

Tab. 4.3 Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych stali

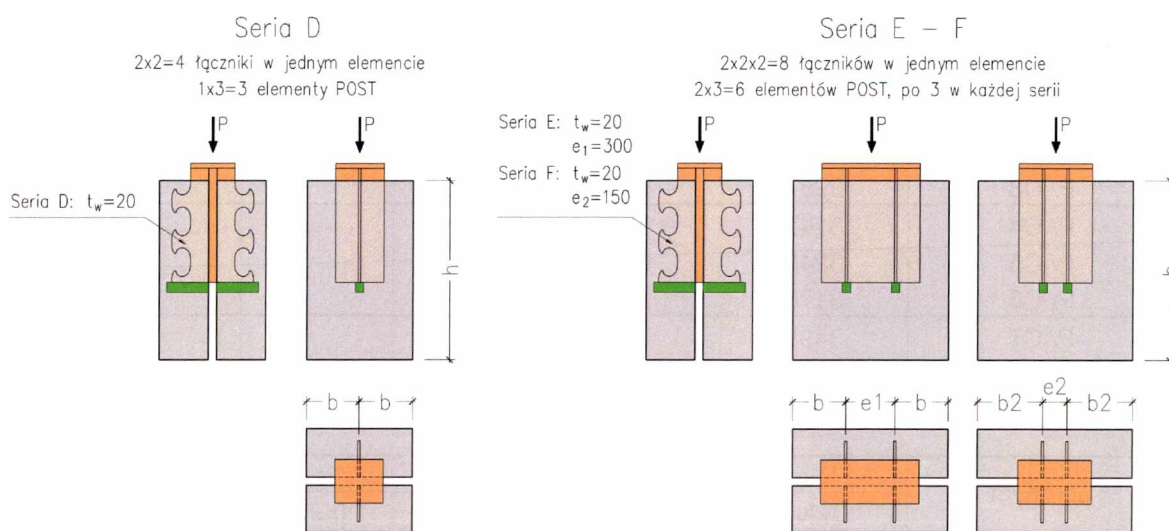
4.1.2 Projekt elementów ścinanych POST

Elementy ścinane typu POST wykonano zgodnie z [74]. Zaprojektowano 6 serii badań [56], w każdej po 3 elementy, łącznie 18 prób POST. Serie oznaczono literami A do F, wprowadzając dodatkowo oznaczenie .../1–3 rozróżniając numer badanego elementu. Jako bada-

nia podstawowe przyjęto serie A, B i C. Elementy każdej z nich składały się z dwóch listew zespalających, w każdej ukształtowane były 3 pracujące łączniki o grubościach odpowiednio 15, 20 i 25 mm. Ich bezpośrednie porównanie pozwolić miało na określenie wpływu grubości łącznika na jego nośność. POSTy serii D zaprojektowano analogicznie do serii B, jednak zamiast 3 łączników pracujących po każdej stronie elementu, wykonano tylko 2 łączniki o grubości 20 mm. Seria D była serią pomocniczą, dzięki której możliwym było przeprowadzenie bezpośrednich porównań wyników z seriami E i F. Elementy tych serii wykonano również z łącznikami o gr. 20 mm, ale zamiast pojedynczych listew zespalających, zaprojektowano listwy podwójne w obu blokach betonowych. Otrzymano więc po 4 pracujące łączniki po jednej stronie elementu i 4 po drugiej. Rozstaw listew w serii E wynosił 300 mm, w serii F – 150 mm. Ograniczenie liczby łączników w jednej listwie zespalającej do 2 w seriach E i F podyktowane było możliwościami maszyny wytrzymałościowej mogącej uzyskać maksymalną siłę równą 6 MN. Przy 8 pracujących łącznikach w jednym elemencie, ich projektowana nośność nie powinna przekraczać zatem $6000 / 8 = 750$ kN. Plan badań przedstawiają poniższe rysunki.



Rys. 4.2 Program badań – elementy podstawowe serii A – C: wpływ grubości środnika oraz elementy pomocnicze serii D: wpływ liczby łączników w listwie



Rys. 4.3 Program badań – elementy pomocnicze serii D oraz serii E – F: wpływ rozstawu sąsiednich listew z łącznikami

Płyty betonowe serii A – D zaprojektowano o wymiarach 300 x 650 x 1100 mm (grubość x szerokość x wysokość), natomiast dla serii E i F zwiększono szerokość płyty do 950 mm przy zachowaniu pozostałych wymiarów. We wszystkich badanych elementach zbrojenie podłużne (pionowe) przyjęto jako #10 / 100 na każdej powierzchni bocznej, zbrojenie poziome w postaci strzemion #12 / 100, dodatkowo stosując pomiędzy łącznikami stalowymi 2#12 jako zbrojenie poprzeczne. W strefie dolnej bloki betonowe zbrojono 3 strzemionami #20.

Nośność elementów oszacowano na podstawie badań wykonanych na Politechnice Wrocławskiej w ramach projektu [13] oraz innych badań przeprowadzonych na potrzeby przemysłowe przez biuro inżynierskie SSF [57], gdzie dla grubości 21 mm, stali S355J2 i kształtu łącznika MCL uzyskano jego nośność w betonie C50/60 wynoszącą ok. 650 kN. W [13] badano elementy o kształcie łączników PZ i ich grubości m.in. 10 mm (C1 – C3) i 20 mm (C4 – C6) dla stali S460 oraz 10 mm dla stali S355 (A1 – A3). Zastosowano wówczas beton C70/85. Wyniki przedstawiono poniżej w Tab. 4.4.

acronym	P_{max}	$P_{max}/dowel$	S_1	S_2	δ_u
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
P/ C1	2253	563			28,9
P/ C2	2213	553			31,1
P/ C3	2257	564			27,0
P/ C4	3147	787			> 30
P/ C5	3246	812			> 30
P/ C6	3176	794			> 30
P/ C7	3498	875			16,3
P/ C8	3743	936			
P/ C9	3524	881			

acronym	P_{max}	$P_{max}/dowel$	S_1	S_2	δ_u
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
P/ A1	2078	520			32,2
P/ A2	2094	524			> 25
P/ A3	2082	521			34,9

Tab. 4.4 Wyniki badań prób POST dla łączników PZ, dane: projekt [13]

Dla elementów A1 – A3 ze stali S355 otrzymano prawie takie same wyniki jak dla analogicznych elementów C1 – C3 wykonanych ze stali S460. Ponieważ nie badano rzeczywistej wytrzymałości stali S355, a przebadano stal S460, oszacowano maksymalną nośność dla jednego łącznika MCL o grubości 15 mm na podstawie wyników C1 – C3, jako (4.1):

$$P_{MCL,15,max} = \frac{P_{max,C3} \cdot R_{m,S355} \cdot t_{15}}{R_{m,S460} \cdot t_{10}} = \frac{564 \cdot 510 \cdot 15}{567 \cdot 10,2} = 746 \text{ kN} . \quad (4.1)$$

Jest to wartość zbliżona do otrzymanej bezpośrednio z badań [57] dla łącznika grubości 21 mm, i porównywalna z wynikami C4 – C6 dla łączników PZ o grubości 20 mm (787 – 812 kN). Ze względu na beton C50/60 słabszy, niż dla badań [13] przyjęto nośność łącznika 600 kN. Dla grubości łącznika 21 mm z badań [57] mamy 650 kN, zaś na podstawie badań [13] otrzymuje się (4.2):

$$P_{MCL,20,max} = \frac{P_{max,C5} \cdot f_{ck,50/60}}{f_{ck,70/85}} = \frac{812 \cdot 60}{76,7} = 635 \text{ kN} . \quad (4.2)$$

Założono, że o nośności elementu decyduje beton, a spodziewając się rzeczywistej wytrzymałości betonu powyżej 60 MPa, przyjęto wstępnie szacowaną nośność łącznika na poziomie

700 kN. Dla grubości łącznika 25 mm przyjęto nośność, jak dla średniej z wyników badań dla łączników PZ o grubościach 20 i 30 mm. Otrzymano (4.3):

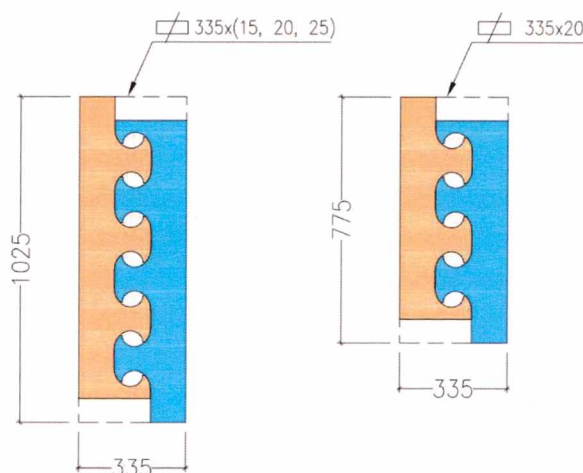
$$P_{MCL,20,max} = \frac{(P_{max,C5} + P_{max,C8}) \cdot f_{ck,50/60}}{2 \cdot f_{ck,70/85}} = \frac{(812 + 936) \cdot 60}{2 \cdot 76,7} = 684 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Podobnie jak powyżej, dla wyższej wytrzymałości betonu nośność łącznika będzie wyższa.

Ostatecznie oszacowano maksymalne obciążenie na 1 łącznik wynoszące 600 kN dla łącznika MCL o grubości 15 mm wykonanego ze stali S355 w betonie C50/60, 700 kN dla analogicznego łącznika o grubości 20 mm oraz 800 kN przy jego grubości 25 mm. Dla tak wyznaczonych nośności pojedynczego łącznika, zakres pracy 6 MN maszyny wytrzymałościowej, na której prowadzone miały być badania, był wystarczający.

4.1.3 Wykonanie modeli

Część stalową elementów ścinanych uzyskano poprzez rozcięcie blach odpowiedniej grubości (15, 20 lub 25 mm), wykonanych ze stali S355J2. Operacja cięcia została przeprowadzona przez firmę Rautaruukki Oyi z Finlandii automatycznym palnikiem tlenowo – acetylenowym dla grubości blach 25 mm oraz palnikiem plazmowym dla grubości 15 i 20 mm (Rys. 4.4).



Rys. 4.4 Sposób rozcinalania blach 15, 20 i 25 mm w celu otrzymania części stalowych do wykonania elementów POST

A photograph showing the underside of a circuit board assembly. Several wires are connected to components labeled with handwritten codes like "-S", "H", "W", and "du". A white label at the bottom right reads "Post C" and "+25".

Rys. 4.6 Tensometry przyklejone na łącznikach nr 1 i 2 w elemencie POST C/3. Pozostałe tensometry naklejone są z drugiej strony łącznika

W Laboratorium Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej przygotowano prefabrykowane kosze zbrojeniowe (Rys. 4.7) oraz deskowania z płyt OSB o grubości 21 mm (Rys. 4.8). Płyty smarowano płynem antyadhezyjnym umożliwiającym powtórne wykorzystanie deskowań (elementy betonowane były w 2 etapach, po jednym bloku betonowym). Płynem antyadhezyjnym smarowano również powierzchnie boczne listew zespalających, aby w jak największym stopniu wyeliminować tarcie i adhezję między stalą i betonem.



Rys. 4.7 Gotowe kosze zbrojeniowe przed umieszczeniem ich w deskowaniach



Rys. 4.8 Element POST B/3 w deskowaniu

Pod ostatnim łącznikiem naklejono pasek styropianowy, aby cała siła z części stalowej na betonową przekazywana była wyłącznie poprzez ścinanie łączników, Rys. 4.9.



Rys. 4.9 Przyklejony styropian na powierzchni dolnej części stalowej na przykładzie POST F/2

4.1.4 Przebieg badań

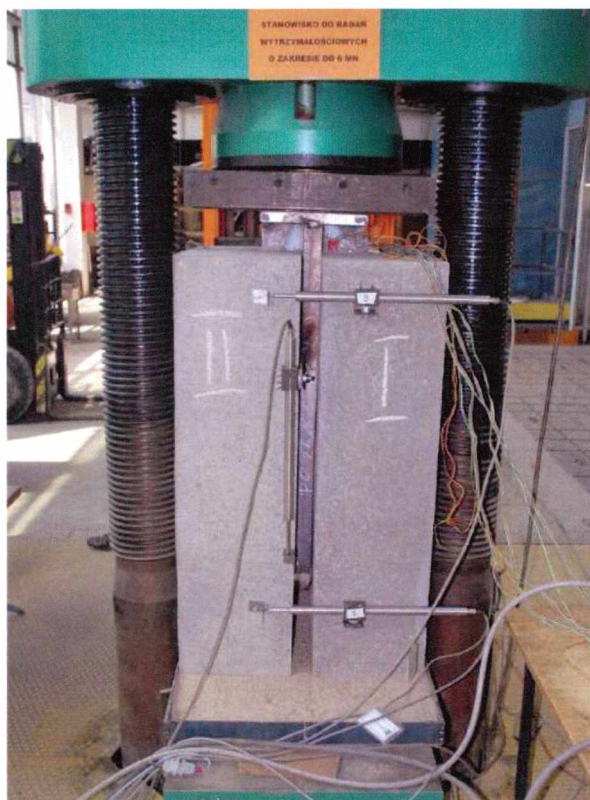
Badania przeprowadzono w Akredytowanym Laboratorium Badawczym Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Badano 18 prób POST, po 3 każdej serii A – F. Zgodnie z [74], należało obciążyć wszystkie elementy najpierw 25 cyklami obciążenia o sile zmieniającej się w zakresie 5 – 40 % oszacowanej nośności, a dopiero potem do zniszczenia. Procedurę badania rozszerzono wprowadzając gradację obciążenia, tak że elementy obciążano najpierw 12 cyklami z siłą w przedziale 5 – 10 %, 12 cyklami z siłą 5 – 20 %, i dopiero później 25 cyklami 5 – 40 % oszacowanej nośności granicznej. Następnie element obciążano aż do zniszczenia. Przedział sił do obciążania każdego elementu zestawiono w Tab. 4.5. Opis badań przedstawiono osobno dla każdej serii elementów A – F.

POST Nr			12 cykli	12 cykli	25 cykli
	$P_{\max}^*$	$0,05 P_{\max}$	$0,1 P_{\max}$	$0,2 P_{\max}$	$0,4 P_{\max}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A/1 - A/3	3600	180	360	720	1440
B/1 - B/3	4200	210	420	840	1680
C/1 - C/3	4800	240	480	960	1920
D/1 - D/3	2800	140	280	560	1120
E/1 - E/3	5600	280	560	1120	2240
F/1 - F/3	5600	280	560	1120	2240
* $P_{\max}$ - szacowana siła niszcząca dla całego elementu					

Tab. 4.5 Program obciążania elementów ścinanych serii A – F

4.1.4.1 Stanowisko badawcze

Elementy ścinane ustawiono w miejscu badania na podsypce piaskowej. Nie stosowano ściąгов spinających ze sobą oba bloki betonowe w ich dolnej strefie. Siły przekazywane były na badany element z siłownika hydraulicznego zamocowanego do konstrukcji stalowej kotwionej w fundamencie. Siłownik był w stanie wywierać maksymalną siłę o wartości 6 MN, większą niż oszacowana nośność elementów. Siła przekazywana była na płytę czołową elementu badanego, a z niej na obie listwy zespalające z badanymi łącznikami. Stanowisko badawcze pokazano poglądowo poniżej (Rys. 4.10).

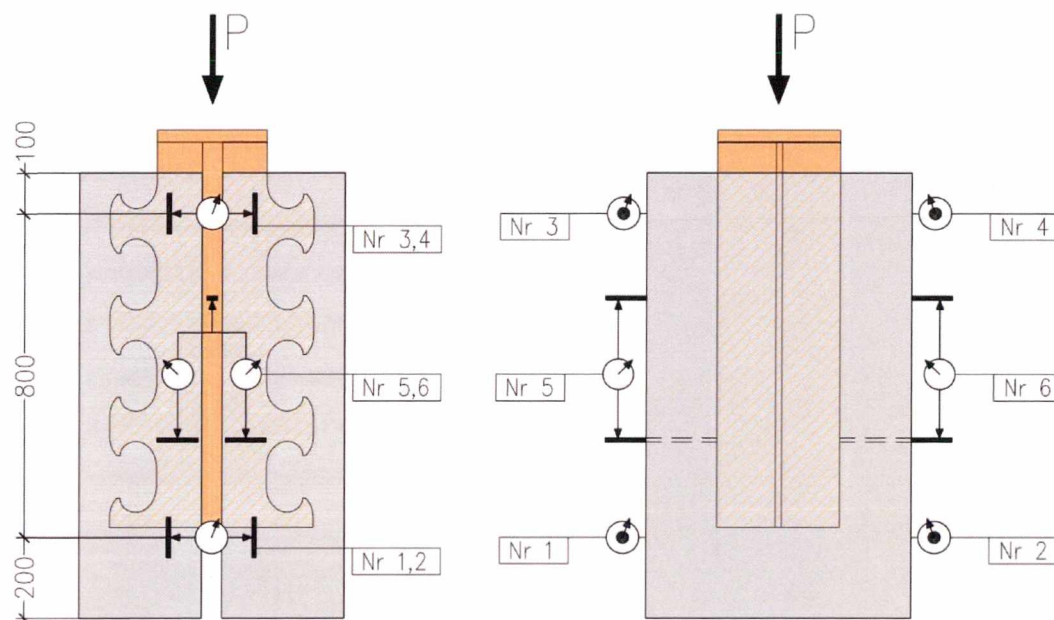


Rys. 4.10 Stanowisko badawcze

4.1.4.2 Urządzenia pomiarowe i czujniki

Podczas badań mierzono przemieszczenia za pomocą czujników indukcyjnych oraz odkształcenia za pomocą tensometrów elektrooporowych. Rozmieszczenie tensometrów zostało opisane w rozdziale 4.1.3, tensometry znajdowały się wyłącznie na łącznikach stalowych. Czujniki indukcyjne zostały wykorzystane do pomiaru względnych przemieszczeń pionowych części stalowej i betonowej (poślizgi) oraz do pomiaru względnych przemieszczeń poziomych dwóch płyt betonowych. Poślizgi mierzone były w 2 punktach, między przekrojem stalowym i oboma płytami betonowymi. Przemieszczenia poziome stanowiące miarę oddzielenia poprzecznego części stalowej i betonowej mierzone były w 4 punktach, w górnych i dolnych częściach płyt po obu stronach elementu. Siła mierzona była z dokładnością $\pm 0,1$ kN, przemieszczenia z dokładnością $\pm 0,001$ mm przy zakresie pomiarowym do 100 mm, a odkształcenia ± 1 $\mu\text{m/m}$. Odczyty prowadzono ze stałą częstotliwością 1 Hz w trakcie trwania badania. Jako wzmacniacz wykorzystano urządzenie typu UPM 100 firmy Hottinger.

Rozmieszczenie czujników było jednakowe dla wszystkich badanych elementów, przedstawiono je na Rys. 4.11 i Rys. 4.12.



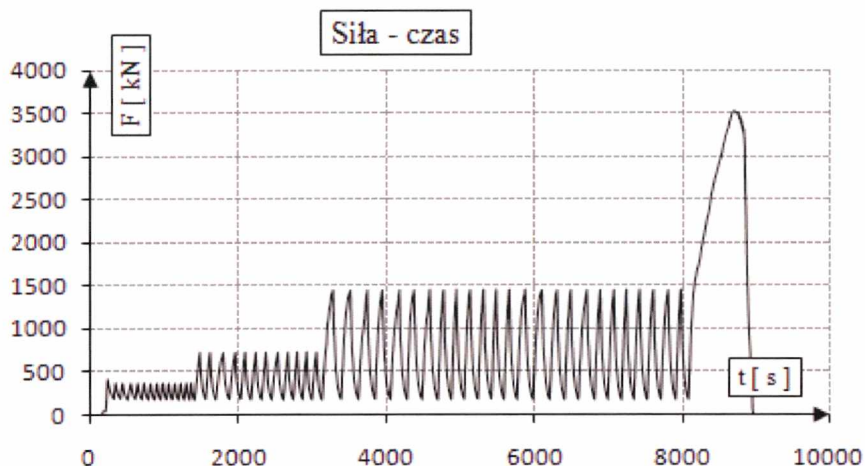
Rys. 4.11 Rozmieszczenie czujników indukcyjnych – schemat



Rys. 4.12 Czujniki indukcyjne do pomiaru oddzielenia poprzecznego oraz poślizgów między częścią stalową i betonową – widok z jednej strony elementu

4.1.4.3 Przebieg badania elementów POST A/1 – A/3

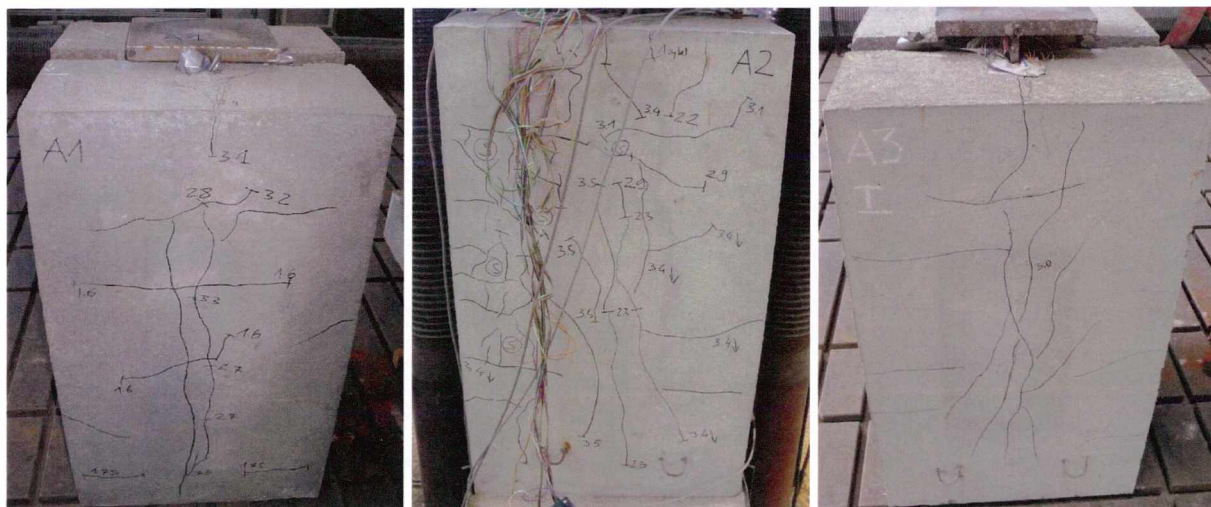
Elementy obciążano najpierw 12 cyklami dla sił 180 – 360 kN, 12 cyklami 180 – 720 kN oraz 25 cyklami obciążenia 180 – 1440 kN. Następnie elementy obciążono do zniszczenia. Schemat przebiegu obciążenia dla elementu A/2 przedstawiono na Rys. 4.13.



Rys. 4.13 Schemat obciążania elementu POST A na przykładzie A/2

Wszystkie 3 badane elementy zachowywały się podczas badania w zbliżony sposób. Pierwsze zarysowania w płytach betonowych pojawiały się dopiero po wykonaniu wszystkich wstępnych cykli obciążenia i przystąpieniu do obciążenia niszczącego (pomijając powstanie 1 rysy o rozwarości mniejszej niż 0,1 mm, która pojawiła się na górnej powierzchni płyty już po pierwszym cyklu 360 kN podczas badania A/2). Były to rysy poziome w miejscu usytuowania łączników, a w ślad za nimi rysy pionowe w osi łączników, które powstały przy sile 1,6 MN dla elementu A/1, 2,3 MN dla A/2 i 2,0 MN dla A/3. Przy poziomie obciążenia ok. 2,0 MN zauważono również początek nieliniowego przyrostu poślizgu. Przy zwiększaniu obciążenia obserwowano przyrost długości ww. rys oraz pojawianie się nowych rys poziomych oraz pionowych w sąsiedztwie osi wyznaczonej przez listwę zespalającą. Przy sile 2,2 – 2,8 MN pojawiły się rysy na górnej powierzchni płyt betonowych w osi listew zespalających, a po przekroczeniu siły 3,0 MN również rysy ukośne na powierzchniach bocznych płyty. Wówczas rozwarcie rys oraz poślizg gwałtownie rosły, słychać było głośne trzaski. Ostatecznie elementy przeniosły siły 3,65, 3,52 oraz 3,34 MN przy sile szacowanej zgrubnie na poziomie 3,6 MN. Poniżej przedstawiono elementy A/1 do A/3 po badaniu obrazując układ po-

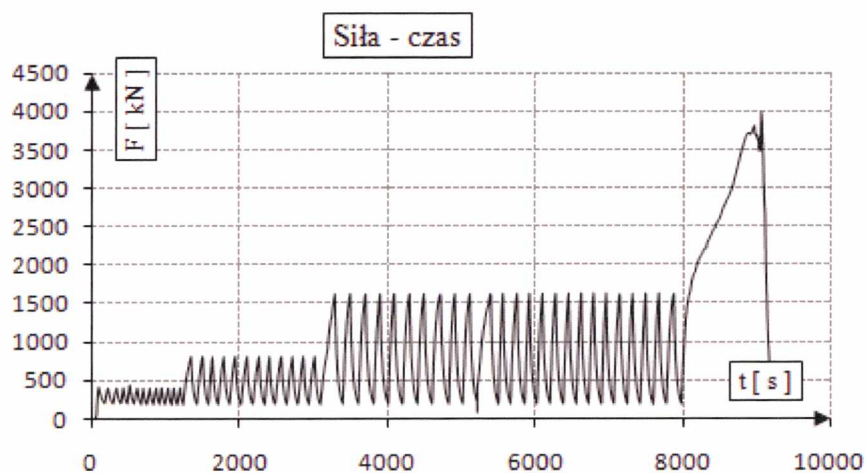
wstałych rys. Liczby podane przy rysach oznaczają poziom siły w MN, przy którym dana rysa powstała.



Rys. 4.14 Układ rys na płytach betonowych elementów (od lewej) A/1, A/2 i A/3

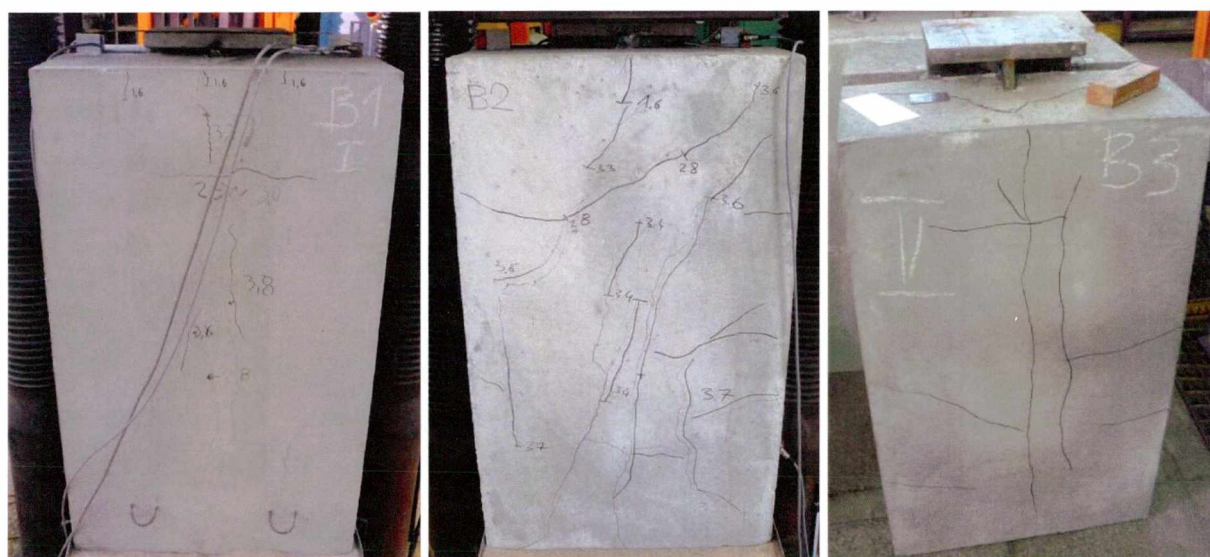
4.1.4.4 Przebieg badania elementów POST B/1 – B/3

Elementy obciążano najpierw 12 cyklami dla sił 210 – 420 kN, 12 cyklami 210 – 840 kN oraz 25 cyklami obciążenia 210 – 1680 kN. Następnie element obciążono do zniszczenia. Schemat przebiegu obciążenia dla elementu B/2 przedstawiono na Rys. 4.15.



Rys. 4.15 Schemat obciążania elementu POST B na przykładzie B/2

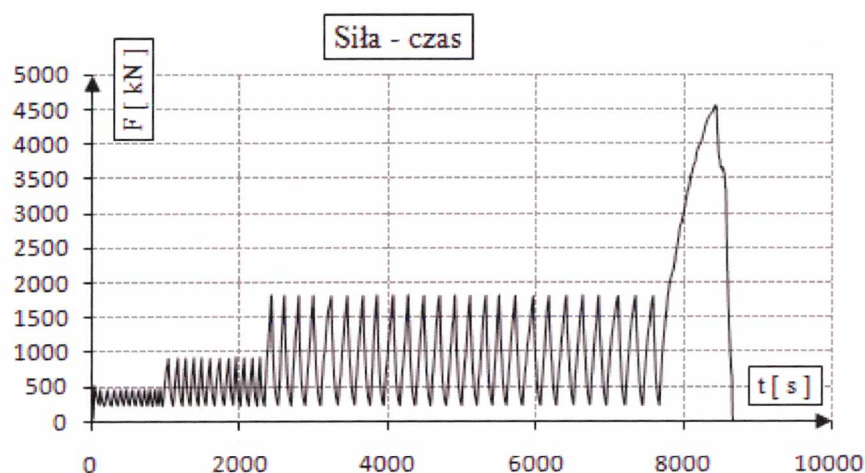
Przebieg badań i zachowanie się elementów B/1 – B/3 były analogiczne. Pierwsze zarysowania w płytach betonowych pojawiały się przy sile 1,6 MN, i były to rysy o rozwarciu do 0,1 mm na górnych powierzchniach płyt betonowych w osiach listew zespalających. Potem dopiero przy siłach 2,3 – 2,8 MN pojawiały się kolejne rysy – poziome w miejscach łączników. W tym momencie zaobserwowano początek nieliniowego przyrostu poślizgu. Przy sile 3,2 – 3,6 MN pojawiły się rysy poziome i pionowe na powierzchniach czołowych elementów, a przy siłach 3,5 – 3,8 MN kolejne rysy na górnej powierzchni płyt betonowych w osi listew zespalających. Obserwowano również wtedy pojawiające się rysy ukośne na powierzchniach bocznych płyty. Głośne trzaski słychać było przy sile powyżej 3,5 MN. Ostatecznie elementy przeniosły siły 3,87, 3,81 oraz 4,09 MN przy sile szacowanej na poziomie 4,3 MN. Poniżej przedstawiono elementy B/1 do B/3 po badaniu obrazując układ powstałych rys (Rys. 4.16).



Rys. 4.16 Układ rys na płytach betonowych elementów (od lewej) B/1, B/2 i B/3

4.1.4.5 Przebieg badania elementów POST C/1 – C/3

Elementy obciążano najpierw 12 cyklami dla sił 240 – 480 kN, 12 cyklami 240 – 960 kN oraz 25 cyklami obciążenia 240 – 1920 kN. Następnie element obciążono do zniszczenia. Schemat przebiegu obciążenia dla elementu C/2 przedstawiono na Rys. 4.17.



Rys. 4.17 Schemat obciążania elementu POST C na przykładzie C/2

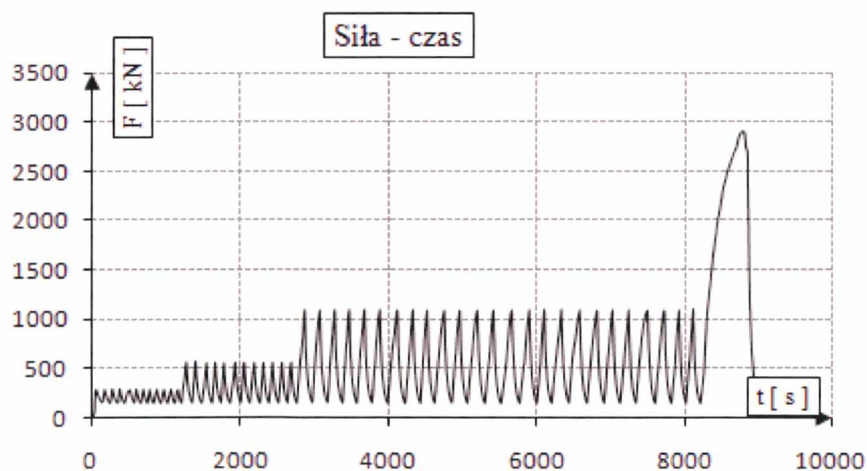
Elementy C/1 – C/3 podczas badania zachowywały się analogicznie. Pierwsze zarysowania w płycie betonowej pojawiały się przy sile 1,8 MN, i były to rysy o rozwarcu do 0,1 mm na górnej powierzchni płyty w osi listwy zespalającej oraz na powierzchni czołowej z jednej strony elementu. Rysy te powstały wyłącznie dla elementu C/1. Dla wszystkich elementów C/1 – C/3 kolejne rysy pojawiły się dopiero przy siłach 2,7 – 2,9 MN. Były to rysy pionowe w osi listwy zespalającej. Przy siłach 3,2 – 3,8 MN obserwowano rozwój poziomych rys w miejscu łączników oraz przyrost długości i rozwarcia rys pionowych. Zaczęły pojawiać się również rysy ukośne na powierzchniach bocznych. W tym momencie zaobserwowano początek nieliniowego przyrostu poślizgu. Przy sile 4,1 – 4,5 MN pojawiły się kolejne rysy poziome i pionowe na powierzchniach czołowych elementów oraz na górnej powierzchni płyt betonowych w osi listew zespalających. Głośne trzaski słyszeć było przy siłach przekraczających 4,3 MN. Ostatecznie elementy przeniosły siły 4,58, 4,56 oraz 4,61 MN przy sile szacowanej na poziomie 4,8 MN. Na Rys. 4.18 przedstawiono elementy C/1 do C/3 po badaniu obrazując układ powstałych rys.



Rys. 4.18 Układ rys na płytach betonowych elementów (od lewej) C/1, C/2 i C/3

4.1.4.6 Przebieg badania elementów POST D/1 – D/3

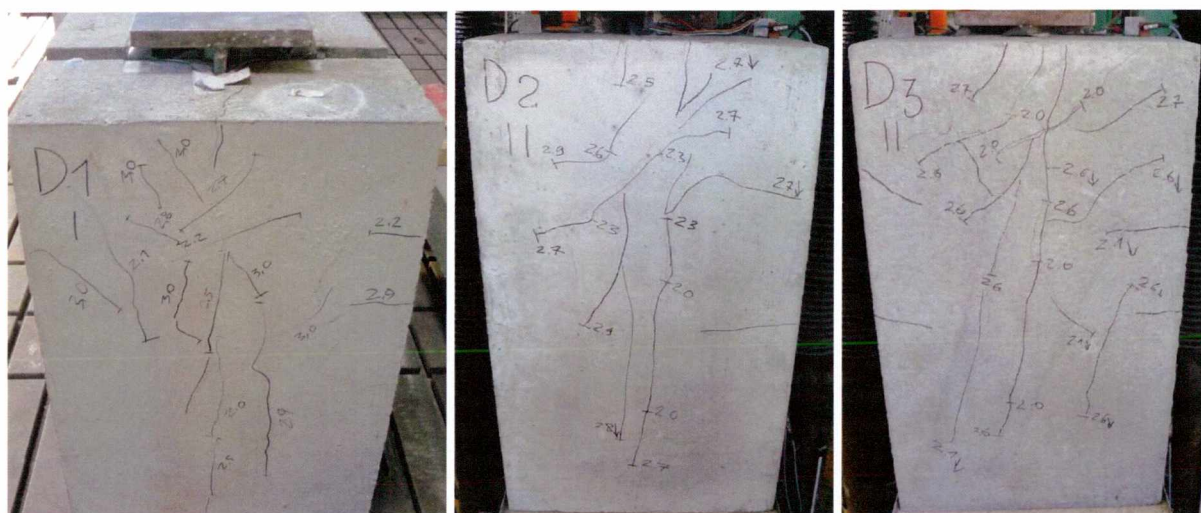
Elementy obciążano najpierw 12 cyklami dla sił 140 – 280 kN, 12 cyklami 140 – 560 kN oraz 25 cyklami obciążenia 140 – 1120 kN. Następnie element obciążono do zniszczenia. Schemat przebiegu obciążenia dla elementu D/2 przedstawiono na Rys. 4.19.



Rys. 4.19 Schemat obciążania elementu POST D na przykładzie D/2

Przebieg badań i zachowanie się elementów D/1 – D/3 były analogiczne. Pierwsze zarysowanie w płycie betonowej elementu D/2 pojawiło się przy sile 1,1 MN i była to rysa o rozwarciu do 0,1 mm na górnej powierzchni płyty w osi listwy zespalającej. Przy siłach 2,0 – 2,2 MN

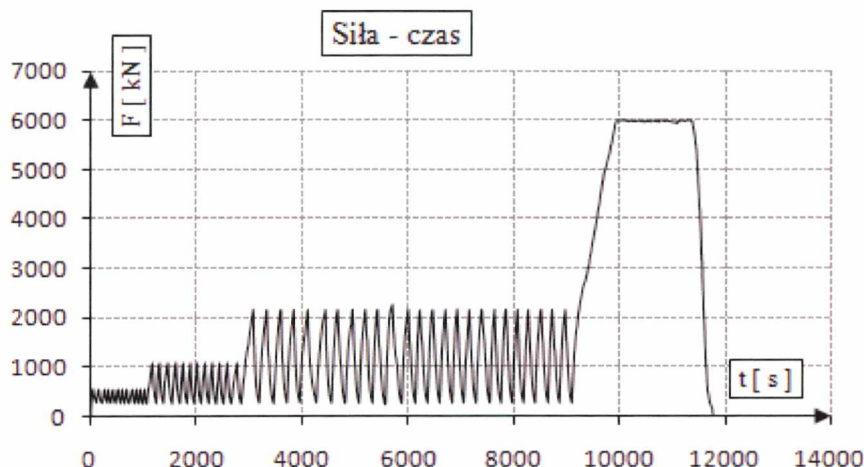
pojawiały się pionowe rysy w osiach listew zespalających we wszystkich 3 elementach. Był to początek nieliniowego przyrostu poślizgu. Przy sile 2,1 – 2,7 MN rozwijały się kolejne rysy poziome i pionowe na powierzchniach czołowych elementów, a przy siłach 2,5 – 3,0 MN również na górnej powierzchni płyt betonowych w osi listew zespalających. Przy siłach 2,5 – 2,7 MN obserwowano pojawiające się rysy ukośne na powierzchniach bocznych płyty. Głośne trzaski słychać było przy sile powyżej 2,8 MN. Ostatecznie elementy przeniosły siły 3,01, 2,91 oraz 2,79 MN przy sile szacowanej na poziomie 2,8 MN. Poniżej przedstawiono elementy D/1 do D/3 po badaniu obrazując układ powstałych rys (Rys. 4.20).



Rys. 4.20 Układ rys na płytach betonowych elementów (od lewej) D/1, D/2 i D/3

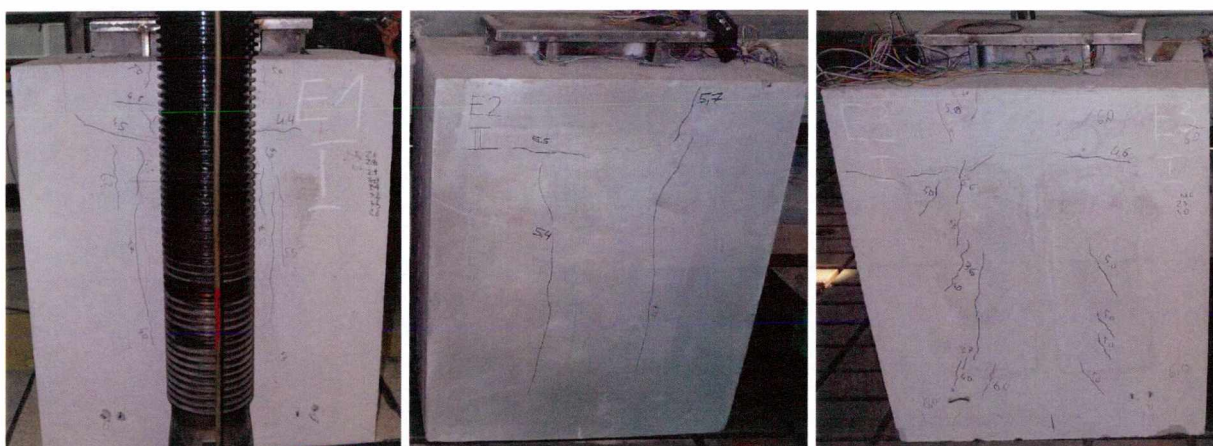
4.1.4.7 Przebieg badania elementów POST E/1 – E/3

Elementy obciążano najpierw 12 cyklami dla sił 280 – 560 kN, 12 cyklami 280 – 1120 kN oraz 25 cyklami obciążenia 280 – 2240 kN. Następnie element obciążono do zniszczenia. Schemat przebiegu obciążenia dla elementu E/1 przedstawiono na Rys. 4.21.



Rys. 4.21 Schemat obciążania elementu POST E na przykładzie E/1

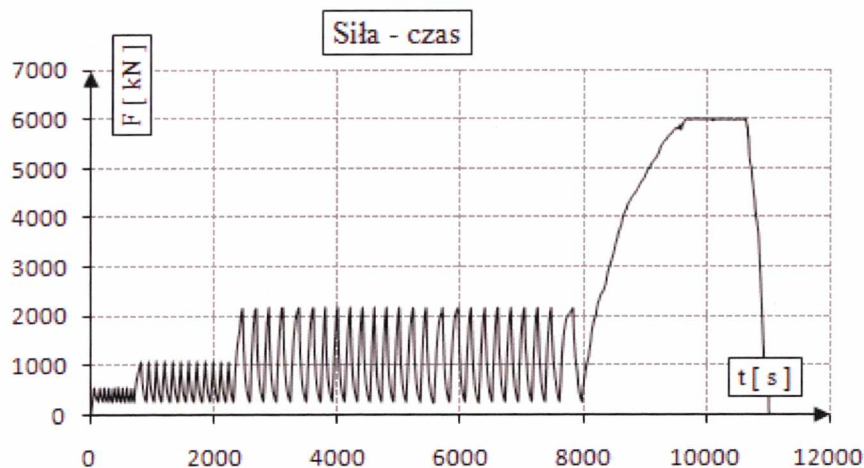
Przebieg badań i zachowanie się elementów E/1 – E/3 były podobne. Pierwsze rysy powstały w elementach dopiero przy siłach 3,6 – 3,7 MN dla E/1 i E/3, a dla E/2 przy sile 4,1 MN. Były to pionowe rysy w osiach listew zespalających we wszystkich 3 elementach. Przy siłach 4,5 – 5,4 MN powstały rysy poziome w miejscu łączników, a od siły 5,0 MN również rysy na powierzchni górnej płyty betonowej. Od siły ok. 4,0 MN obserwowano nieliniowy przyrost poślizgu. Przy sile rzędu 5,0 – 5,6 MN powstawały kolejne rysy poziome i pionowe na powierzchniach czołowych elementów, choć ich rozwój nie był tak intensywny jak w przypadku elementów z pojedynczą listwą zespalającą. Nie zaobserwowano w ogóle rys ukośnych na powierzchniach bocznych płyty. Osiągając siłę 6 MN wyczerpano możliwości siłownika hydraulicznego, nie doprowadzając jeszcze do zupełnej utraty nośności elementów, choć na podstawie wykresu siła – poślizg można wnioskować, że przyjmując jako siłę graniczną 6 MN nie popełnia się dużego błędu. Ostatecznie maksymalna przyłożona siła do elementów wyniosła 6,01, 6,00 oraz 6,01 MN przy sile szacowanej na poziomie 5,4 MN. Poniżej przedstawiono elementy E/1 do E/3 po badaniu obrazując układ powstałych rys (Rys. 4.22).



Rys. 4.22 Układ rys na płytach betonowych elementów (od lewej) E/1, E/2 i E/3

4.1.4.8 Przebieg badania elementów POST F/1 – F/3

Program badań przyjęto taki sam jak dla elementów serii E. Schemat przebiegu obciążenia dla elementu F/3 przedstawiono na Rys. 4.23.



Rys. 4.23 Schemat obciążania elementu POST F na przykładzie F/3

Przebieg badań i zachowanie się elementów F/1 – F/3 były podobne. Pierwsze rysy powstały w elementach dopiero przy siłach 4,0 – 4,3 MN dla F/2 i F/3 oraz 4,8 MN dla F/1. Były to pionowe rysy w osiach listew zespalających we wszystkich 3 elementach. Przy siłach 4,6 – 5,6 MN powstały rysy poziome w miejscu łączników, a od siły 5,8 MN również rysy na powierzchni górnej płyty betonowej. Od siły ok. 4,0 MN obserwowano nieliniowy przyrost poślizgu. Nie zaobserwowano rys ukośnych na powierzchniach bocznych płyty, a nawet na po-

wierzchni czołowej nie obserwowano tak intensywnego zarysowania jak w przypadku serii A – D z pojedynczą listwą zespalającą. Podobnie jak dla elementów serii E, osiągnięto siłę 6 MN, nie doprowadzając jeszcze do zupełnej utraty nośności badanych elementów. Zmierzony poślizg pozwolił zakwalifikować jednak połączenie do podatnych. Ostatecznie maksymalna przyłożona siła do elementów wyniosła 6,00, 6,06 oraz 6,02 MN przy sile szacowanej na poziomie 5,4 MN. Poniżej przedstawiono elementy F/1 do F/3 po badaniu obrazując układ powstałych rys (Rys. 4.24).



Rys. 4.24 Układ rys na płytach betonowych elementów (od lewej) F/1, F/2 i F/3

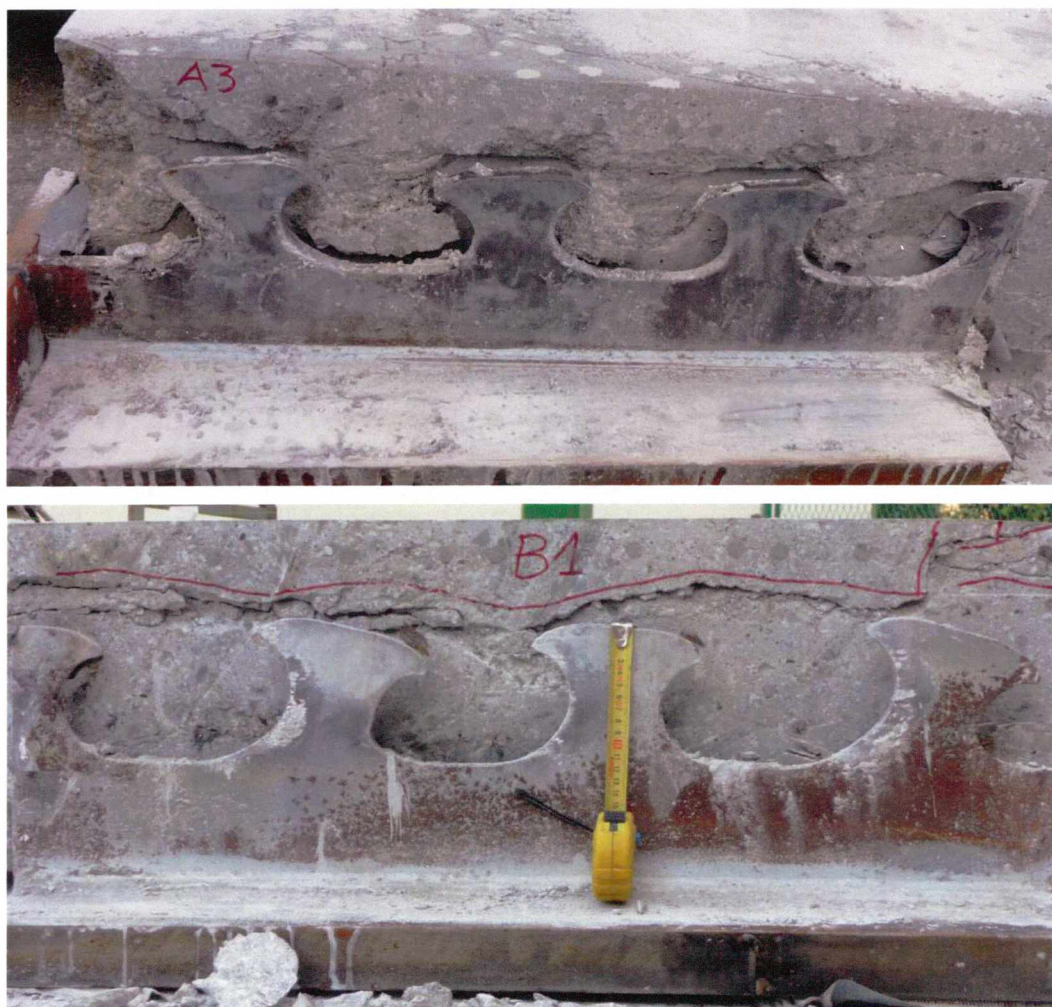
4.1.4.9 Rozcięcie i rozkucie elementów POST

Po przeprowadzeniu badań rozcięto wzdłuż płaszczyzny łączników po jednym elemencie z każdej badanej serii A – F na całej długości, aby możliwym była obserwacja zespolenia wraz z otaczającym je betonem (Rys. 4.25).



Rys. 4.25 Cięcie elementów POST po przeprowadzonych badaniach niszczących

Do rozcięcia wytypowano te elementy, w których po osiągnięciu nośności granicznej kontynuowano obciążanie w ograniczonym zakresie nie dopuszczając do zupełnego zniszczenia łączników. Pozostałe elementy POST rozkuto odsłaniając część stalową. Cięcie wykonano elektryczną piłą ścienną HILTI DS TS20-E z diamentową tarczą. Rozcięte elementy przedstawiono na Rys. 4.26.



Rys. 4.26 Elementy POST po ich rozcięciu. Od góry seria A i seria B



Rys. 4.26 c.d. Elementy POST po ich rozcięciu. Od góry seria C, D i E



Rys. 4.26 c.d. Elementy POST po ich rozcięciu. Seria F

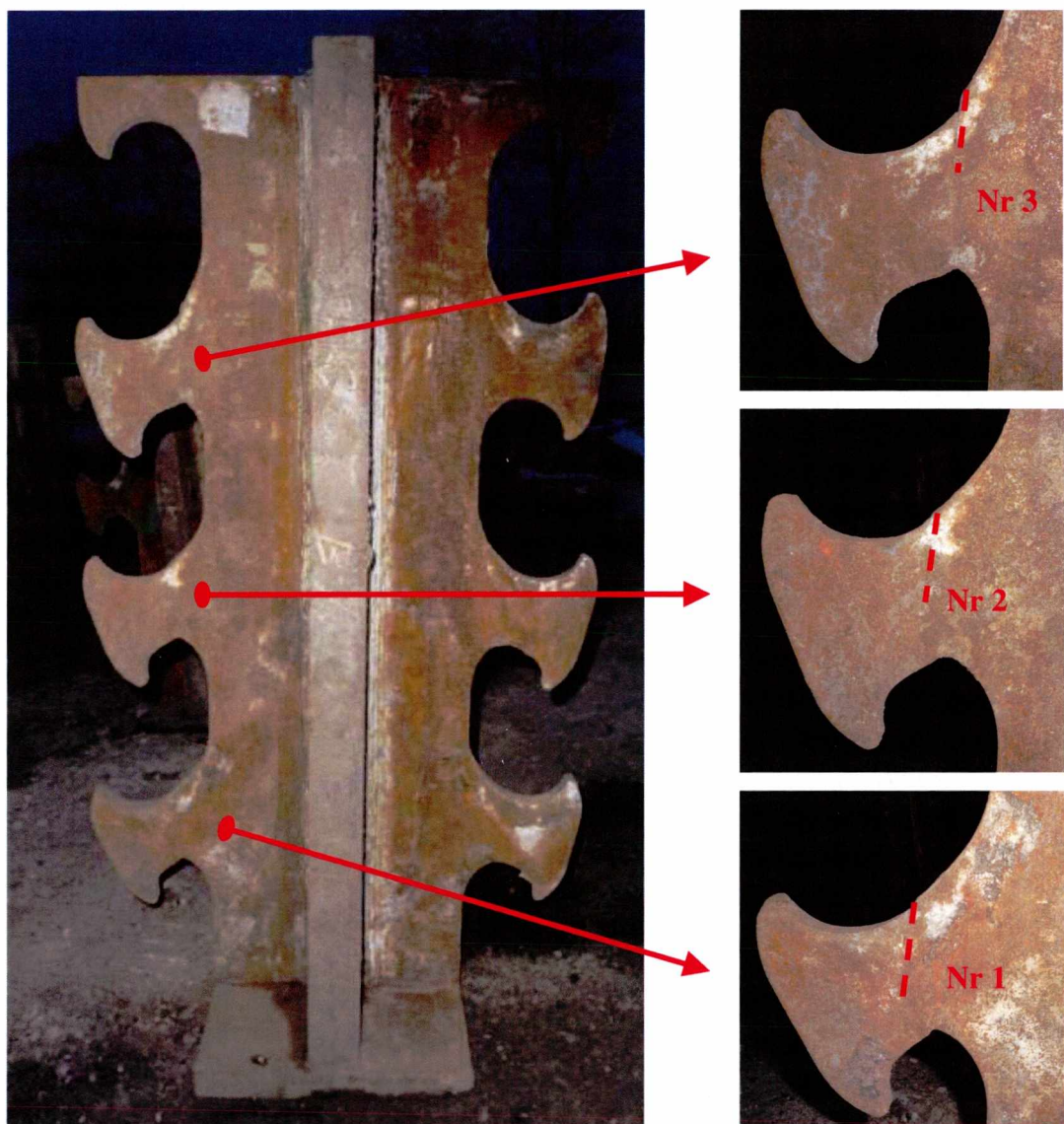
Dla elementów, dla których udało się w trakcie cięcia zachować nienaruszoną strukturę betonu zauważyć można, że zgodnie z modelami numerycznymi, na całej powierzchni czołowej łącznika beton ściśle przylega do stali. Podobnie jest w górnej tylnej części łącznika stalowego. Dla elementów, dla których o nośności zespolenia decydował beton (wszystkie za wyjątkiem serii A), zauważyć można specyficzny układ rys w betonie, szczególnie dobrze widoczny dla elementu F2, wskazujący na wyłamanie stożka betonowego [37]. Dla każdej serii badań, niezależnie od otrzymanego schematu zniszczenia, łączniki stalowe są zdeformowane, co potwierdza konieczność określenia ich nośności zarówno sprężystej, jak i granicznej.

Pozostałe rozkute elementy przedstawiono na Rys. 4.27.



Rys. 4.27 Rozkute elementy ścinane

Na Rys. 4.28 przedstawiono rozkuty element serii B.



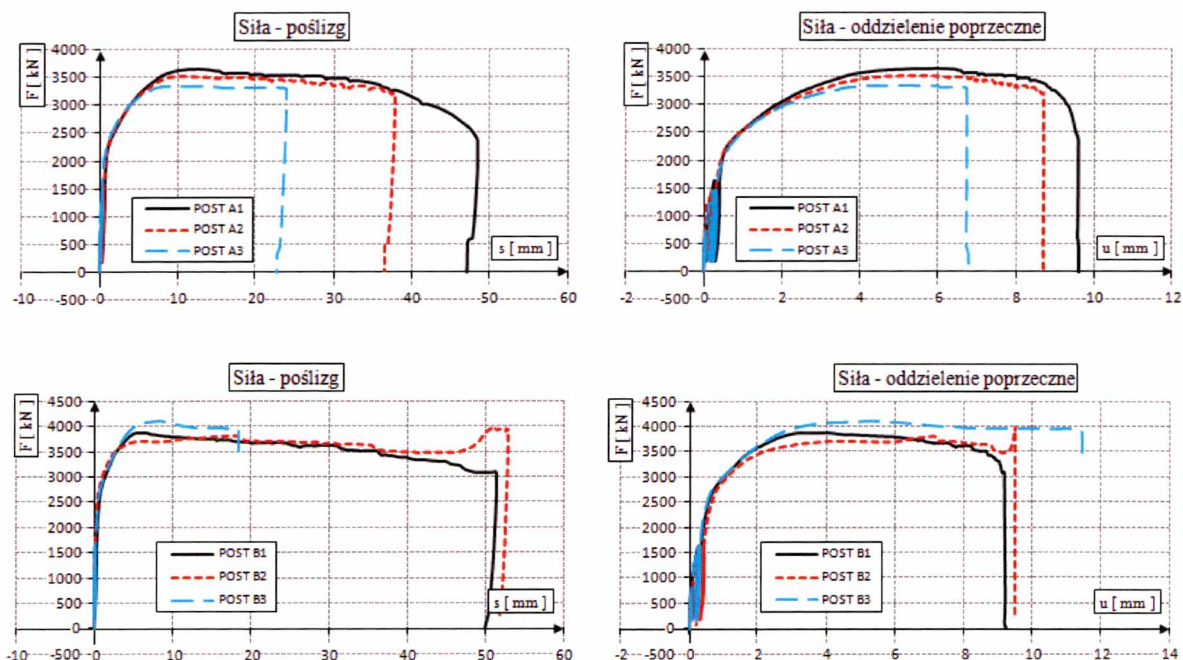
Rys. 4.28 Rozkuty element serii B ustawiony w pozycji odwrotnej niż w czasie badania. Widoczna lokalizacja pęknięć łączników nr 1, 2 i 3

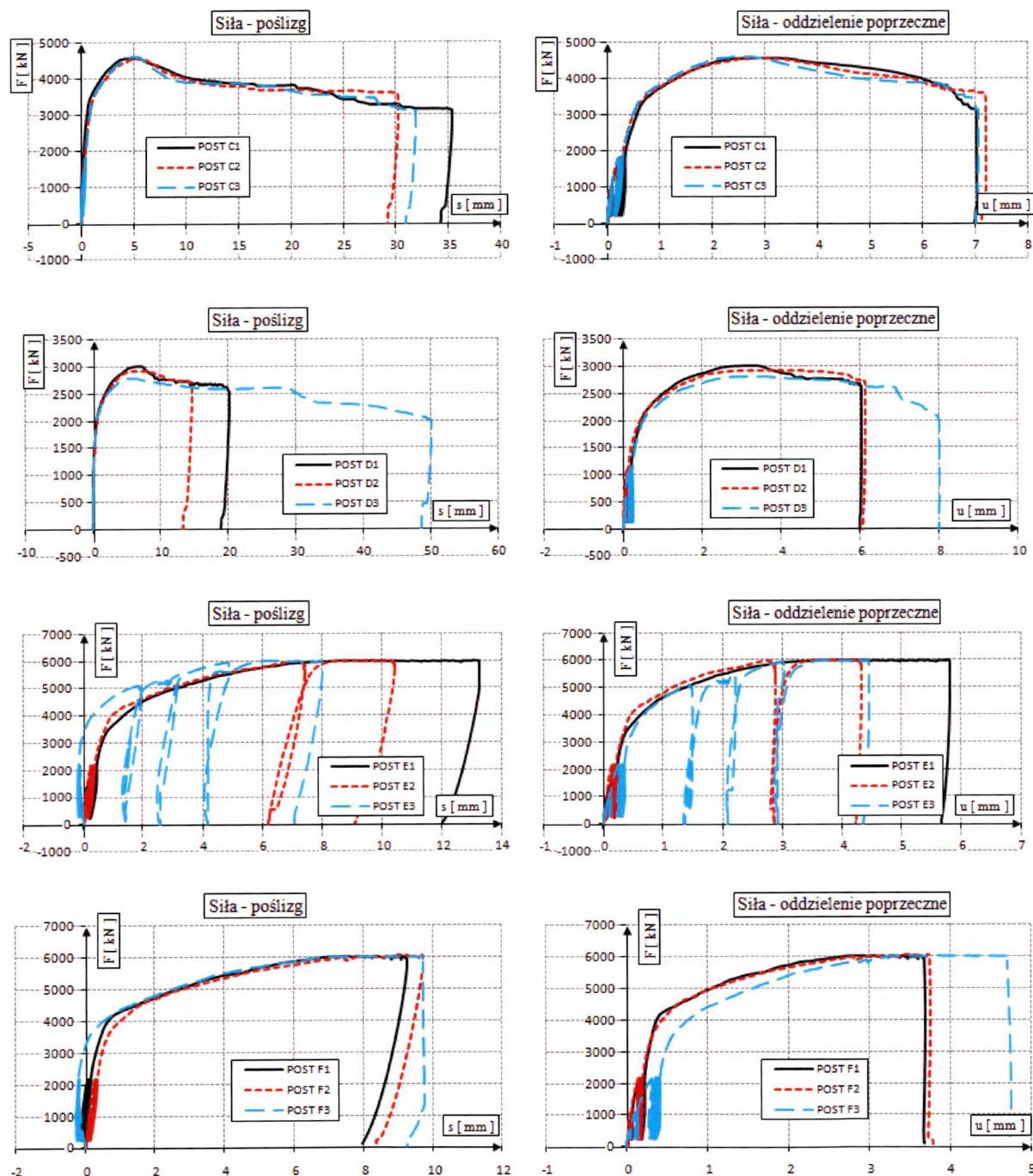
O nośności elementu decydowało mieszane kryterium – zniszczenie części betonowej poprzedzone całkowitym uplastycznieniem stali. Po rozkuciu płyty widać, że wszystkie łączniki stalowe zaczęły już pękać. Doskonale widoczny jest efekt nakładania się naprężeń od wpływów globalnych (w tym przypadku ściskanie wywołane przyłożoną z siłownika siłą) i lokalnych (ściananie spowodowane dociskiem betonu do łącznika stalowego). Zakłada się, że wszystkie łączniki stalowe przenoszą taką samą siłę ścinającą. Jeżeli u podstawy łącznika

nr 1 (licząc od góry) występują naprężenia ściskające σ spowodowane specyfiką przyłożenia obciążenia do elementu, u podstawy łącznika nr 2 będą występowały naprężenia ściskające równe $0,66 \sigma$, a u podstawy łącznika nr 3 – $0,33 \sigma$. Rozciągające naprężenia maksymalne w łączniku, będące złożeniem ściskających naprężeń globalnych i rozciągających lokalnych, będą zatem znajdowały się najniżej u podstawy łącznika w przypadku łącznika nr 3, a najwyżej dla łącznika nr 1. W tych miejscach obserwuje się początki pęknięć, co potwierdza przyjęte modele obliczeniowe.

4.1.5 Wybrane wyniki badań

Poniżej przedstawiono w formie graficznej wybrane wyniki badań doświadczalnych prób typu POST, serii A do F. Ograniczono się do przedstawienia wykresów siła – poślizg oraz siła – oddzielenie poprzeczne dla każdego badanego elementu. Poślizg został obliczony jako średnia z dwóch pomiarów czujnikami nr 5 i 6, wzajemne oddzielenie poprzeczne płyt betonowych jako średnia z czterech pomiarów czujnikami nr 1, 2 oraz 3 i 4 (oznaczenia wg Rys. 4.11).





Analiza uzyskanych wyników została wykonana w rozdziale 7.

4.2 Belki

W ramach niniejszej pracy wykonano badania pod obciążeniem statycznym 3 belek zespolonych z łącznikami typu MCL. Celem badań było umożliwienie kalibracji modeli numerycznych MES, a następnie na ich podstawie określenie nośności sprężystej łączników oraz zdefiniowanie sił działających na łącznik. Na ścinanych łącznikach naklejono dużą liczbę tensometrów elektrooporowych, a późniejszej kalibracji dokonano na podstawie porównania odkształceń pomierzonych i wyznaczonych z modeli MES w dyskretnych miejscach umieszczenia tensometrów.

4.2.1 Parametry materiałowe

Badane belki wykonane zostały z betonu C50/60 oraz stali konstrukcyjnej S355J2 i zbrojeniowej BSt500. Zarówno beton, jak i stal poddano badaniom niszczącym w celu doświadczalnego określenia ich głównych parametrów materiałowych. Następnie parametry te zastosowane zostały przy kalibracji modeli numerycznych.

Badanie betonu przeprowadzono analogicznie do opisanego w 4.1.1, dzień badania próbek pokrywał się z dniem badania odpowiedniej belki. Wyniki badań przedstawiono w Tab. 4.6.

Lp.	Nr belki	Data betonowania	Data badania	Wiek betonu	Siła niszcząca	Przekrój poprzeczny	Klasa betonu, $f_{ck,cube}$	$f_{ck,cube,mean}$
(-)	(-)	(-)	(-)	(dni)	(kN)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)
1	B1/S1	2010-04-21	2010-07-19	88	1620	22500	72,00	72,07
2		2010-04-21	2010-07-19	88	1640	22500	72,89	
3		2010-04-21	2010-07-19	88	1580	22500	70,22	
4		2010-04-21	2010-07-19	88	1580	22500	70,22	
5		2010-04-21	2010-07-19	88	1640	22500	72,89	
6		2010-04-21	2010-07-19	88	1670	22500	74,22	

Tab. 4.6 Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych betonu

7	B1/S2	2010-05-26	2010-07-20	54	1670	22500	74,22	74,15
8		2010-05-26	2010-07-20	54	1640	22500	72,89	
9		2010-05-26	2010-07-20	54	1660	22500	73,78	
10		2010-05-26	2010-07-20	54	1670	22500	74,22	
11		2010-05-26	2010-07-20	54	1670	22500	74,22	
12		2010-05-26	2010-07-20	54	1700	22500	75,56	
13	B2/S1	2010-05-26	2010-07-22	56	1720	22500	76,44	76,44
14		2010-05-26	2010-07-22	56	1700	22500	75,56	
15		2010-05-26	2010-07-22	56	1800	22500	80,00	
16		2010-05-26	2010-07-22	56	1660	22500	73,78	
17		2010-05-26	2010-07-22	56	1730	22500	76,89	
18		2010-05-26	2010-07-22	56	1710	22500	76,00	

Tab. 4.6 c.d. Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych betonu

Uśredniając powyższe wyniki, otrzymano następujące parametry betonu:

$$f_{ck,cube,mean} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n f_{ck,cube} = 74,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \approx \frac{f_{ck,cube}}{1,22} \approx 60,8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 68,8 \text{ MPa}$$

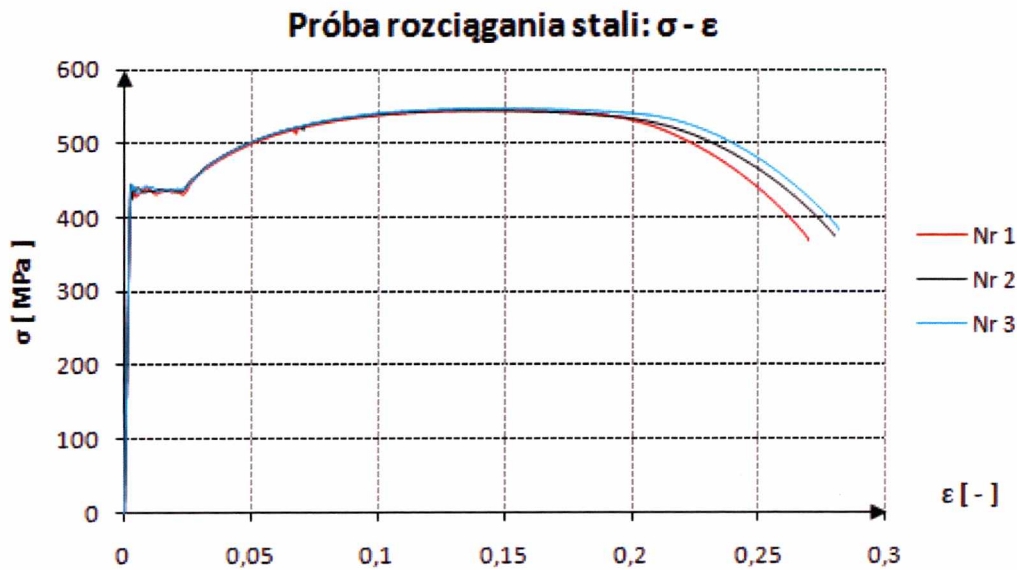
$$E_{cm} = 22 \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,3} = 37,8 \text{ GPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm}) = 4,4 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 3,1 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 5,7 \text{ MPa}$$

Badanie stali wykonano na maszynie wytrzymałościowej UFP 400, zgodnie z [71], rozciągając próbki wycięte ze środków badanych belek, a więc o grubości odpowiadającej grubości łączników. Kierunek wycięcia próbek odpowiadał kierunkowi walcowania stali. Wykresy rozciągania stali (3 próbki, po jednej dla każdej belki), przedstawiono poniżej.



Rys. 4.29 Wykresy $\sigma - \epsilon$ rozciągania stali wyciętej ze środków badanych belek

Podstawowe parametry stali przedstawiają się następująco:

Lp.	Nr belki	R_{eL}	R_{eH}	R_m	A_{115}	E
(-)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(GPa)
1	B1/S1	429,6	438,9	545,7	27,0	195,7
2	B1/S2	425,4	445,6	544,9	28,0	202,9
3	B2/S1	432,8	445,3	547,2	28,1	202,7

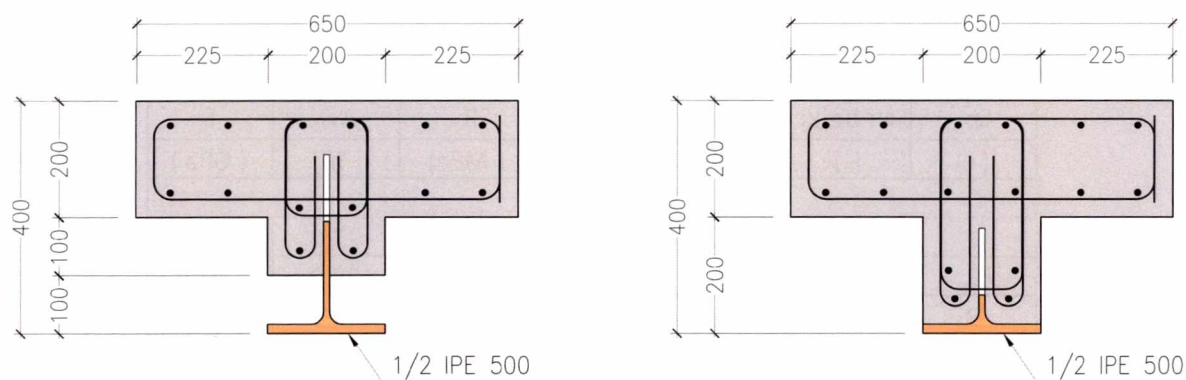
Tab. 4.7 Podstawowe wyniki badań wytrzymałościowych stali

Do obliczeń kalibracyjnych modeli numerycznych przyjęto:

$$f_y = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n R_{eH} = 443,3 \text{ MPa} ,$$
$$f_u = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n R_m = 545,9 \text{ MPa} ,$$
$$E_a = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n E_{ai} = 200,4 \text{ GPa} .$$

4.2.2 Projekt belek

Belki do badań zaprojektowano w ten sposób, aby nawiązywały do przeprowadzonych wcześniej na Politechnice Wrocławskiej badań belek z analogicznym zespoleniem, ale o innym kształcie łącznika [13]. W ten sposób zmienne decyzyjne, takie jak przekrój poprzeczny oraz długość belki, zostały ustalone *a priori*. Parametry te dostosowane zostały do możliwości sprzętu badawczego, na którym prowadzono badania w Akredytowanym Laboratorium Badawczym Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Grubość i szerokość płyty żelbetowej przyjęto tak, aby zminimalizować efekt skali, zapewnić położenie osi bezwładności oraz stosunek S/I możliwie blisko odpowiadające rzeczywistym konstrukcjom i włączyć całą płytę żelbetową do współpracy (wyliminować zagadnienie szerokości efektywnej w konstrukcjach zespolonych). Przekroje poprzeczne belek pokazano na Rys. 4.30.

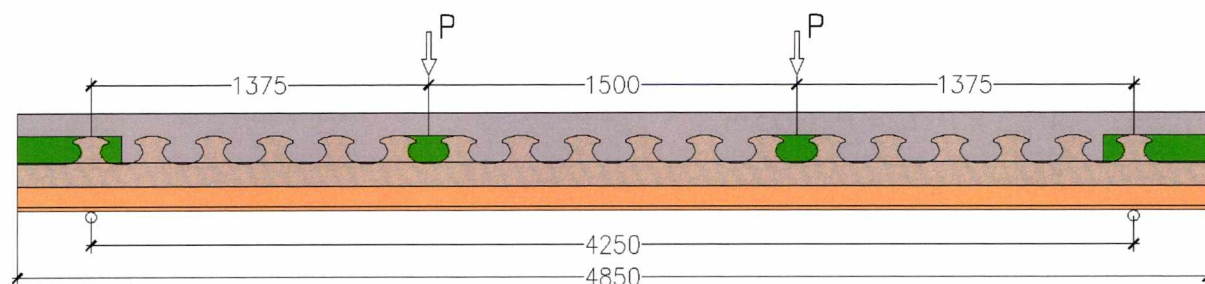


Rys. 4.30 Przekroje poprzeczne belek B1S (po lewej) oraz B2S (po prawej)

Zaprojektowane belki składały się z żelbetowej części o przekroju teowym z płytą o szerokości 650 mm i grubości 200 mm oraz środnikiem o grubości 200 mm i wysokości 100 mm dla belki B1S oraz 200 mm dla belki B2S. W środnik teownika żelbetowego wpuszczona była część stalowa uzyskana poprzez rozcięcie kształtownika IPE 500. Dla belki B1S wysokość części stalowej wynosiła 193 mm (bez łączników), dla belki B2S – 66 mm. Rozpiętość teoretyczną belek ustalono jako 4250 mm, długość całkowita belek wynosiła 4850 mm.

Belki poddano próbie 4 – punktowego zginania, przy czym odległość między przykładanymi siłami skupionymi wynosiła 1500 mm. Dzięki przyjęciu takiego schematu badań w środkowej części belki brak jest siły tnącej, a więc łączniki nie przenoszą tam ścinania podłużnego. Dodatkowo łączniki bezpośrednio nad podporą oraz pod siłą skupioną obłożone zostały styro-

pianem, aby nie włączać ich do współpracy. Z każdej strony belki uzyskano zatem 4 pracujące łączniki, na odcinku 1000 mm, na którym siła tnąca ma stałą wartość. Schemat statyczny przedstawiono na Rys. 4.31.



Rys. 4.31 Schemat statyczny belek (B1S oraz B2S)

Belki zespolone zaprojektowano zgodnie z [70, 74, 76] bazując na parametrach materiałowych podanych w ww. normach, gdyż na tym etapie nie było jeszcze przeprowadzonych badań niszczących materiałów składowych. Ponieważ w normach do projektowania konstrukcji zespolonych brak jest wytycznych co do obliczania nośności ciągłych łączników otwartych oraz konstrukcji z takimi łącznikami, przyjęto założenie o zespoleniu pełnym między stalą i betonem. Ponieważ część stalowa znajduje się w trakcie badań w strefie rozciąganej nie prowadzono klasyfikacji z uwagi na lokalną stateczność ścianek. Poniżej przedstawiono wyciąg z obliczeń.

4.2.2.1 Nośność belek na zginanie

Parametry materiałowe przyjęte na podstawie przedmiotowych norm projektowych:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 60 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 37000 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \text{- dla betonu C50/60}$$

$$\begin{aligned} f_y &= 355 \text{ MPa} \\ f_u &= 510 \text{ MPa} \\ E_a &= 210000 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \text{- dla stali S355J2}$$

Stosunek modułów sprężystości stali i betonu oraz sprowadzona szerokość płyty betonowej:

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{37000} = 5,676 \quad \rightarrow \quad b_{eff} = \frac{b}{n} = \frac{650}{5,676} = 114,5 \text{ mm}$$

Siły wewnętrzne działające na belkę:

$$M_{\max} = P \cdot L_1 = P \cdot 1,375 \text{ m}$$

$$V_{\max} = P$$

Położenie osi obojętnej z_0 (liczone od włókien dolnych przekroju) przy sprężystym rozkładzie naprężeń (beton zarysowany), moment bezwładności względem osi poziomej I_y , pionowej I_z oraz wskaźniki na zginanie w odniesieniu do stali W_a i betonu W_c :

Dla belki B1S

$$z_0 = 25,95 \text{ cm}$$

$$I_y = 36720 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 80557 \text{ cm}^4$$

$$W_a = \frac{36720}{25,95} = 1415,0 \text{ cm}^3$$

$$W_c = \frac{36720}{14,05} = 2613,5 \text{ cm}^3$$

Dla belki B2S

$$z_0 = 26,82 \text{ cm}$$

$$I_y = 34213 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 80557 \text{ cm}^4$$

$$W_a = \frac{34213}{26,82} = 1275,6 \text{ cm}^3$$

$$W_c = \frac{34213}{13,18} = 2595,8 \text{ cm}^3$$

Ponieważ moment bezwładności przekroju względem osi pionowej jest większy niż względem osi poziomej nie ma potrzeby uwzględniania zwichrzenia. Nośność elementu sprowadza się do nośności przekroju.

Nośność ze względu na stal i beton w zakresie sprężystym (przedstawiono tok obliczeń dla belki B1S oraz ostateczne wyniki w postaci sił maksymalnych dla belki B2S):

$$\sigma_a = \frac{M_{\max}}{W_a} \leq f_y \quad \rightarrow \quad P \leq \frac{W_a \cdot f_y}{1,375 \text{ m}} = \frac{1415,0 \cdot 0,355}{1,375 \text{ m}} = 365,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{W_c \cdot n} \leq f_{ck} \quad \rightarrow \quad P \leq \frac{W_c \cdot n \cdot f_{ck}}{1,375 \text{ m}} = \frac{2613,5 \cdot 5,676 \cdot 0,060}{1,375 \text{ m}} = 647,3 \text{ kN}$$

O nośności sprężystej decyduje początek uplastycznienia półki IPE 550, maksymalna siła wynosi:

$$P_{spr,max} = P \cdot 2 = 365,3 \cdot 2 = 730,6 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B1S}$$

$$P_{spr,max} = P \cdot 2 = 329,3 \cdot 2 = 658,6 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B2S}$$

Przy rozkładzie plastycznym naprężeń zakres betonu ściskanego wynosi (całkowite uplastycznienie przekroju):

$$A_a \cdot f_y = 0,005192 \cdot 355000 = 1843,2 \text{ kN}$$

$$b_c \cdot x \cdot f_{ck} = 0,65 \cdot x \cdot 60000 = 39000 \cdot x \text{ kN} \quad \rightarrow \quad x = \frac{1843,2}{39000} = 0,0473 \text{ m}$$

Moment plastyczny i maksymalna siła, jaką może przenieść przekrój:

$$M_{pl} = A_a \cdot f_y \cdot (h - e_a - 0,5 \cdot x) = 1843,2 \cdot (0,4 - 0,042 - 0,5 \cdot 0,047) = 616,5 \text{ kNm}$$

$$M_{pl} \geq M_{max} = P \cdot 1,375 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P \leq \frac{616,6}{1,375} = 448,3 \text{ kN}$$

$$P_{pl,max} = P \cdot 2 = 448,3 \cdot 2 = 896,7 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B1S}$$

$$P_{pl,max} = P \cdot 2 = 371,8 \cdot 2 = 743,6 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B2S}$$

Oszacowanie górne nośności belki (z uwzględnieniem wytrzymałości stali po wzmocnieniu plastycznym do f_u równego 510 MPa, bez uwzględnienia odkształceń granicznych w betonie):

$$P_{pl+,max} = P \cdot 2 = 624,2 \cdot 2 = 1248,5 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B1S}$$

$$P_{pl+,max} = P \cdot 2 = 522,9 \cdot 2 = 1045,9 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B2S}$$

4.2.2.2 Nośność belek na ścinanie poprzeczne

Obecnie brak jest procedur określania nośności na ścinanie poprzeczne elementów, w których zarówno pole stali, jak i pole betonu jest znaczące. Dla rozważanych przekrojów poprzecznych nie mają zastosowania ani procedury wymiarowania zawarte w [76], ani w [70]. Przyjęto, że nośność na ścinanie jest sumą nośności na ścinanie środka części stalo-

wej i części betonowej. Przy takim założeniu otrzymano dla belki B1S nośność części stalowej i betonowej, jak poniżej:

$$A_{V,a} = h_a \cdot t_w = 0,193 \cdot 0,0102 = 0,00197 \text{ m}^2$$

$$V_{a,Rd} = \frac{A_{V,a} \cdot f_y}{\sqrt{3}} = \frac{0,00197 \cdot 355000}{\sqrt{3}} = 403,5 \text{ kN} \quad - \text{ nośność części stalowej}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 233,3 \text{ kN} \quad - \text{ nośność części betonowej przy przyjęciu}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,258 = 0,232 \text{ m} \quad \text{zbrojenia 4\#10 / 125}$$

$$\cot \theta = 1,0$$

Maksymalna siła tnąca, jaką jest w stanie przenieść belka B1S oraz B2S (obliczenia są analogiczne do przedstawionych powyżej) wynosi:

$$V_{\max} = V_{a,Rd} + V_{s,Rd} = 403,5 + 233,3 = 636,8 \text{ kN} \quad - \text{ nośność belki B1S}$$

$$V_{\max} = V_{a,Rd} + V_{s,Rd} = 138,0 + 430,0 = 568,0 \text{ kN} \quad - \text{ nośność belki B2S}$$

Maksymalna siła przekazana na belkę z maszyny wytrzymałościowej:

$$P_{\max} = V_{\max} \cdot 2 = 636,8 \cdot 2 = 1273,6 \text{ kN} \quad - \text{ dla belki B1S}$$

$$P_{\max} = V_{\max} \cdot 2 = 568,0 \cdot 2 = 1136,0 \text{ kN} \quad - \text{ dla belki B2S}$$

4.2.2.3 Zbrojenie poprzeczne w płycie żelbetowej

Przyjęto, że nośność części żelbetowej ma zagwarantować możliwość pełnego uplastycznienia części stalowej. Przy takim założeniu maksymalna siła w płycie żelbetowej po jednej stronie środka może wynosić:

$$\Delta F_d = A_a \cdot f_y \cdot \frac{c}{b} = 0,005192 \cdot 355000 \cdot \frac{225}{650} = 637,8 \text{ kN}$$

Podłużne naprężenia styczne na styku płyty żelbetowej z żelbetowym środkiem wynoszą:

$$\Delta x = 1,375 \text{ m}$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{637,8}{0,20 \cdot 1,375} = 2319,2 \text{ kPa}$$

Nośność ściskanych krzyżulców betonowych przy przyjętym kącie $\theta_f = 30^\circ$ jest wystarczająca i wynosi:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{60}{250}\right) = 0,480$$

$$v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,480 \cdot 42860 \cdot 0,5 \cdot 0,866 = 7423 \text{ kPa} > v_{Ed} = 2319 \text{ kPa}$$

Nośność rozciąganych prętów poprzecznych przy przyjęciu zbrojenia w postaci 2#12 / 250:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} = \frac{0,000226 \cdot 435000}{0,25} = 393 \text{ kN/m} > \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cos \theta_f} = \frac{2319 \cdot 0,2}{0,866} = 268 \text{ kN/m}$$

Podłużne ścięcie półki żelbetowej nie jest możliwe przy przyjętym zbrojeniu poprzecznym przed pełnym uplastycznieniem przekroju poprzecznego.

4.2.2.4 Zespoleńie stal – beton

Istniejące normatywy nie podają procedur określania nośności zespolenia typu *composite dowel*, stąd w projektowaniu belek posiłkowano się wynikami badań przeprowadzonymi wcześniej na modelach POST. Nośność belki ze względu na zespolenie obliczono przy założeniu, że przekrój pracuje sprężysto, a beton jest zarysowany w strefie rozciąganej. Wówczas siła rozwarstwiająca w belkach wynosi:

$$V_l = \frac{V_{\max} \cdot S}{I} = \frac{P \cdot 0,114 \cdot 0,14 \cdot 0,07}{36720 \cdot 10^{-8}} = P \cdot 3,042 / \text{m} \quad - \text{ dla belki B1S}$$

$$V_l = \frac{V_{\max} \cdot S}{I} = \frac{P \cdot 0,114 \cdot 0,132 \cdot 0,066}{34213 \cdot 10^{-8}} = P \cdot 2,903 / \text{m} \quad - \text{ dla belki B2S}$$

Nośność łącznika na ścinanie oszacowano z prób POST A1-A3 (opisane w rozdziale 4.1), które wykonane były ze stali S355J2 i blachy grubości 15 mm. O ich nośności decydowała stal. Maksymalne siły dla prób wynosiły 3653,5 kN, 3523,9 kN oraz 3340,8 kN. Na tej podstawie określono siłę przenoszoną przez jeden łącznik o grubości 15 mm i liniowo zmniejszono jego nośność dla łącznika o grubości równej grubości środnika IPE 500:

$$P_{1,15\text{mm}} = \frac{0,333 \cdot (3653,5 + 3523,9 + 3340,8)}{6} = 584,3 \text{ kN}$$

$$V_{1,\text{IPE500}} = \frac{P_{1,15\text{mm}} \cdot t_{\text{IPE500}}}{t_{15}} = \frac{584,3 \cdot 10,2}{15} = 397,4 \text{ kN}$$

Po każdej stronie belki znajdują się 4 łączniki na długości 1 m. Zakładając, że każdy z nich w jednakowy sposób przenosi obciążenia, maksymalna siła rozwarstwiająca, jaką może przenieść belka wynosi:

$$V_{Rd,long} = 4 \cdot 397,4 = 1589,4 \text{ kN/m}$$

Siła niszcząca belkę z uwagi na ścinie zespolenia wynosi:

$$V_{Rd,long} = 1589,4 \text{ kN/m} \geq V_l = P \cdot 3,042 \quad \rightarrow \quad P \leq \frac{1589,4}{3,042} = 522,5 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = P \cdot 2 = 522,5 \cdot 2 = 1045,0 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B1S}$$

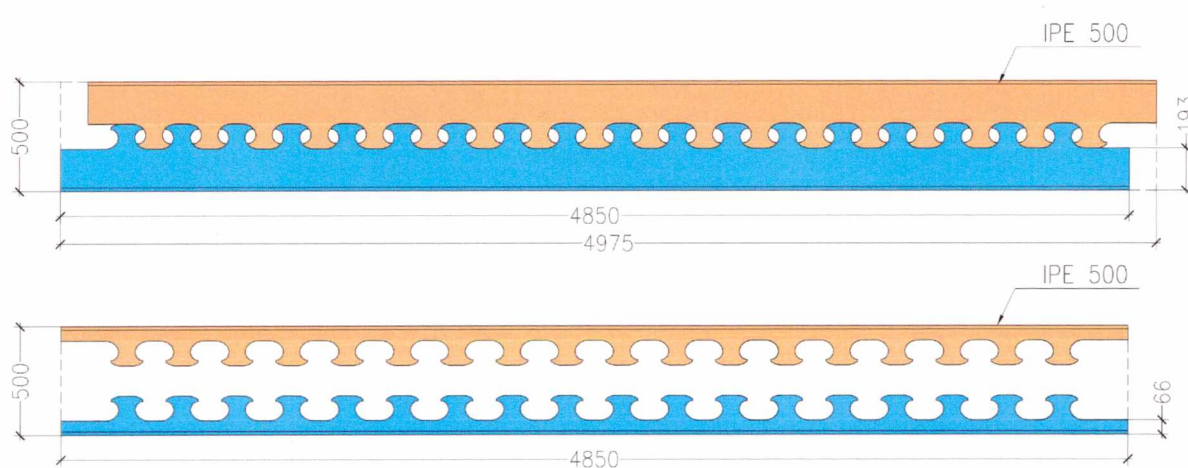
$$P_{\max} = P \cdot 2 = 547,5 \cdot 2 = 1095,0 \text{ kN} \quad \text{- dla belki B2S}$$

4.2.2.5 Zbrojenie części żelbetowej

W części żelbetowej belki przyjęto podłużne zbrojenie konstrukcyjne w postaci 12#10 w dwóch warstwach, po 6#10 przy dolnej oraz górnej powierzchni płyty oraz dodatkowe 2#10 dla belki B1S i 4#10 dla belki B2S w środniku żelbetowym. Dodatkowo na całej długości belki zastosowano zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion z prętów 2#12 / 250 dla płyty, #10 / 125 dla środnika żelbetowego oraz 2#12 dla zbrojenia poprzecznego betonu pomiędzy łącznikami stalowymi. Zarys zbrojenia pokazano na Rys. 4.30.

4.2.3 Wykonanie modeli

Część stalową belek uzyskano poprzez rozcięcie kształtownika IPE 500, wykonanego ze stali S355J2, zgodnie z Rys. 4.32. Operacja cięcia została przeprowadzona przez firmę INTOP Tarnobrzeg automatycznym palnikiem tlenowo – acetylenowym. Rozcięto 3 belki, uzyskując części składowe na 4 belki B1S oraz 2 belki B2S. Autor dysponował z tego 2 belkami B1S oraz 1 belką B2S. Pozostałe części zostały wykorzystane przy badaniach zmęgniowych [52].

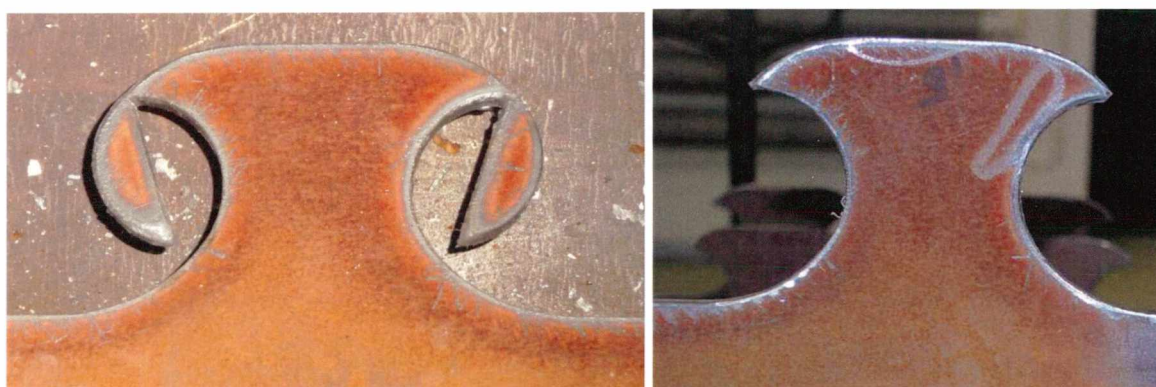


Rys. 4.32 Sposób rozcinań kształtownika IPE 500 w celu otrzymania części stalowych do belek B1S oraz B2S

Bezpośrednio po rozcięciu belek pomierzono ich wstępne deformacje (zakrzywienie osi podłużnej, tzw. sierpowatość). Dla belek B1S strzałki wygięcia wynosiły 4 i 8 mm, po ostygnięciu belek wygięcia zmniejszyły się do 2 i 6 mm, przy czym kierunek wygięcia wskazywał na rozciąganie w pasie dolnym i ściskanie w środku przekroju teowego. Dla belki B2S (z niskim środkiem) wygięcie spowodowane przecięciem belki i uwolnieniem naprężeń walcowniczych wyniosło 43 mm. Tak duże deformacje otrzymywane na etapie wytwarzania elementu wskazują na potrzebę stosowania elementów stalowych, w których naprężenia własne ograniczone są do minimum. Obecnie firmy wykonujące konstrukcje typu VFT-WIB dysponują technologią umożliwiającą zagwarantowanie prostoliniowości rozciętych belek stalowych. Proces otrzymywania części stalowej przedstawiono na Rys. 4.33 i Rys. 4.34.

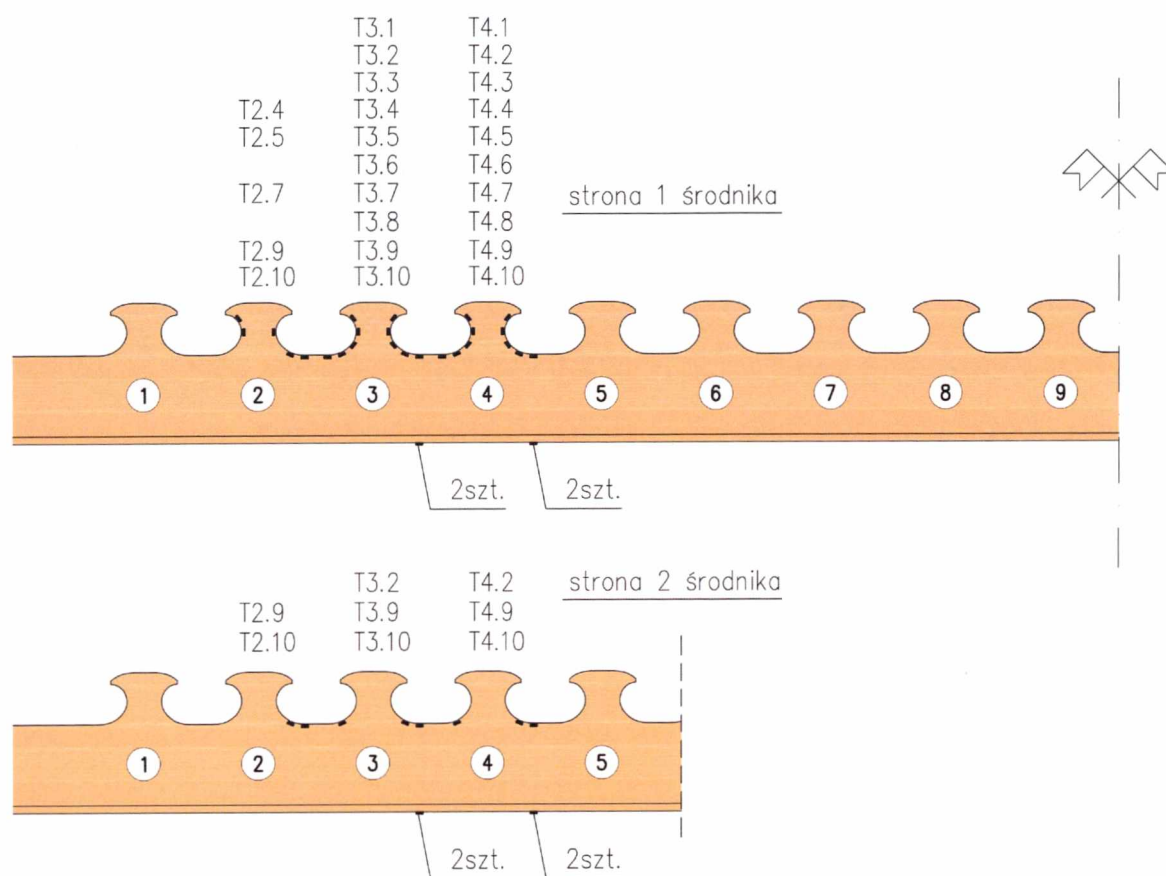


Rys. 4.33 Cięcie belki B1S palnikiem acetylenowo – tlenowym (po lewej) oraz belka po przecięciu, ale przed rozdzieleniem otrzymanych części (po prawej)

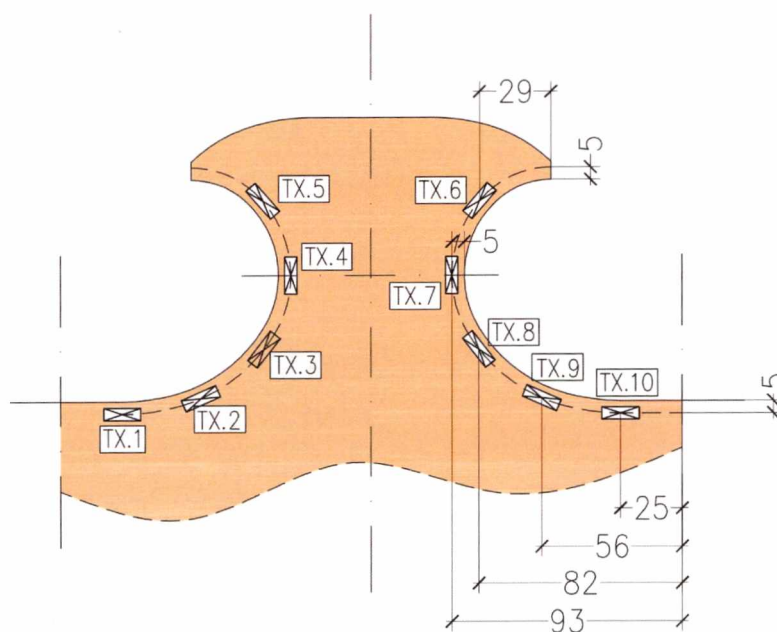


Rys. 4.34 Wycięty łącznik przed oraz po usunięciu niepotrzebnych fragmentów materiału

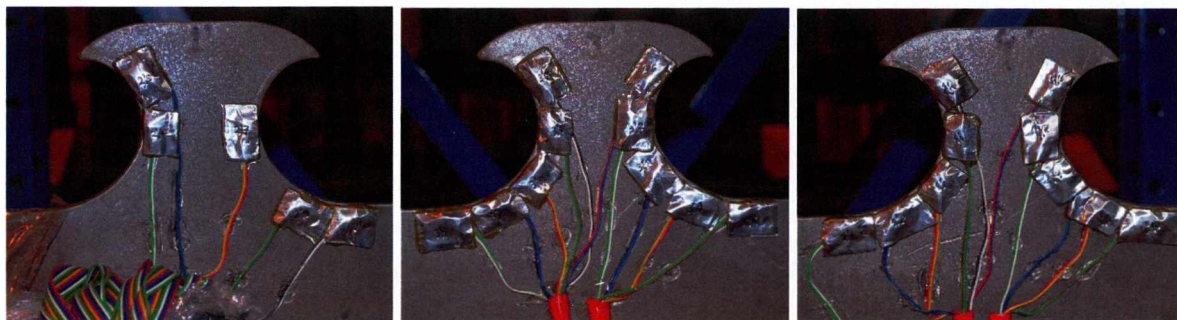
W wybranych miejscach belki, głównie na łącznikach stalowych, przyklejono tensometry elektrooporowe LY-11-3/120 firmy Hottinger i zabezpieczono je masą ochronną i taśmą aluminium. W ten sposób odizolowano tensometry od wpływów zewnętrznych, przede wszystkim w trakcie betonowania. Rozmieszczenie wybranych tensometrów przedstawiono na Rys. 4.35 do Rys. 4.37. Dodatkowo mierzono odkształcenia w połowie rozpiętości belki, na pasie dolnym belki (2 szt.), w połowie wysokości środnika (2 szt.), na górze środnika (2 szt.), od dołu i od góry płyty betonowej ($2 \times 2 = 4$ szt.) oraz na prętach zbrojeniowych na 3 różnych poziomach ($3 \times 2 = 6$ szt.).



Rys. 4.35 Schemat rozmieszczenia tensometrów na belce



Rys. 4.36 Schemat rozmieszczenia tensometrów na łączniku, oznaczenia: T – tensometr, X – numer łącznika, 1-10 – pozycja tensometru



Rys. 4.37 Tensometry przyklejone na łączniku nr 2, 3 i 4

W Laboratorium Instytutu Budownictwa przygotowano prefabrykowane kosze zbrojeniowe (stal BSt 500) oraz deskowania z płyt OSB o grubości 21 mm. Płyty smarowano płynem antyadhezyjnym umożliwiającym powtórne wykorzystanie deskowań (belki betonowane były w 2 etapach).



Rys. 4.38 Deskowania belek B1S oraz B2S



Rys. 4.39 Prefabrykowany kosz zbrojeniowy nad belką B1S

Łączniki znajdujące się w sąsiedztwie przyłożenia dużych sił skupionych, tj. licząc od podpory łącznik nr 1 (podpora), nr 6 i nr 7 (przyłożenie siły skupionej), zostały obłożone styropianem (Rys. 4.40), aby wyłączyć je ze współpracy. Dzięki temu łączniki przenoszące ścinanie podłużne między stalą i betonem to łączniki nr 2 do nr 5, a na żadnym z nich nie powinno odnotowywać się zaburzeń naprężeń związanych z obciążeniem pionowym.



Rys. 4.40 Przyklejony styropian na powierzchni czołowej łącznika od strony działania siły ścinającej

4.2.4 Przebieg badań

Badania przeprowadzono w Akredytowanym Laboratorium Badawczym Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Badano 3 belki, dwie z nich jednakowe, oznaczone symbolem B1S-1 oraz B1S-2, oraz jedną z niższym średnikiem stalowym, oznaczoną jako B2S-1. Belki miały być obciążone aż do zniszczenia w próbie statycznej. Nośność belek B1S oszacowano w projekcie na maksymalną siłę $P_{\max}$ równą 730,6 kN przy zginaniu sprężystym, 897,7 kN przy zginaniu plastycznym, 1248,5 kN przy zginaniu plastycznym z uwzględnieniem wzmocnienia stali, 1273,6 kN przy ścinaniu poprzecznym oraz 1045,0 kN przy ścinaniu podłużnym między stalą i betonem. Analogicznie dla belki B2S oszacowane maksymalne siły wyniosły kolejno 658,6 kN, 743,6 kN, 1045,9 kN, 1136,0 kN oraz 1095,0 kN. Ze względu na bardzo zbliżone wartości nośności granicznej belek przy zginaniu i ścinaniu podłużnym uznano, że należy się spodziewać zniszczenia belek przy sile powodu-

jącej wyczerpanie nośności zespolenia tj. 1045 kN dla belek B1S oraz 1095 kN dla belki B2S. Poprzez analogię do badania prób typu POST, opisanego w [74], zdecydowano się obciążyć wszystkie belki najpierw 25 cyklami obciążenia o sile zmieniającej się w zakresie 5 – 40 % oszacowanej nośności, a dopiero potem do zniszczenia. Przebieg badania każdej belki opisano oddzielnie.

4.2.4.1 Stanowisko badawcze

Stanowisko badawcze przygotowano tak, aby zrealizować swobodne podparcie badanych belek. Obustronnie podparte były one na prowizorycznych potoczystych łożyskach wałkowych (Rys. 4.41), wspartych z kolei na skrzynkowej belce nośnej będącej elementem ramy badawczej.

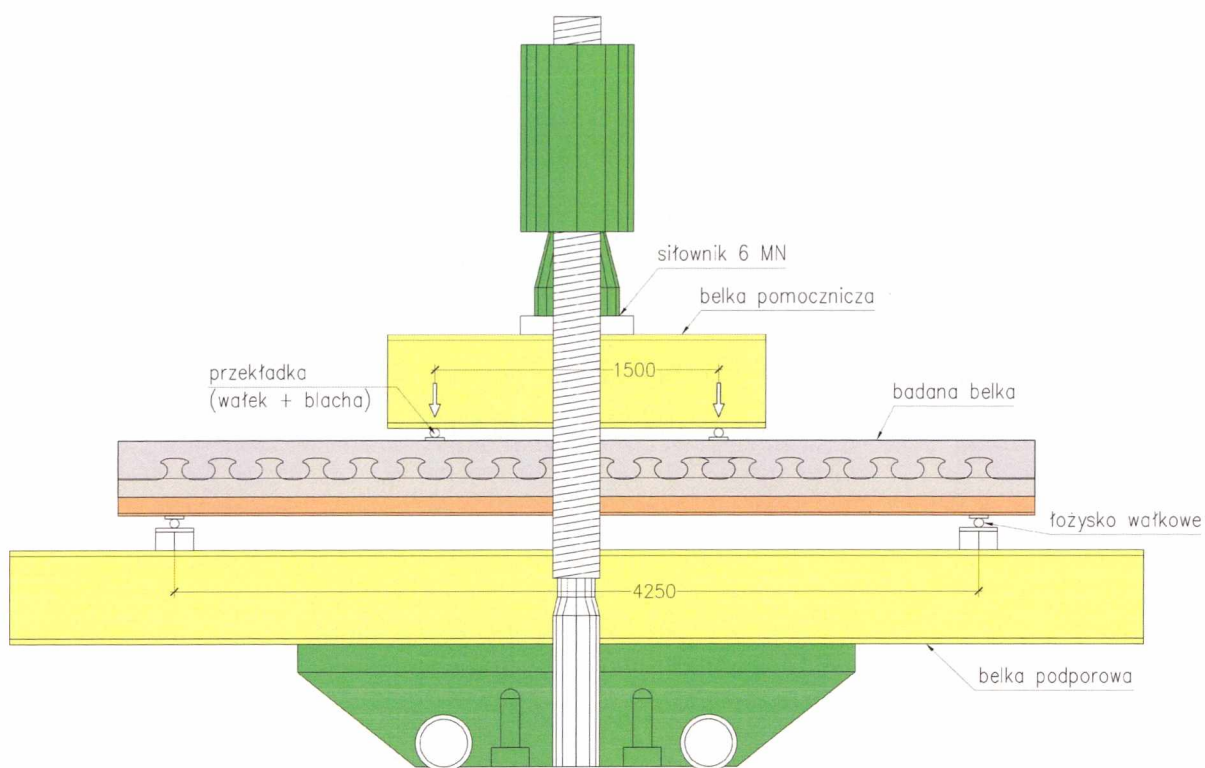


Rys. 4.41 Łożysko potoczyste wałkowe stanowiące oparcie badanych belek

Siły przekazywane były na badaną belkę z siłownika hydraulicznego zamocowanego do konstrukcji stalowej kotwionej w fundamencie. Siłownik był w stanie wymusić maksymalną siłę o wartości 6 MN, znacznie większą niż oszacowana nośność belek. Z siłownika siła rozkładana była na dwie jednakowe siły za pośrednictwem pomocniczej belki stalowej o przekroju skrzynkowym, i przykładana do badanej belki w sposób punktowy przez wałki i blachy stalowe, analogiczne do stosowanych jako łożyska. Stanowisko badawcze pokazano poglądowo poniżej (Rys. 4.42 oraz Rys. 4.43).



Rys. 4.42 Stanowisko badawcze

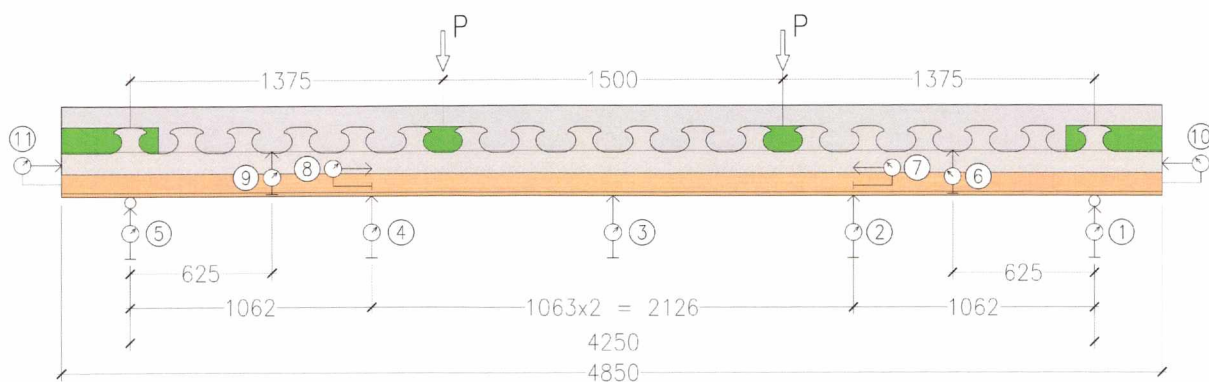


Rys. 4.43 Stanowisko badawcze – schemat

4.2.4.2 Urządzenia pomiarowe i czujniki

Podczas badań mierzono przemieszczenia za pomocą czujników indukcyjnych oraz odkształcenia za pomocą tensometrów elektrooporowych. Rozmieszczenie tensometrów zostało opisane w rozdziale 4.2.3 (wszystkie tensometry oprócz znajdujących się na płycie betonowej i półce dolnej teownika stalowego musiały zostać przyklejone na etapie wykonywania modeli przed betonowaniem płyty). Czujniki indukcyjne zostały wykorzystane do pomiaru przemieszczeń pionowych belki w 5 punktach, poślizgów między częścią stalową i betonową w 4 miejscach oraz względnych przemieszczeń pionowych między stalą i betonem w 2 punktach. Siła mierzona była z dokładnością $\pm 0,1$ kN, przemieszczenia pionowe i poślizgi z dokładnością $\pm 0,001$ mm przy zakresie pomiarowym do 100 mm, uplifty $\pm 0,001$ mm przy zakresie do 5 mm, a odkształcenia ± 1 $\mu\text{m}/\text{m}$. Jednocześnie prowadzono odczyty na 92 tensometrach i 11 czujnikach indukcyjnych. Odczyty prowadzono ze stałą częstotliwością 1 Hz w trakcie trwania badania. Jako wzmacniacz wykorzystano urządzenie typu UPM 100 firmy Hottinger.

Czujniki do pomiaru przemieszczeń pionowych belki rozmieszczono w przekrojach podporowych $0/4$ oraz $4/4 L$, w przekrojach $1/4$ oraz $3/4 L$ oraz w połowie rozpiętości belki $2/4 L$. W przekroju poprzecznym czujniki umiejscowione były maksymalnie blisko środka betonowego, pod półką płyty betonowej. Czujniki poślizgu między stalą i betonem umiejscowione zostały na końcach belki (przekroje $0/4$ oraz $4/4 L$) oraz w przekrojach $1/4$ oraz $3/4 L$. Czujniki oddzielenia poprzecznego stali i betonu zostały umieszczone w połowie odcinka, na którym znajdowały się aktywne łączniki po obu stronach belki, tj. w przekrojach oddalonych od osi podparcia o 625 mm (Rys. 4.44).



Rys. 4.44 Rozmieszczenie czujników indukcyjnych – schemat

Fotografie czujników i stanowisk pomiarowych przedstawiono poniżej (Rys. 4.45 do Rys. 4.47).



Rys. 4.45 Czujniki indukcyjne przemieszczeń pionowych belki, poślizgów oraz oddzielenia poprzecznego – widok ogólny



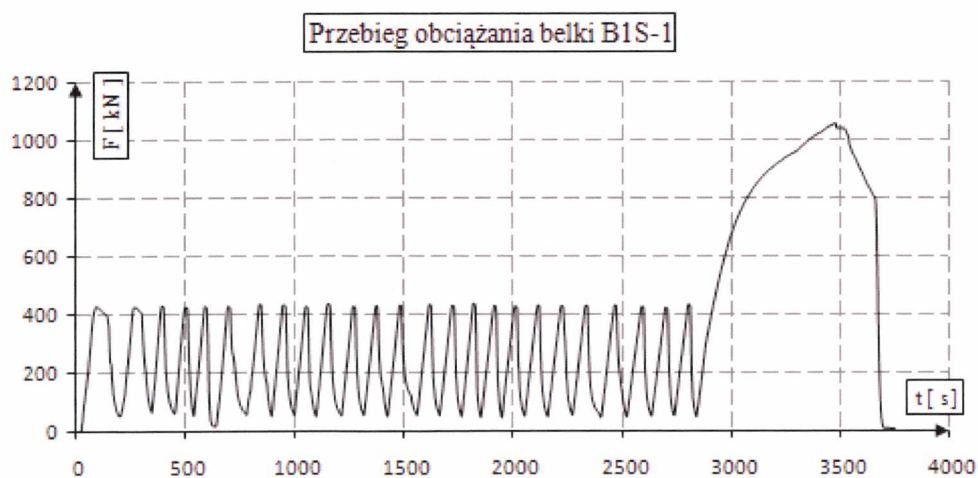
Rys. 4.46 Czujniki indukcyjne: oddzielenia poprzecznego (nr 9), poślizgu w $1/4 L$ (nr 8) oraz przemieszczenia pionowego belki (nr 4). W tle widoczne okablowanie tensometrów przyklejonych na łącznikach



Rys. 4.47 Czujnik indukcyjny poślizgu (nr 10) na końcu belki

4.2.4.3 Przebieg badania belki B1S-1

Belkę poddano najpierw obciążeniu w zakresie 5 – 40 % szacowanej nośności granicznej, ustalonej wstępnie jako 1045 kN. Pierwsze 25 cykli obciążenia zrealizowano zatem w zakresie 50 – 420 kN. Następnie belkę obciążono aż do zniszczenia. Cykle obciążenia pokazano na Rys. 4.48.

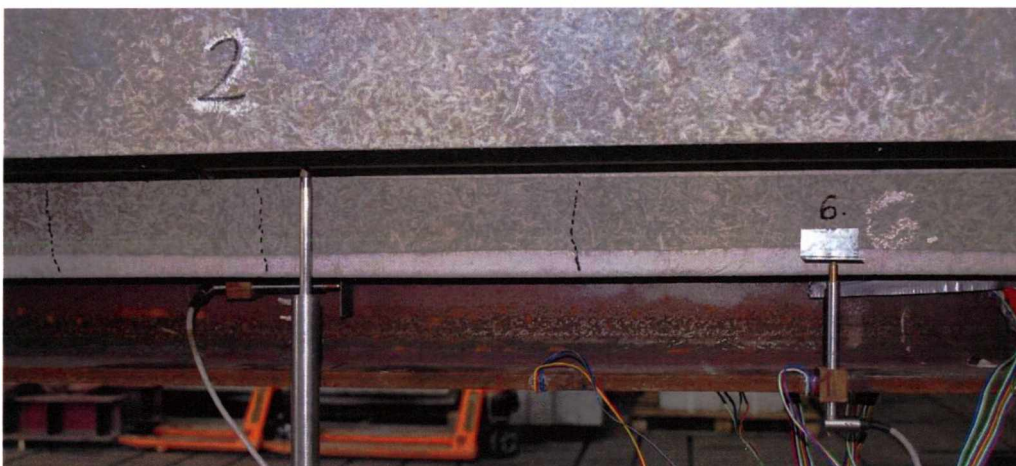


Rys. 4.48 Przebieg obciążania belki B1S-1

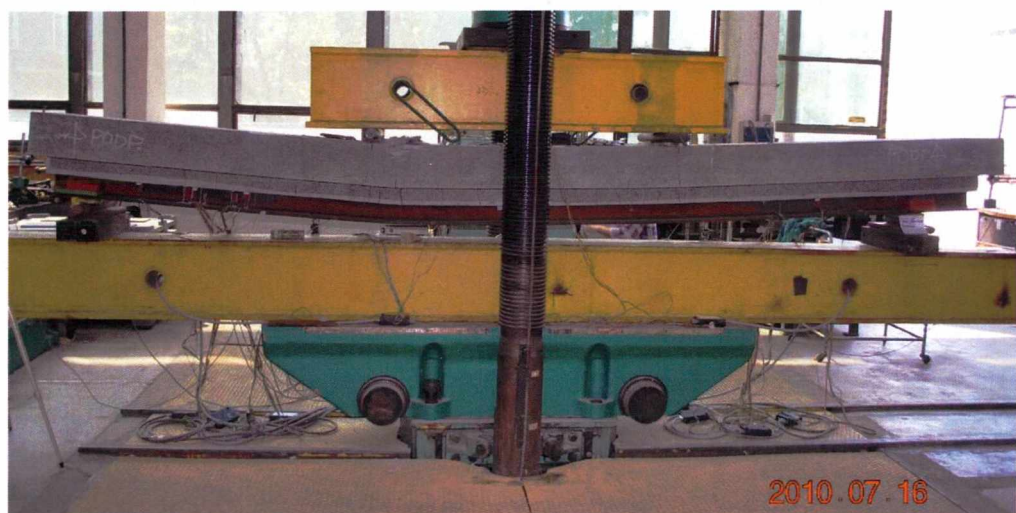
W trakcie cyklicznego obciążania belki siłą w przedziale 50 – 420 kN belka pracowała w zakresie sprężystym, przyrost ugięć w środku rozpiętości nie przekroczył 0,1 mm, a przyrost poślizgów w zależności od punktu pomiarowego wyniósł 0,05 do 0,15 mm. Odształcenia we wszystkich mierzonych punktach wskazywały na sprężystą pracę konstrukcji. Przy sile do 420 kN zaobserwowano powstanie pionowych rys, przy czym 3 pierwsze pracujące łączniki (licząc od podpory) znajdowały się jeszcze w obszarze niezarysowanym (choć od jednej strony betonowego środnika zauważono dwie niewielkie rysy), a rysy zinwentaryzowano w środkowej części belki (pomiędzy 4-tymi pracującymi łącznikami). Zasięg żadnej rysy nie przekraczał 100 mm (wszystkie mieściły się w betonowym środniku), a ich rozwartość nie przekraczała 0,1 mm. Przy sile 600 i 650 kN zauważono intensywniejsze pojawianie się rys pionowych, sięgających już na wysokość 60 mm w płytę betonową (a więc do teoretycznej osi bezwładności przekroju zarysowanego). Zauważono również nieliniowy przyrost poślizgu po jednej stronie belki i pojawienie się rys także w obszarze pracujących łączników nr 2 i 3. Przy sile 750, 800 i 850 kN zaobserwowano pojawienie się kolejnych rys, a od siły 830 kN gwałtowny przyrost ugięć związany z uplastycznianiem pasa dolnego belki. Przy wartości sił 930, 970, 1020 oraz 1040 kN nastąpił intensywny wzrost zarysowania płyty betonowej w sąsiedztwie przyłożenia sił skupionych. Belka przeniosła ostatecznie siłę równą 1053,9 kN, przy sile szacowanej z uwagi na nośność zespolenia 1045,0 kN. Schemat zniszczenia odpowiadał wyczerpaniu nośności zespolenia oraz całkowitemu uplastycznieniu części stalowej, po czym nastąpiły duże ugięcia i utrata zdolności betonu płyty betonowej do przeniesienia odkształceń przy ściskaniu. Poślizg między stalą i betonem był wówczas na tyle duży, że płyta betonowa pracowała już niezależnie od belki stalowej, o czym świadczą też rysy pionowe o wysokości 140 mm w płycie betonowej, a więc powyżej osi bezwładności przekroju zespolonego. Przez cały czas trwania badania nie zaobserwowano rys ukośnych w środniku betonowym w strefie podporowej. Poniżej przedstawiono wybrane fotografie obrazujące przebieg badania belki B1S-1.



Rys. 4.49 Belka B1S-1 na stanowisku badawczym



Rys. 4.50 Zasięg rys w środku betonowym podczas 25 cykli obciążenia 50 – 420 kN (pokazano strefę pracujących łączników po stronie najbardziej zarysowanej)



Rys. 4.51 Belka B1S-1 po zniszczeniu



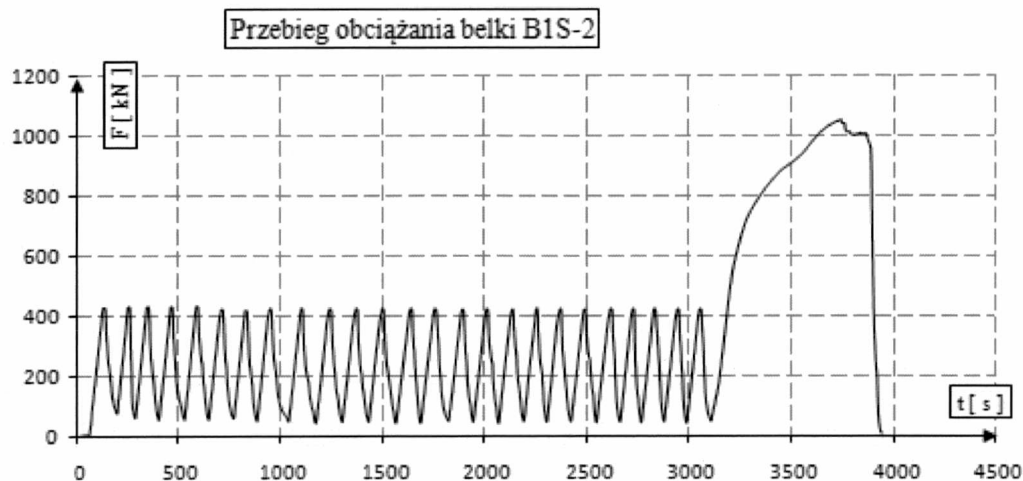
Rys. 4.52 Zarysowania płyty betonowej w miejscu przyłożenia sił skupionych z siłownika (przy rysach podano wartość siły)



Rys. 4.53 Zarysowanie środnika betonowego w miejscu pracujących łączników po zniszczeniu belki

4.2.4.4 Przebieg badania belki B1S-2

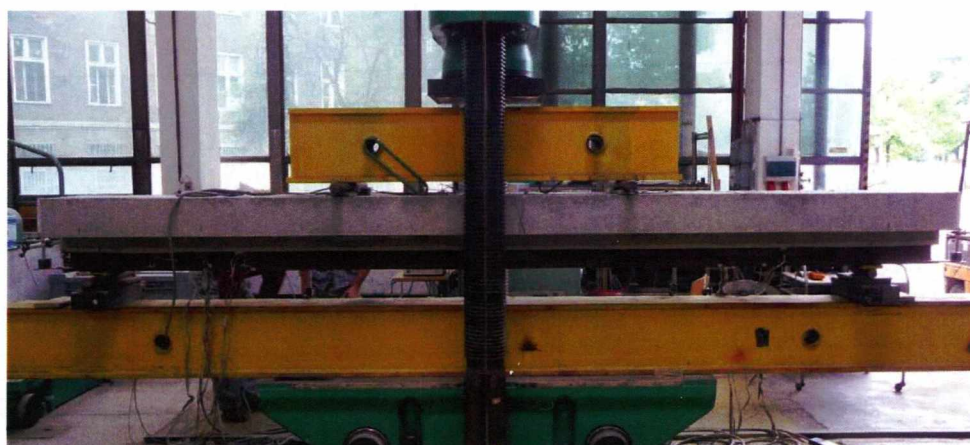
Pierwsze 25 cykli obciążenia zrealizowano, analogicznie do belki B1S-1, w zakresie 50 – 420 kN. Następnie belkę obciążono aż do zniszczenia. Cykle obciążenia pokazano na Rys. 4.54.



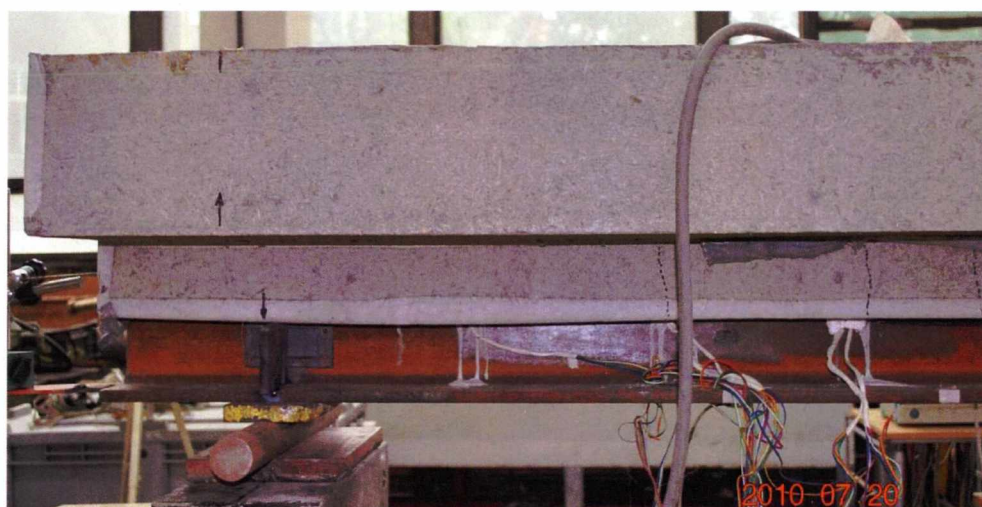
Rys. 4.54 Przebieg obciążania belki B1S-2

W trakcie cyklicznego obciążania belki siłą w przedziale 50 – 420 kN belka pracowała w zakresie sprężystym, przyrost ugięć w środku rozpiętości nie przekroczył 0,2 mm, a przyrost poślizgów w zależności od punktu pomiarowego wyniósł 0,05 do 0,15 mm. Odształcenia we wszystkich mierzonych punktach wskazywały na sprężystą pracę konstrukcji. Przy sile do 420 kN zaobserwowano powstanie pionowych rys, przy czym 3 pierwsze pracujące łączniki licząc od jednej podpory oraz 2 łączniki od podpory przeciwnej znajdowały się jeszcze w obszarze niezarysowanym. Rysy zinwentaryzowano głównie w środkowej części belki (pomiędzy 4-tymi pracującymi łącznikami). Zasięg żadnej rysy, poza powstałymi bezpośrednio pod przyłożonym obciążeniem skupionym, nie przekraczał 100 mm (wszystkie mieściły się w betonowym środniku), a ich rozwartość nie przekraczała 0,1 mm. Przy sile o wartości 600 kN pojawiła się kolejna rysa, przy sile 700 i 750 kN zauważono intensywniejsze pojawianie się rys pionowych, o wysokości 40 do 60 mm w płycie betonowej. Zauważono również nieliniowy przyrost poślizgu po obu stronach belki, ale zarysowanie wciąż nie rozwinęło się w obrębie pracujących łączników. Dopiero przy sile 800 kN pojawiły tam się dodatkowe rysy, ale ich zasięg nie wykraczał poza betonowy środnik. Po przekroczeniu siły 780 kN zaobserwowano nieliniowy przyrost ugięć związany z uplastycznianiem pasa dolnego belki oraz intensywny wzrost zarysowania płyty betonowej, przede wszystkim w sąsiedztwie przyłożenia sił skupionych. Kolejne rysy pojawiły się przy siłach o wartości 820, 840, 850 i 880 kN. Przy siłach 900, a następnie 1000 kN powstało 6 rys bezpośrednio pod przyłożonym obciążeniem skupionym z jednej strony i kolejne 3 rysy z drugiej. Belka przeniosła ostatecznie siłę równą 1057,7 kN, przy sile szacowanej z uwagi na nośność zespolenia 1045,0 kN. Schemat

zniszczenia był analogiczny do uzyskanego podczas zniszczenia belki B1S-1. Nie zaobserwowano rys ukośnych w środku betonowym w strefie podporowej. Poniżej przedstawiono wybrane fotografie obrazujące przebieg badania belki B1S-2.



Rys. 4.55 Belka B1S-2 na stanowisku badawczym



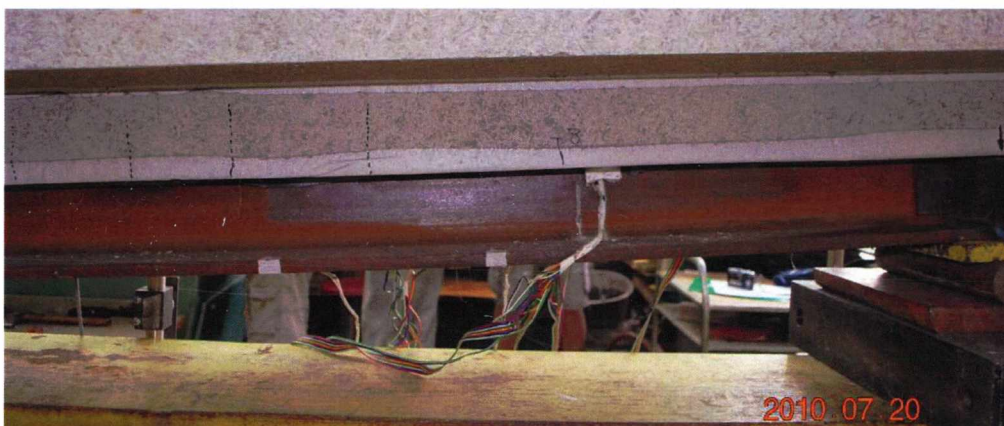
Rys. 4.56 Zasięg rys w środku betonowym podczas 25 cykli obciążenia 50 – 420 kN (pokazano strefę pracujących łączników po stronie najbardziej zarysowanej)



Rys. 4.57 Belka B1S-2 po zniszczeniu



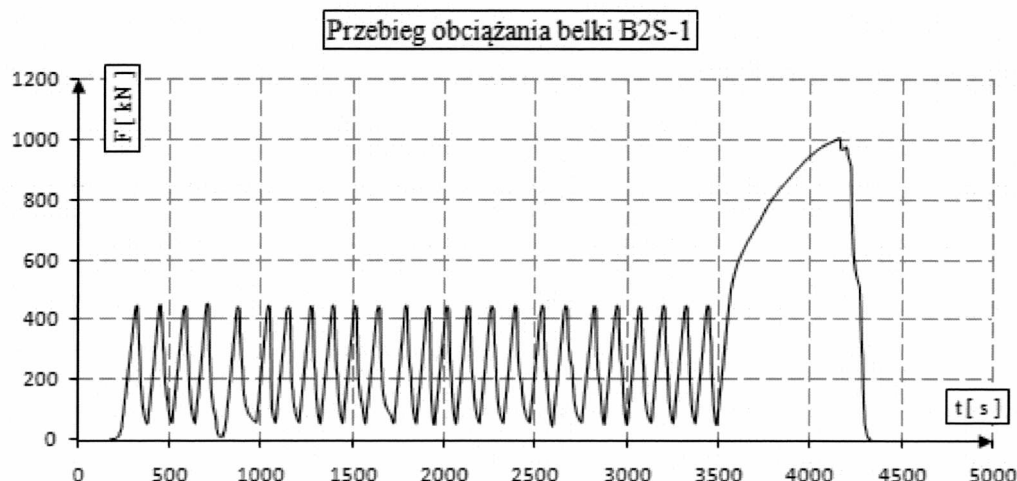
Rys. 4.58 Zarysowania płyty betonowej w miejscu przyłożenia siły skupionej z siłownika (przy rysach podano wartość siły)



Rys. 4.59 Zarysowanie środnika betonowego w miejscu pracujących łączników po zniszczeniu belki

4.2.4.5 Przebieg badania belki B2S-1

Belkę poddano najpierw obciążeniu w zakresie 5 – 40 % szacowanej nośności granicznej, ustalonej wstępnie jako 1095 kN ze względu na nośność zespolenia. Pierwsze 25 cykli obciążenia zrealizowano zatem w zakresie 55 – 440 kN. Następnie belkę obciążono aż do zniszczenia. Cykle obciążenia pokazano na Rys. 4.60.



Rys. 4.60 Przebieg obciążania belki B2S-1

W trakcie cyklicznego obciążania belki siłą w przedziale 55 – 440 kN belka pracowała w zakresie sprężystym, choć przyrost ugięć w środku rozpiętości wyniósł 1,50 mm, a przyrost poślizgów w zależności od punktu pomiarowego wyniósł 0,15 do 0,50 mm. Przyrost przemieszczeń związany był z rozwijającym się zarysowaniem środnika betonowego z każdym kolejnym cyklem obciążenia. Przy sile do 440 kN po 25 cyklach powstało wiele pionowych rys. Po jednej stronie belki, między czujnikami nr 1 i 3, widoczne były rysy w betonie rozmieszczone bardzo regularnie co ok. 125 mm, w tym dwie rysy wchodzące z jednej strony belki na odległość 50 i 80 mm w płytę betonową w strefie pracujących łączników. Pojawiły się także rysy ukośne przy podporze świadczące o udziale środnika betonowego w przenoszeniu ścinania poprzecznego. Po drugiej stronie belki, między czujnikami nr 3 i 5, nie zaobserwowano tak intensywnego zarysowania betonu. W strefie pracujących łączników powstały 3 rysy (przy łącznikach nr 1, 3 i 4), ale żadna z nich zasięgiem nie przekroczyła wysokości środnika betonowego. Nie zaobserwowano również żadnych rys ukośnych. Przy siłach o wartości 500, 570, 600, 640, 650 i 680 kN powstawały kolejne rysy pionowe, które w strefie pracujących łączników miały zasięg nieprzekraczający wysokości środnika betonowego, pomiędzy siłami skupionymi rysy te sięgały do 70 mm w płytę betonową (do teoretycznej osi bezwładności). Od siły ok. 600 kN zauważono również nieliniowy przyrost poślizgu po obu stronach belki. Po przekroczeniu siły 840 kN zaobserwowano gwałtowny przyrost ugięć związany z uplastycznianiem pasa dolnego belki oraz intensywny wzrost zarysowania płyty betonowej, przede wszystkim w sąsiedztwie przyłożenia sił skupionych. Zasięg niektórych

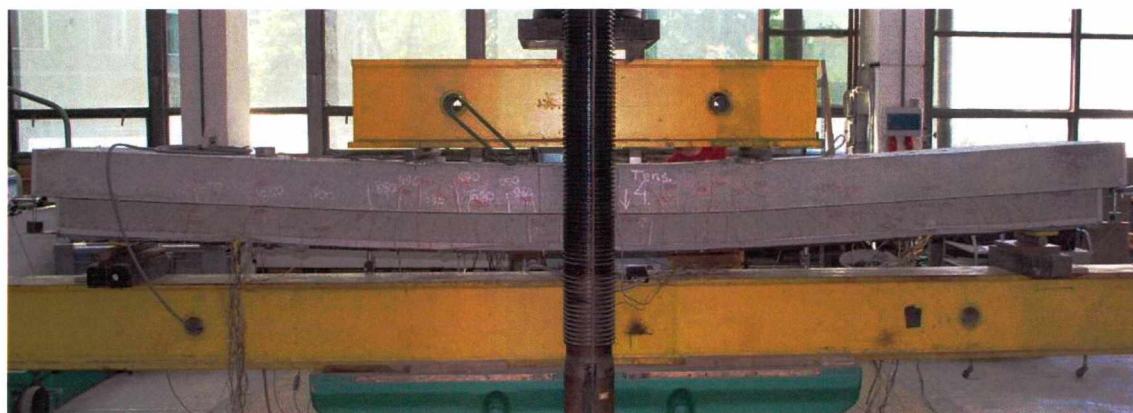
rys przekraczał już oś bezwładności przekroju zespolonego. Przy sile 920, 940, 950 i 980 kN pojawiły się kolejne rysy, znów głównie w strefie przyłożenia sił skupionych. Belka przeniosła ostatecznie siłę równą 1002,8 kN, przy sile szacowanej z uwagi na nośność zespolenia 1095,0 kN, i z uwagi na nośność plastyczną 1045,9 kN. Schemat zniszczenia odpowiadał całkowitemu uplastycznieniu części stalowej, po czym nastąpiły duże ugięcia i utrata zdolności betonu płyty betonowej do przeniesienia odkształceń przy ściskaniu. Poślizg między stalą i betonem był wówczas na tyle duży, że płyta betonowa pracowała już niezależnie od belki stalowej, o czym świadczą też rysy sięgające na wysokość do 150 mm w płytę betonową, a więc wyżej niż oś przekroju zespolonego. Poniżej przedstawiono wybrane fotografie obrazujące przebieg badania belki B2S-1.



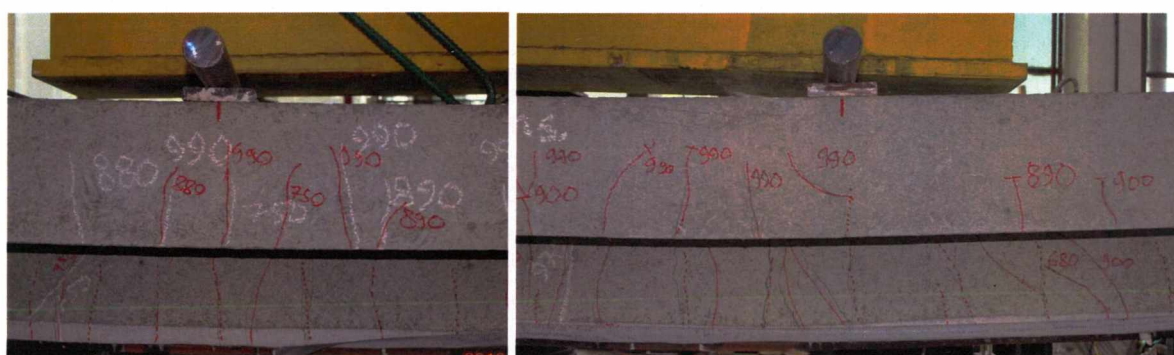
Rys. 4.61 Belka B2S-1 na stanowisku badawczym



Rys. 4.62 Zasięg rys w środku betonowym podczas 25 cykli obciążenia 55 – 440 kN (pokazano strefę pracujących łączników po stronie najbardziej zarysowanej)



Rys. 4.63 Belka B2S-1 po zniszczeniu



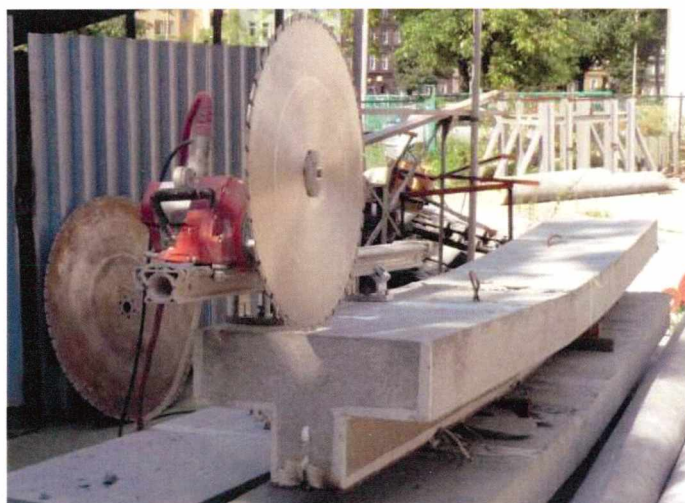
Rys. 4.64 Zarysowania płyty betonowej w miejscu przyłożenia sił skupionych z siłownika (przy rysach podano wartość siły)



Rys. 4.65 Zarysowanie środka betonowego w miejscu pracujących łączników po zniszczeniu belki

4.2.4.6 Rozcięcie belek

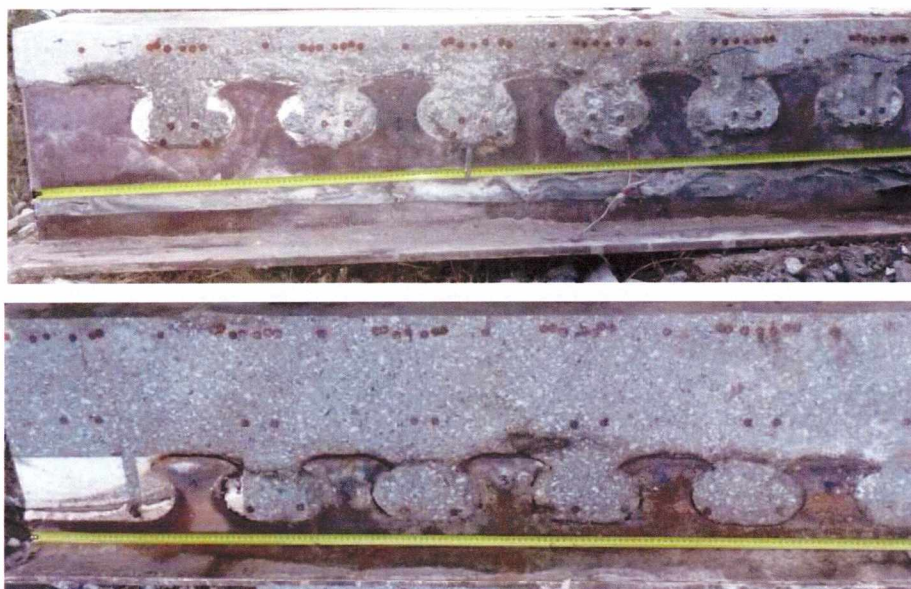
Belkę B1S-1 oraz B2-S1 po przebadaniu rozcięto wzdłuż płaszczyzny środnika na długości odpowiadającej połowie rozpiętości belki, aby możliwym była obserwacja zespolenia wraz z otaczającym je betonem, belkę B1S-2 rozkuto, aby sprawdzić stan łączników stalowych. Cięcie wykonano elektryczną piłą ścienną HILTI DS TS20-E z diamentową tarczą. Po wykonaniu cięcia pozostała część płyty betonowej odcięto w poprzek, tak aby w jak najmniejszym stopniu uszkodzić odkryte zespolenie. Cięcie elementów przedstawiono na Rys. 4.66 oraz Rys. 4.67, natomiast rozcięte elementy na Rys. 4.68.



Rys. 4.66 Piła na zainstalowanej prowadnicy przed rozpoczęciem cięcia belki

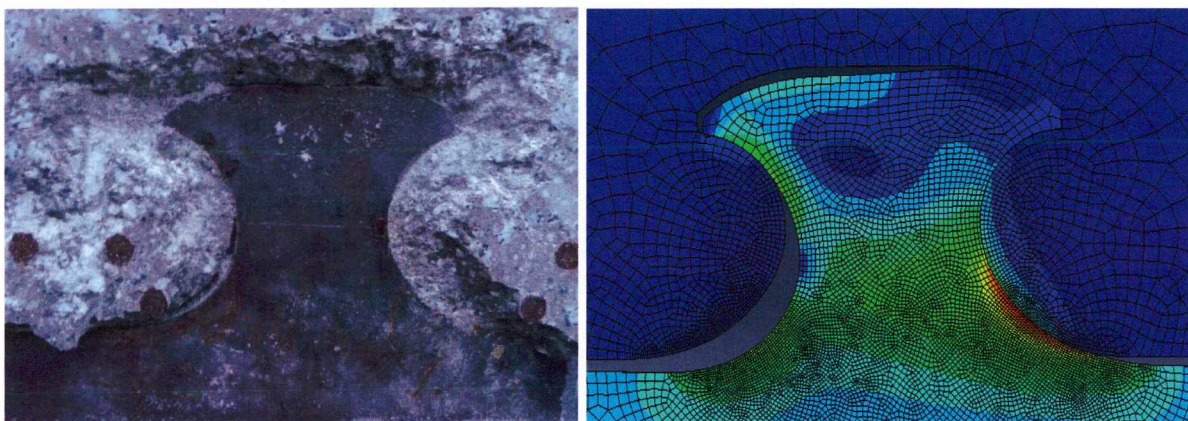


Rys. 4.67 Belka B1S-1 (po lewej) oraz B2S-1 (po prawej) w trakcie rozcinania w płaszczyźnie zespolenia



Rys. 4.68 Belka B1S-1 (na górze) oraz B2S-1 (na dole) po rozcięciu – widoczna płaszczyzna zespolenia

Szczegółowa obserwacja elementów wykazała, że na całej powierzchni czołowej łącznika od strony działania siły rozwarstwiającej beton ściśle przylega do stali. Podobnie jest na powierzchni tylnej łącznika w strefie górnej, gdzie beton nie pozwala na swobodne odkształcanie się łącznika jako wspornika, wywołując efekt jego sprężystego utwardzenia. Poślizg między stalą i betonem jest dobrze widoczny na powierzchni tylnej łącznika w jego dolnej strefie, gdzie na skutek parcia betonu na powierzchnię czołową pojawia się szczelina. Podobnie niewielka szczelina pojawia się przy górnej krawędzi łącznika, co spowodowane jest przemieszczeniem betonu względem wyokrąglonej podstawy łącznika (Rys. 4.69). Takie same zjawiska obserwuje się w modelach numerycznych.



Rys. 4.69 Łącznik stalowy po rozcięciu belki w płaszczyźnie zespolenia – doświadczenie i model numeryczny (opis w tekście)

Większość odkrytych łączników wykazywała niewielkie deformacje plastyczne – wygięcie w stronę działania siły rozwarstwiającej oraz odgięcie górnej części łącznika spowodowane opisanym wyżej efektem jego utwardzenia w betonie. Postać deformacji przedstawia Rys. 4.70.

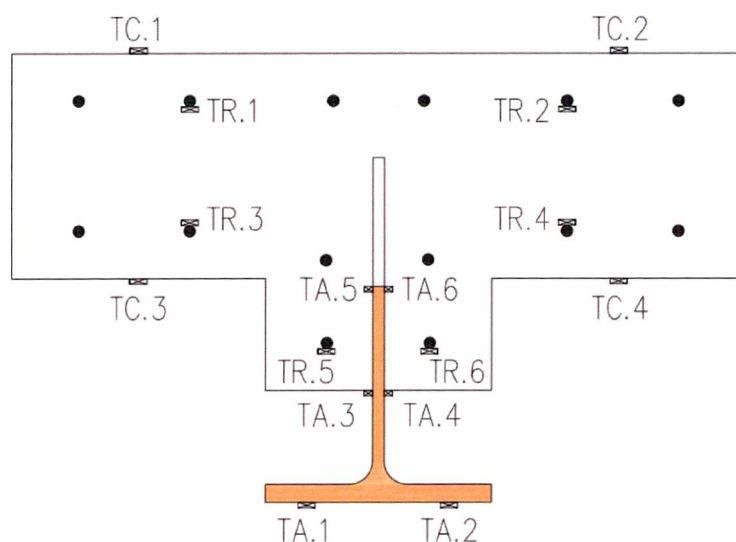


Rys. 4.70 Zdeformowany łącznik stalowy po rozcięciu belki w płaszczyźnie zespolenia

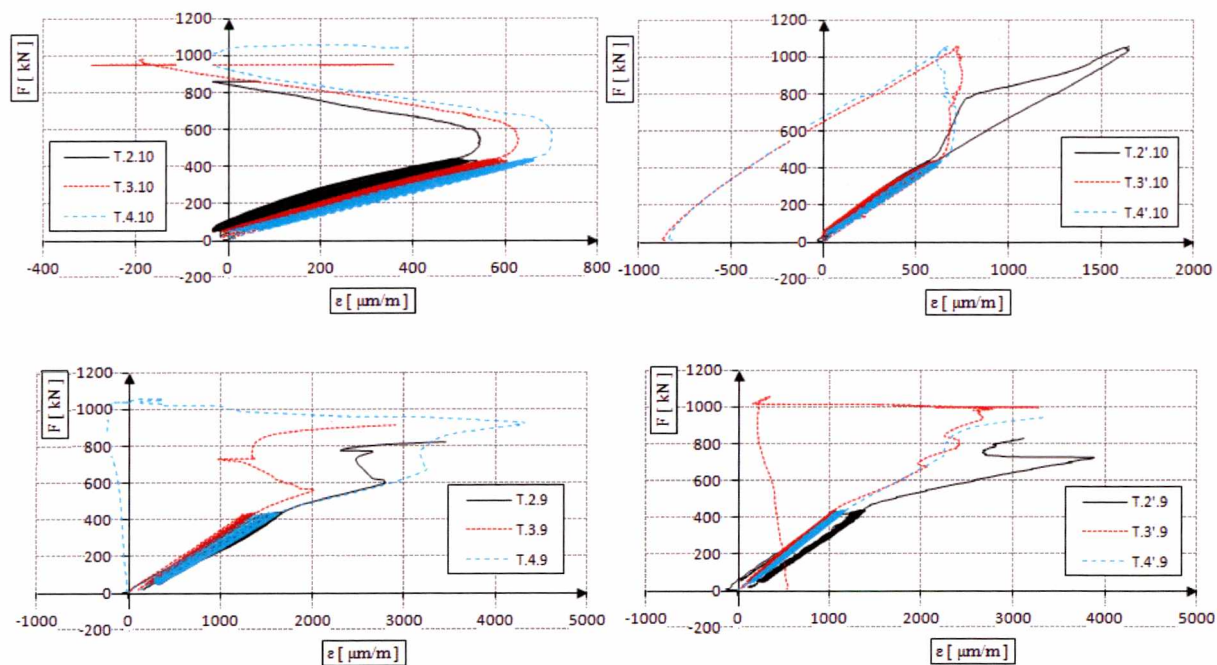
4.2.5 Wybrane wyniki badań

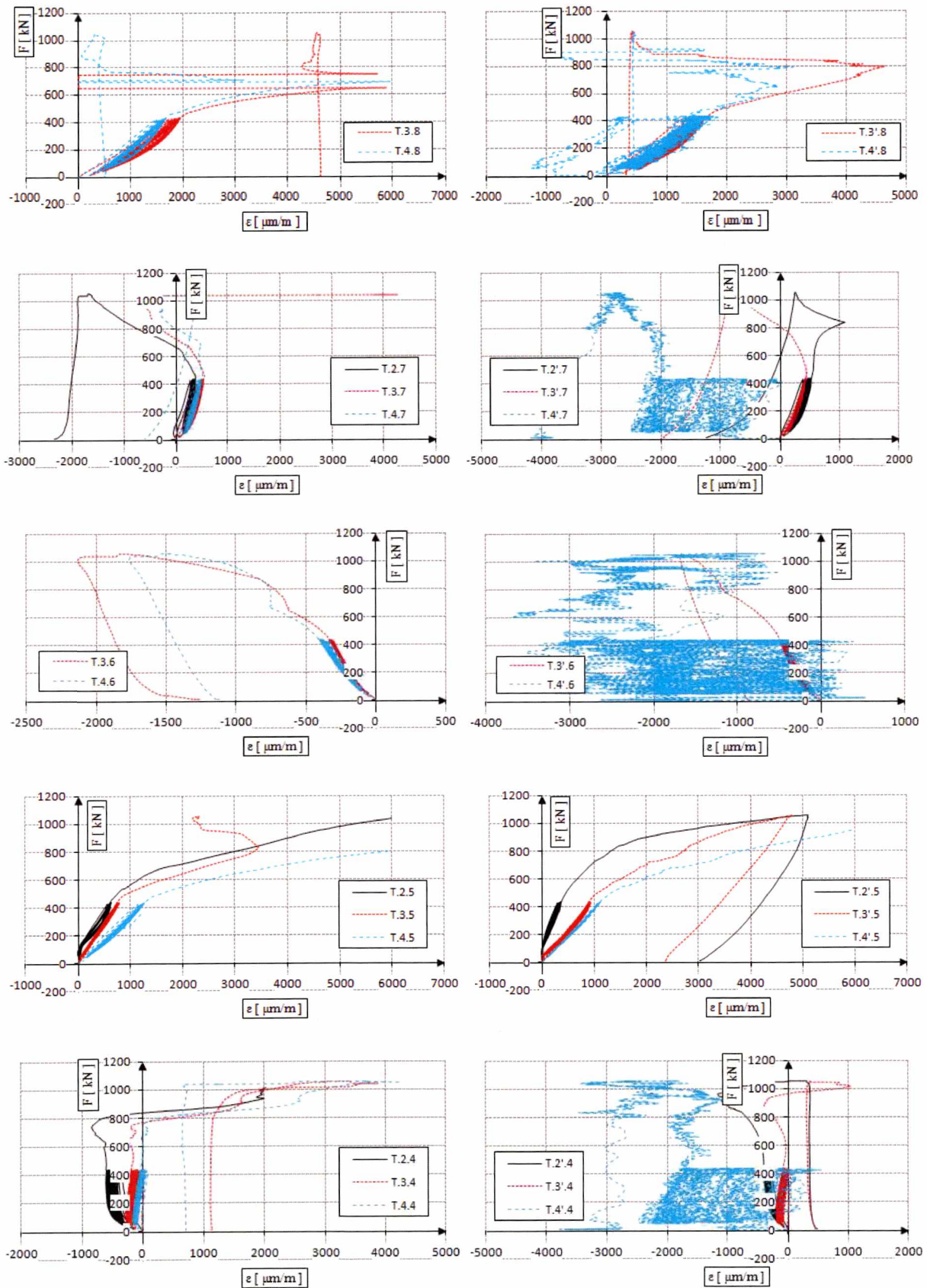
Poniżej przedstawiono wyniki badań w postaci wykresów siła – odkształcenie dla wszystkich tensometrów. Numeracja tensometrów jest zgodna z Rys. 4.35 i Rys. 4.36. Dodatkowo zastosowano tensometry w środku rozpiętości belki na płycie żelbetowej, zbrojeniu oraz stali konstrukcyjnej zgodnie z Rys. 4.71. Na pasie dolnym belki przyklejono również tensometry pod łącznikami nr 2, 3 i 4. Nazwano je odpowiednio TF.2 do TF.4. Ponieważ belka jest symetryczna względem jej połowy rozpiętości, tensometry po jej drugiej stronie oznaczano tak samo, stosowano jedynie dodatkowy znacznik ‘, np. tensometrowi T.2.10 odpowiada tensometr T.2’.10 przyklejony na łączniku nr 2 licząc od drugiej podpory. Przedstawiono też wyniki siła – ugięcie, siła – poślizg oraz siła – oddzielenie poprzeczne między stalą i betonem.

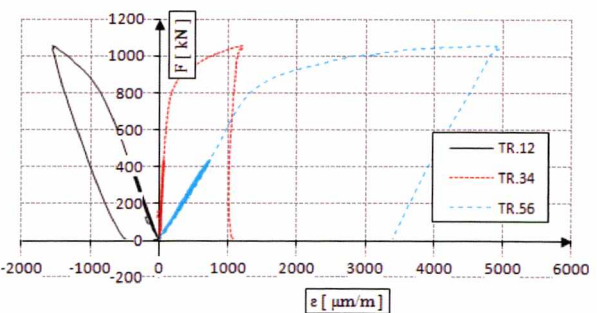
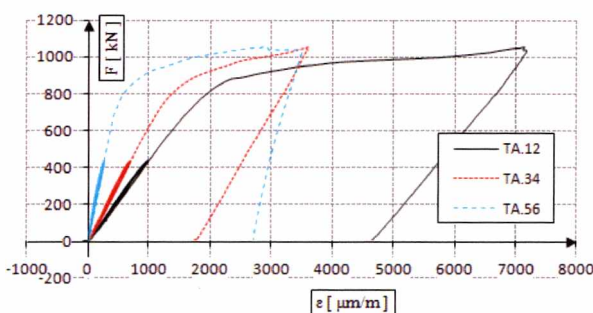
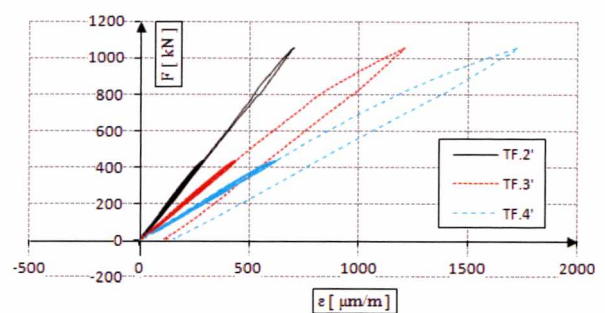
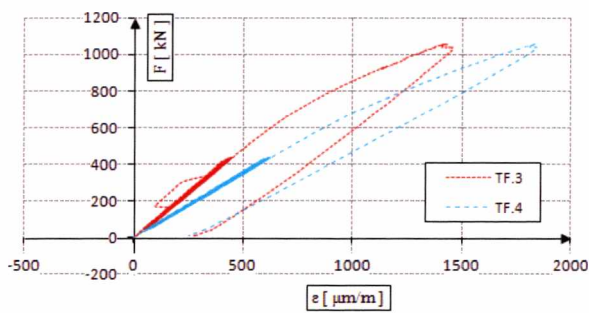
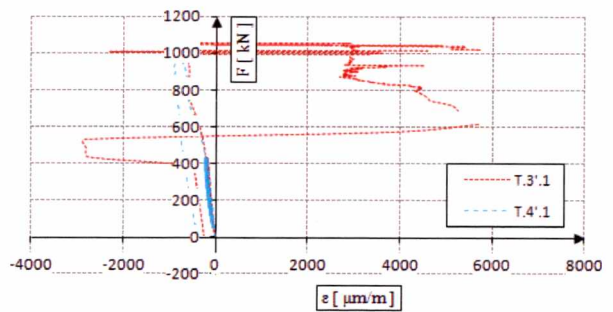
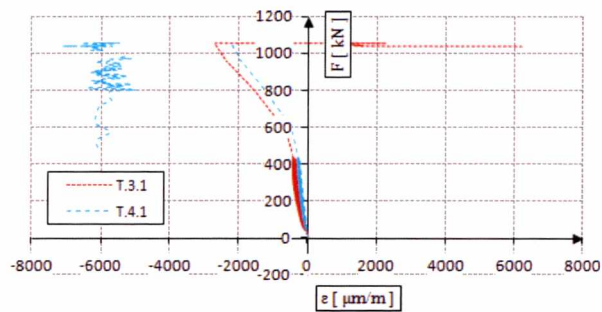
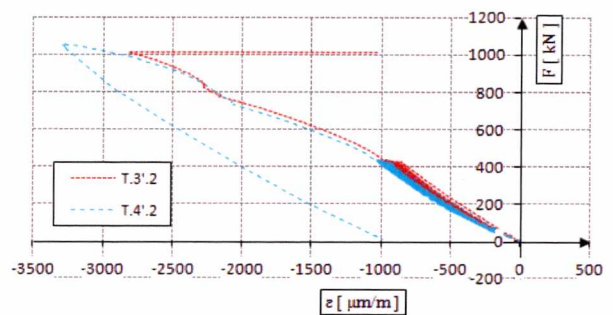
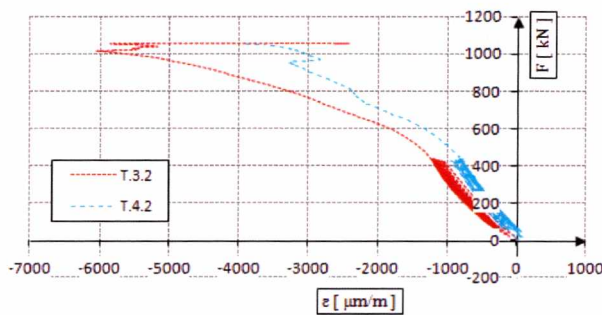
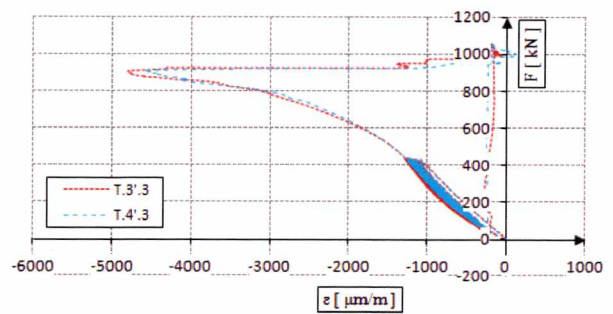
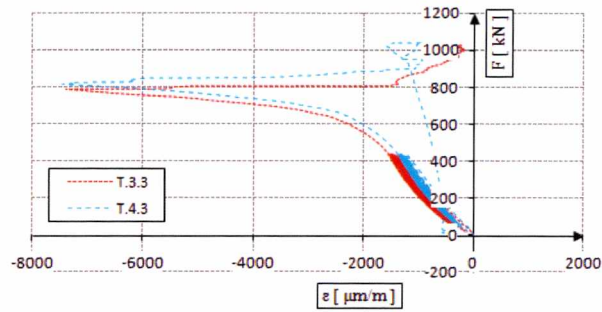
Analiza wyników na potrzeby niniejszej pracy została przedstawiona w rozdziale 5.3.

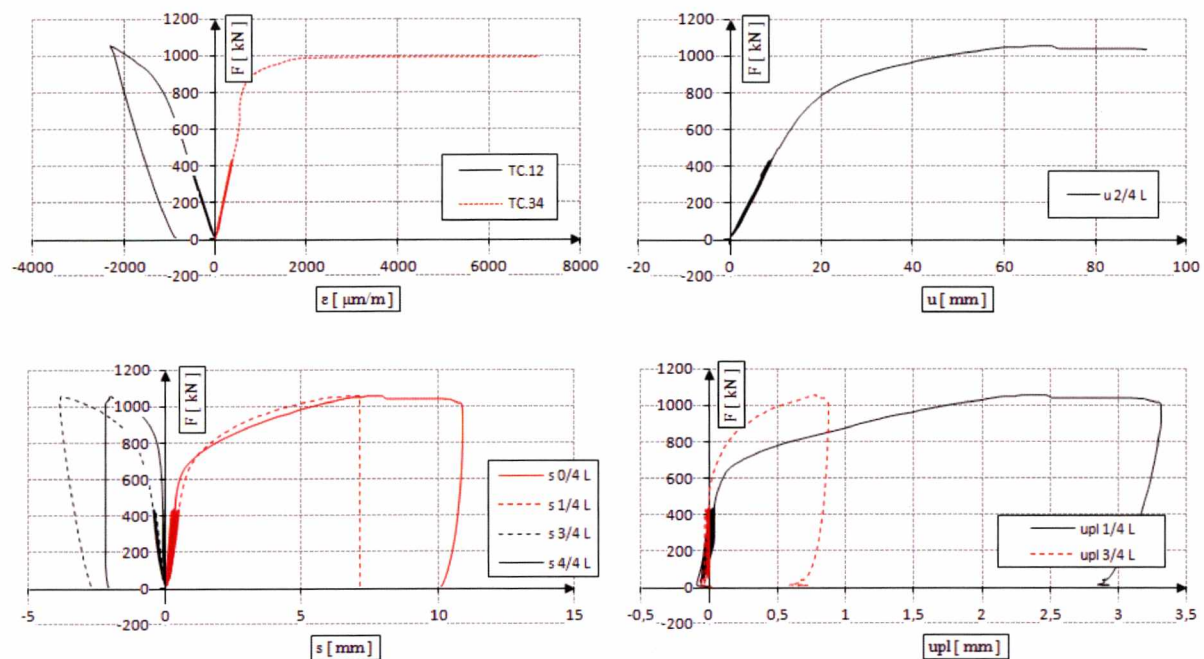
Rys. 4.71 Tensometry TA, TC i TR w przekroju poprzecznym belki w $L/2$

4.2.5.1 Wyniki dla belki B1S-1

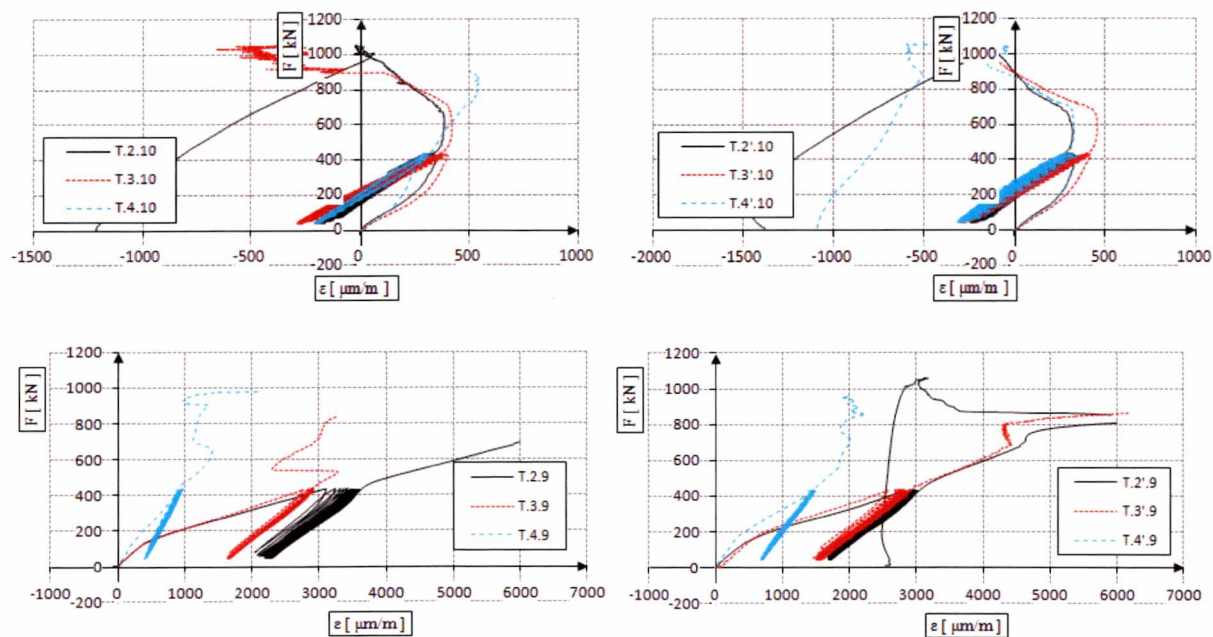


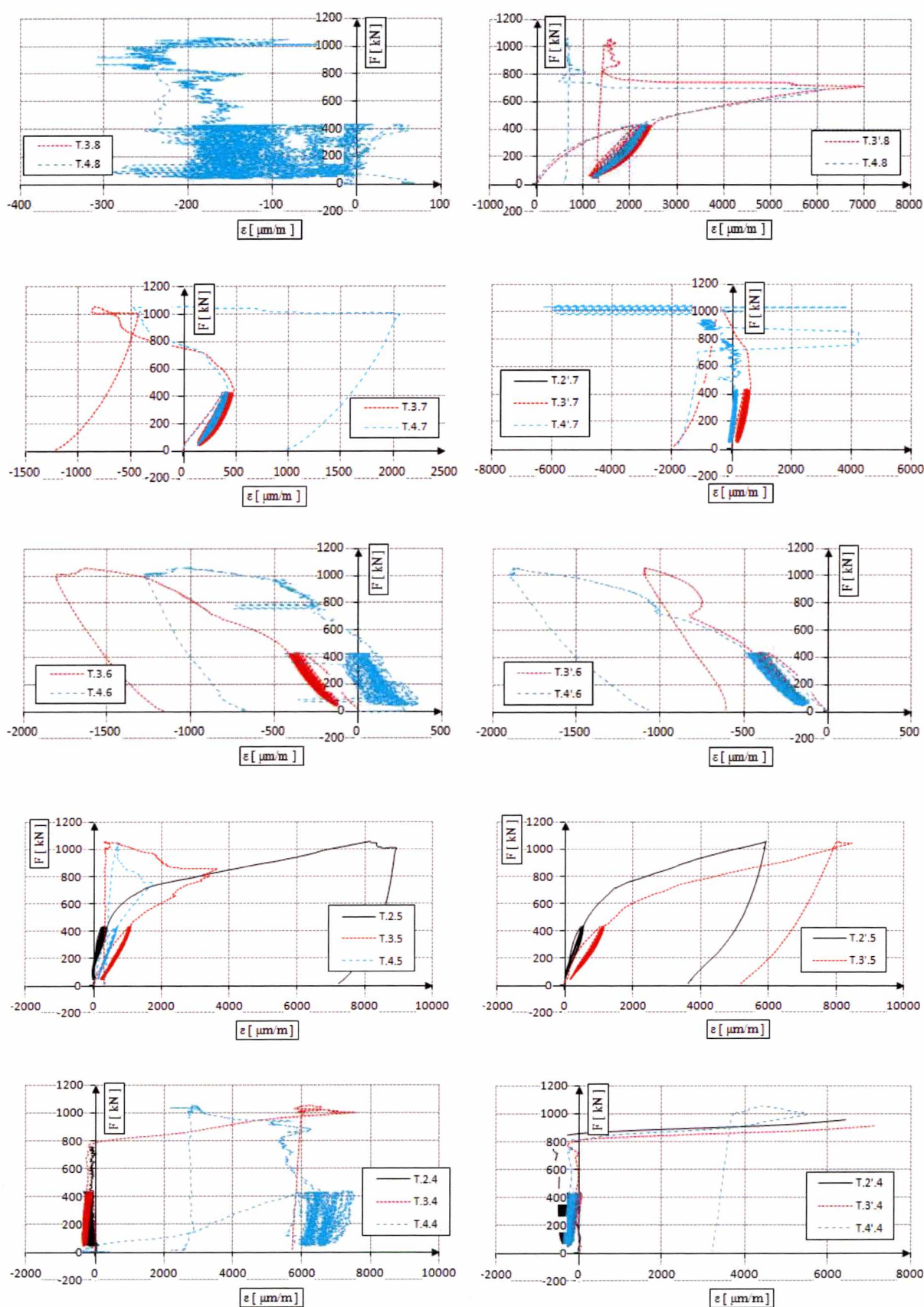


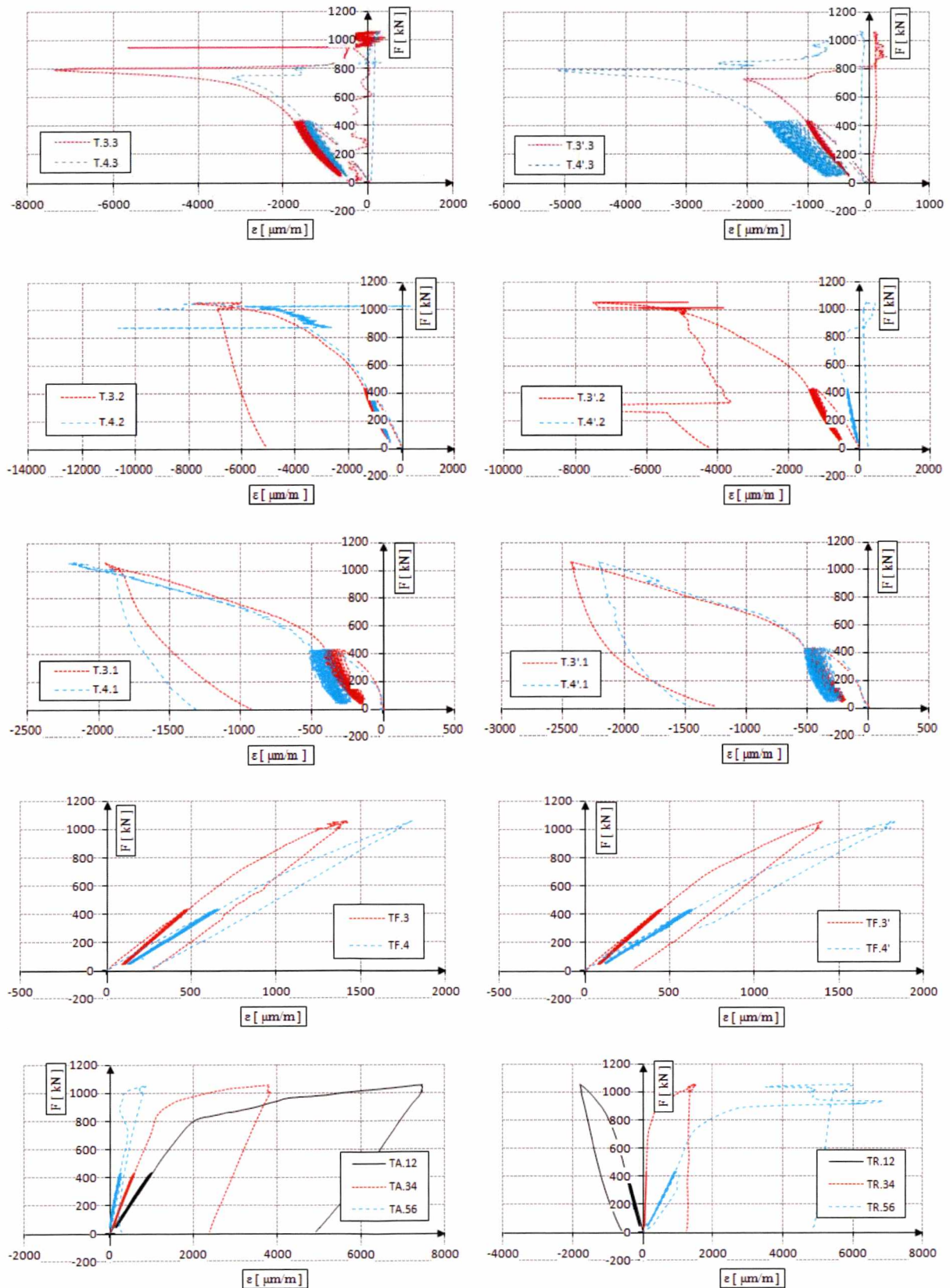


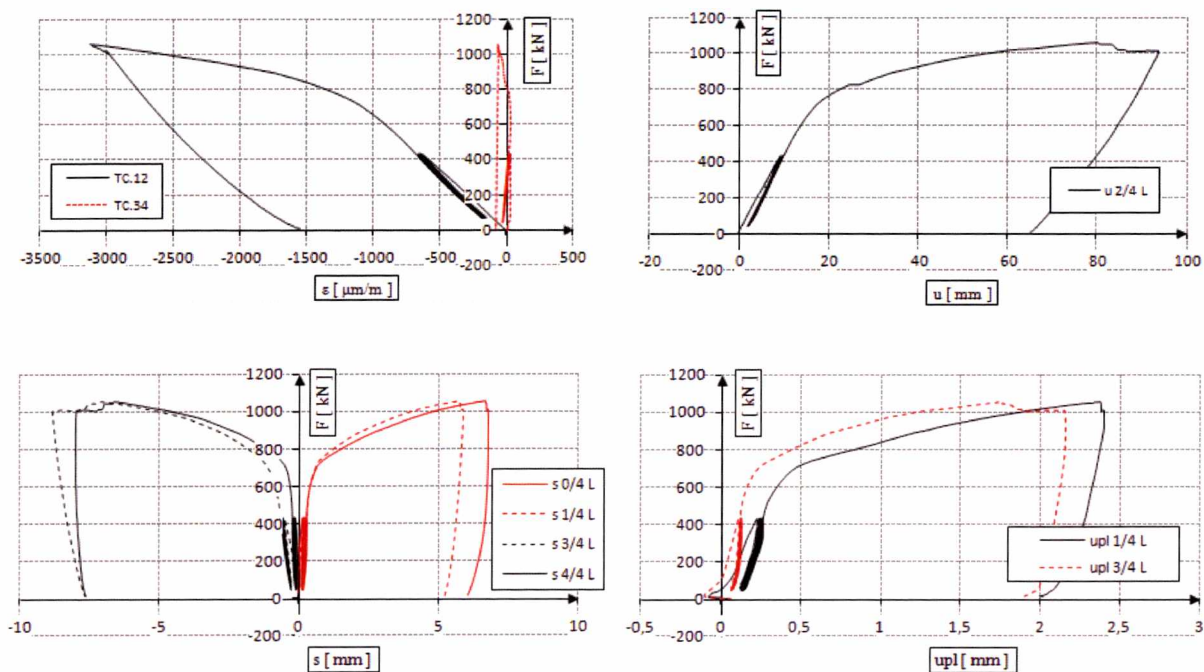


4.2.5.2 Wyniki dla belki B1S-2

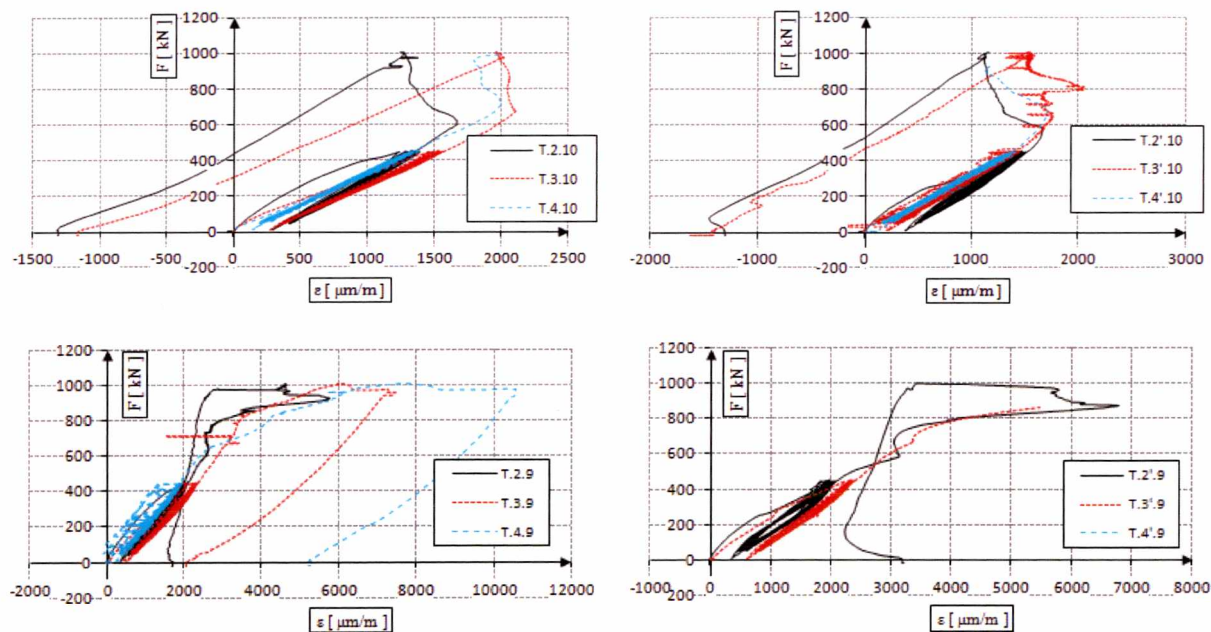


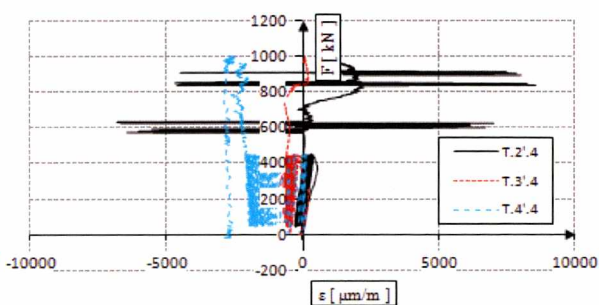
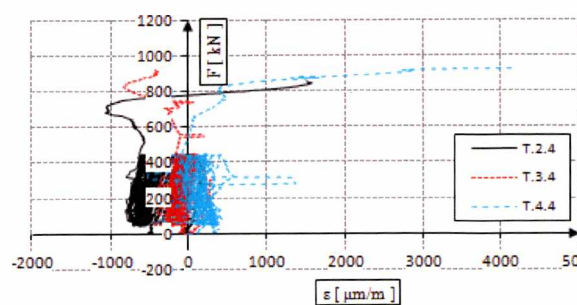
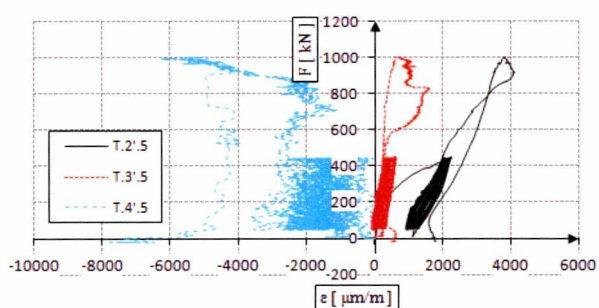
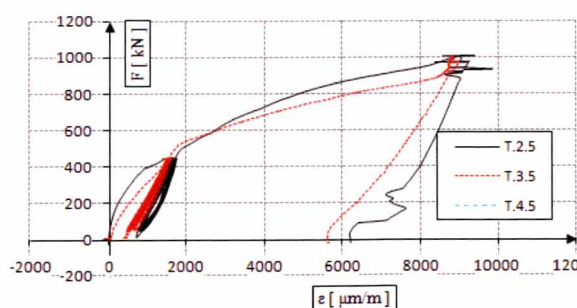
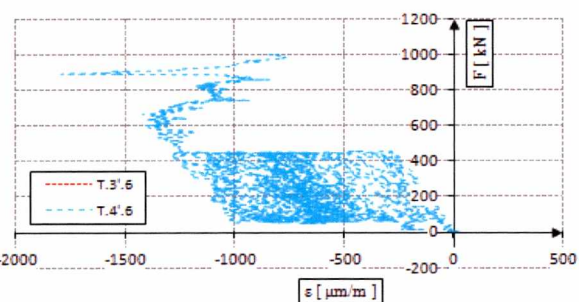
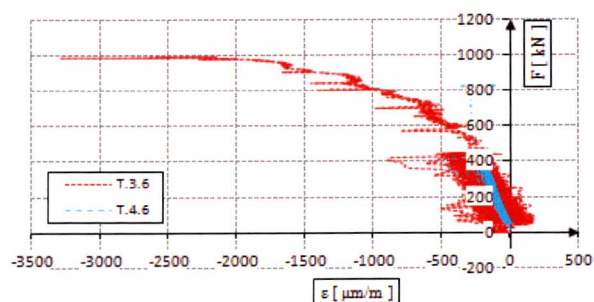
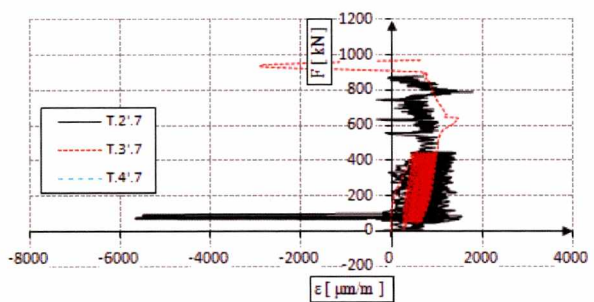
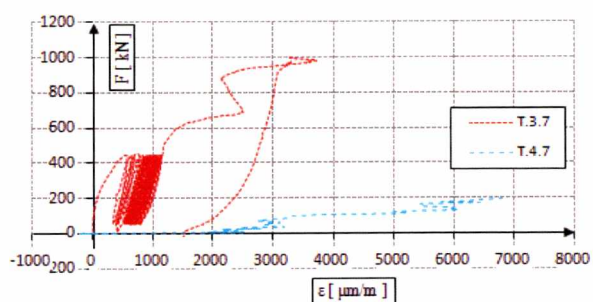
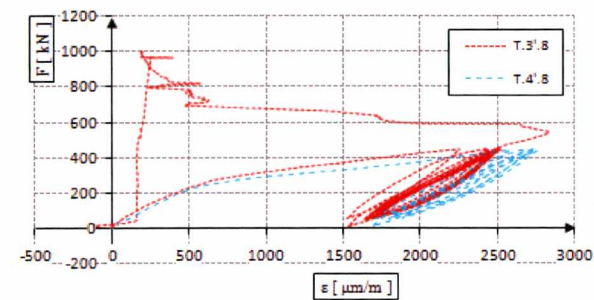
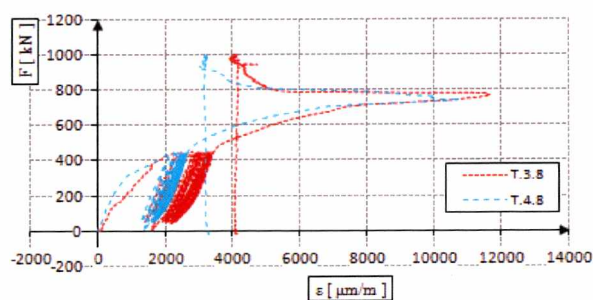


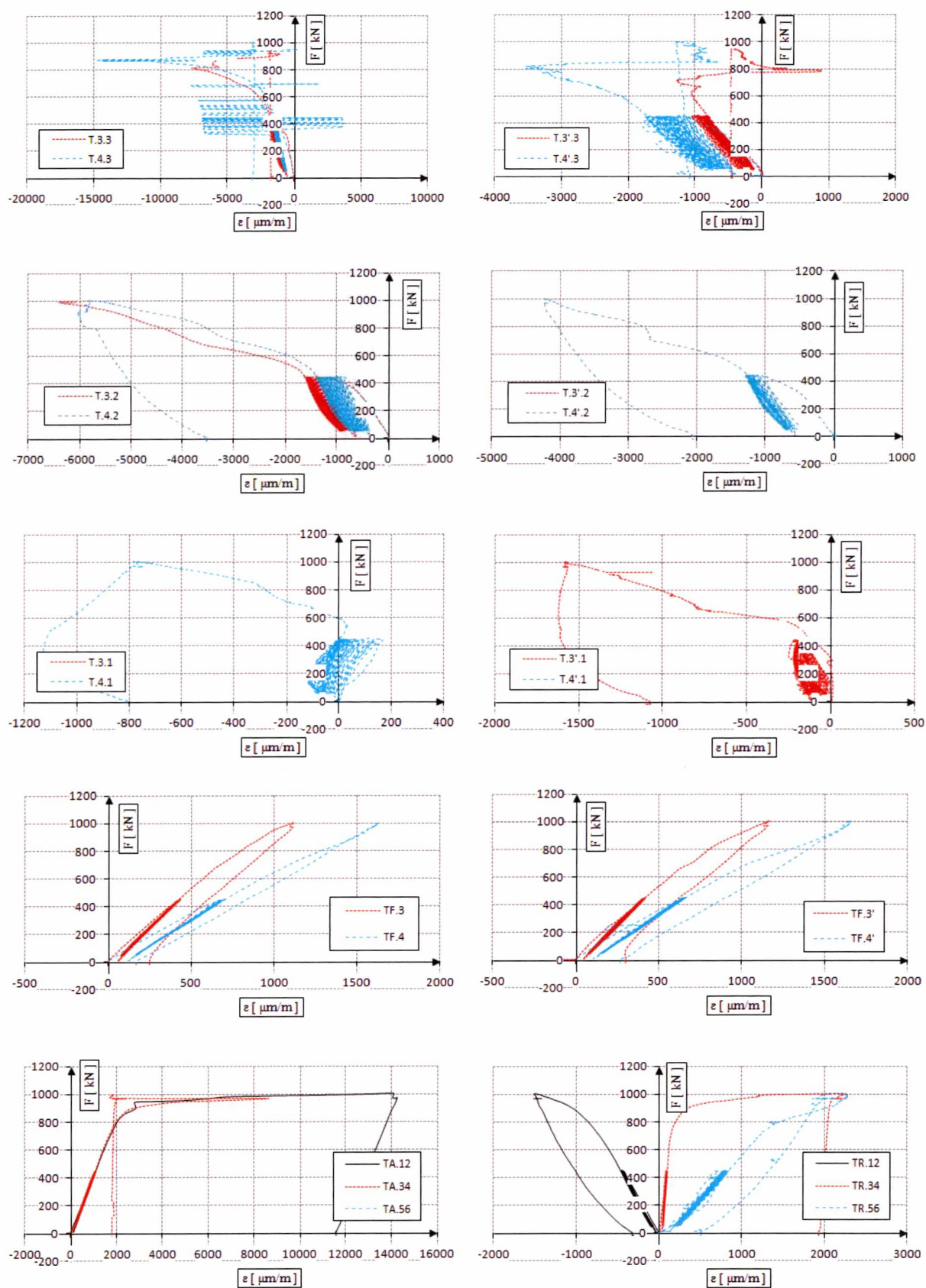


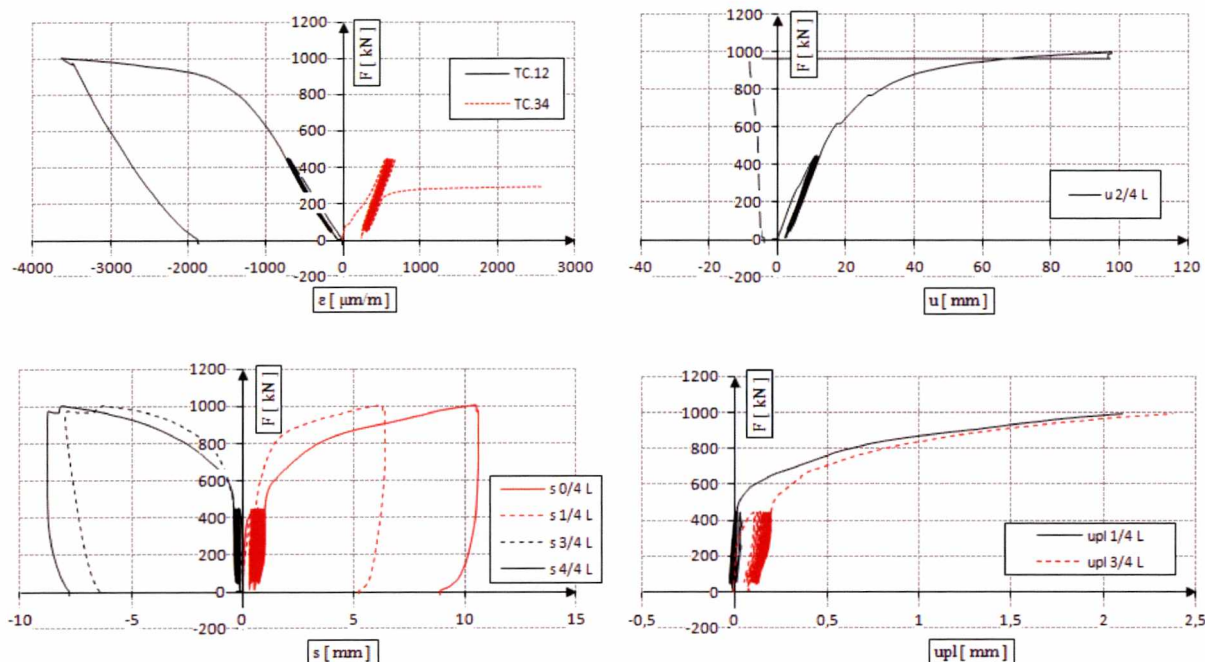


4.2.5.3 Wyniki dla belki B2S-1









5 MES – ANALIZY NUMERYCZNE

Wszystkie analizy numeryczne prowadzono w oprogramowaniu *ABAQUS / CAE* [1]. Wykorzystano moduł *Standard*. Podczas prac w ramach projektu *PreCo-Beam* [13] analizowano także zastosowanie w obliczeniach numerycznych pakietu *Explicit*, rozwiązującego zagadnienia mechaniki i dynamiki metodą jawnego całkowania równań ruchu. Ze względu na bardzo zbliżone wyniki analiz prowadzonych obiema metodami wybrano pakiet *Standard*, ponieważ nie było konieczności uwzględniania nieliniowości fizycznej betonu [13, 41].

5.1 Dobór optymalnego elementu skończonego

W celu wyznaczenia optymalnego rodzaju elementu skończonego (ES) stosowanego w analizach wraz z optymalnym jego wymiarem analizowano różne kombinacje tych zmiennych. Uznano za poprawną zasadę, że dalsze zmniejszanie elementów jest nieuzasadnione w przypadku, jeśli różnice w otrzymanych wynikach wartości naprężeń (zredukowanych lub głównych) w dwóch kolejnych podejściach nie różnią się od siebie o więcej niż kilka procent.

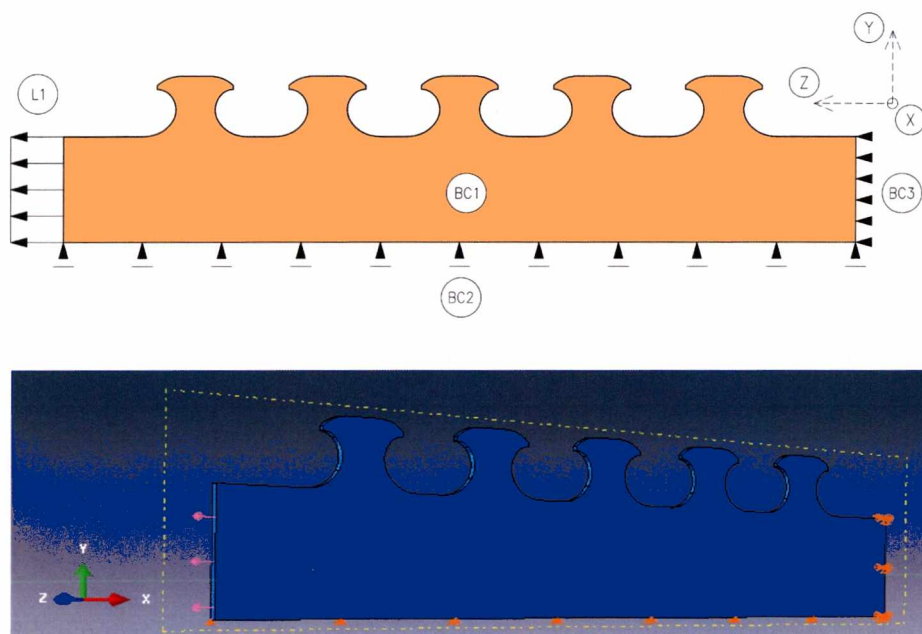
Poniżej przedstawiono analizę porównawczą dla następujących typów elementów skończonych:

- C3D6 (6-węzłowy element liniowy, prostopadłościenny o podstawie trójkąta, *WEDGE*),
- C3D15 (15-węzłowy element 2-go rzędu, prostopadłościenny o podstawie trójkąta, *WEDGE*),
- C3D8 (8- węzłowy element liniowy, prostopadłościenny o podstawie czworokąta, *HEX*),
- C3D8R (8- węzłowy element liniowy ze zredukowanym całkowaniem, prostopadłościenny o podstawie czworokąta, *HEX*),
- C3D20 (20- węzłowy element 2-go rzędu, prostopadłościenny o podstawie czworokąta, *HEX*),
- C3D20R (20- węzłowy element 2-go rzędu ze zredukowanym całkowaniem, prostopadłościenny o podstawie czworokąta, *HEX*).

Nie analizowano elementów skończonych typu *TET* (elementy czworościenne, liniowy C3D4 oraz 2-go rzędu C3D10) ze względu na duże zaburzenie kształtu tych elementów przy zastosowaniu gęstej siatki elementów skończonych i jednocześnie tylko jednego elementu na szerokości modelowanego środka. Ponadto biblioteka tych elementów w środowisku *ABAQUS / CAE* jest ograniczona wyłącznie do elementów o pełnym całkowaniu, co stwarza duże ograniczenia przy modelowaniu zagadnień kontaktowych. Przy stosowaniu elementów typu *HEX* używano metody siatkowania *HEX dominated*, która umożliwia wprowadzenie nielicznych elementów typu *WEDGE* celem optymalnego przejścia elementów z regionów o gęstej siatce ES do regionów o siatce zgrubnej.

Prowadzono analizę dwóch typów modeli. Model A (Rys. 5.1), służący do określenia wpływu karbu geometrycznego na przyrost naprężeń u podstawy łącznika od działających na blachę naprężeń normalnych, odpowiadał prostej blasze stalowej wyciętej odpowiednią linią cięcia tak, aby uzyskać geometrię łącznika MCL 250. Model ten poddany był działaniu równomiernych naprężeń normalnych w kierunku osi *Z* (L1) przyłożonych do jednej z bocznych powierzchni blachy. Na przeciwległej powierzchni zostały zablokowane możliwości przesuwu (BC3: $u_X = u_Y = u_Z = 0$), całej dolnej powierzchni blachy nałożono warunki brzegowe

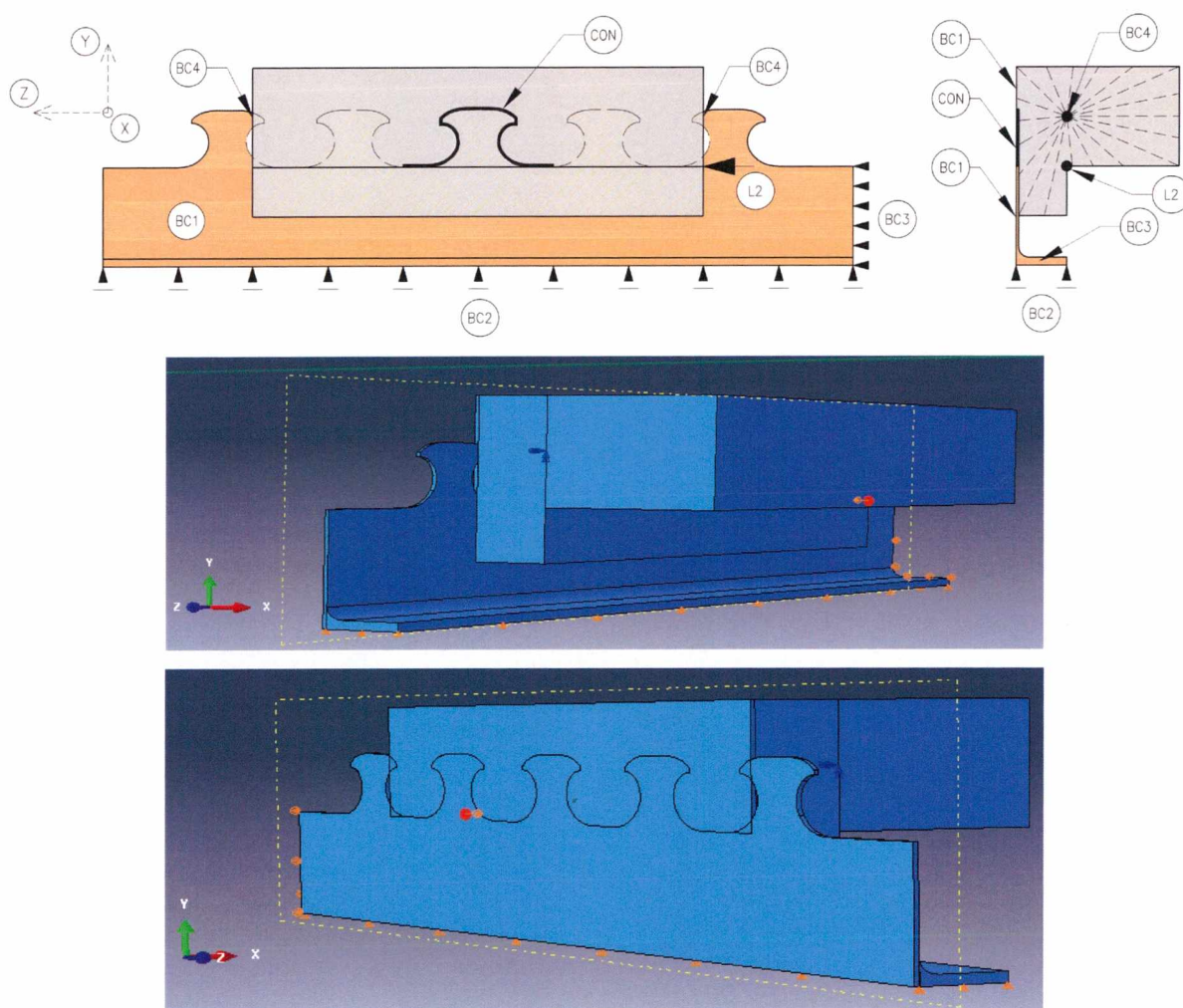
w postaci podpory ślizgowej (BC2: $u_Y = 0$), natomiast płaszczyźnie bocznej blachy warunki symetrii płaszczyznowej (BC1: $u_X = u_{rY} = u_{rZ} = 0$). W opisach warunków brzegowych u odnosi się do przesuwu wzdłuż określonej osi, natomiast u_r do warunku rotacji względem zadanej osi.



Rys. 5.1 Model A: na górze warunki brzegowe (BC_i) i obciążenia (L_i) – opis w tekście, na dole wizualizacja z programu *ABAQUS*

Model B służył do określenia wpływu lokalnego docisku betonu do powierzchni czołowej łącznika stalowego (a więc wpływu ścinania podłużnego między stalą i betonem) na stan naprężeń w tymże łączniku i odpowiadał on geometrią wyciętemu fragmentowi całej belki zespolonej. Zbudowany był on z tożsamej blachy, co model A, usztywnionej u podstawy blachą stalową (półką odpowiadającą półkom w rzeczywistych dwuteownikach) i połączonej z płytą betonową w obrębie jednego łącznika (Rys. 5.2). Obciążenie w rozważanym modelu stanowi siła skupiona przyłożona do bloku betonowego (L2). Podobnie do modelu A, zastosowano warunki brzegowe BC1, BC2 i BC3. Dodatkowo wprowadzono połączenie sztywne między wszystkimi węzłami znajdującymi się na powierzchniach czołowych bloku betonowego oraz wprowadzono ograniczenie obrotów tych powierzchni (BC4: $u_{rX} = u_{rY} = 0$), aby uniemożliwić obroty płyty betonowej względem belki stalowej, a więc zagwarantować, że przekrój płaski przed obciążeniem pozostanie przekrojem płaskim po obciążeniu. Na powierzchni czołowej środkowego łącznika stalowego wprowadzono zagadnienie kontaktowe

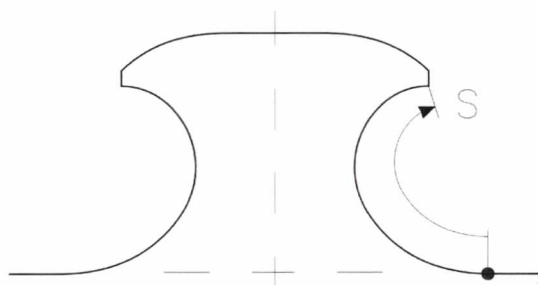
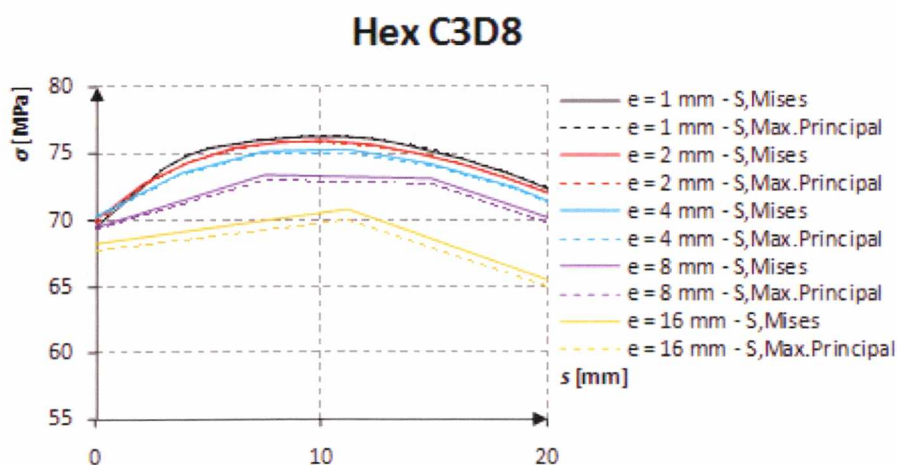
między stalą i betonem z możliwością odseparowania dwóch łączonych części (CON). Rodzaj zadanego kontaktu będzie przedmiotem analizy w dalszej części rozprawy. Wpływ wysokości środnika stalowego i rozmiarów półki stalowej na otrzymywane wyniki był przedmiotem pracy [41] i okazał się mały przy wysokościach środników porównywalnych z wymiarem długości łącznika, stąd przyjęto w modelu półkę stalową odpowiadającą badanym belkom. Analiza modelu B jest analizą nieliniową ze względu na zagadnienie kontaktowe, natomiast zastosowano liniowe prawa materiałowe.

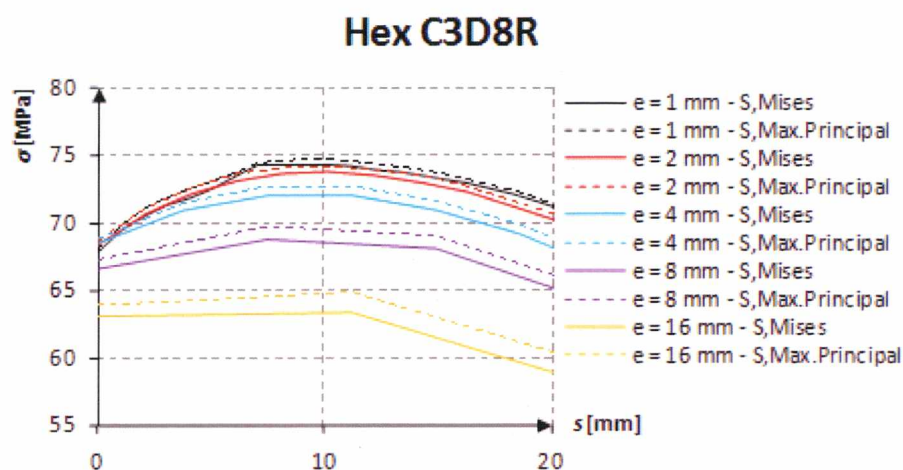
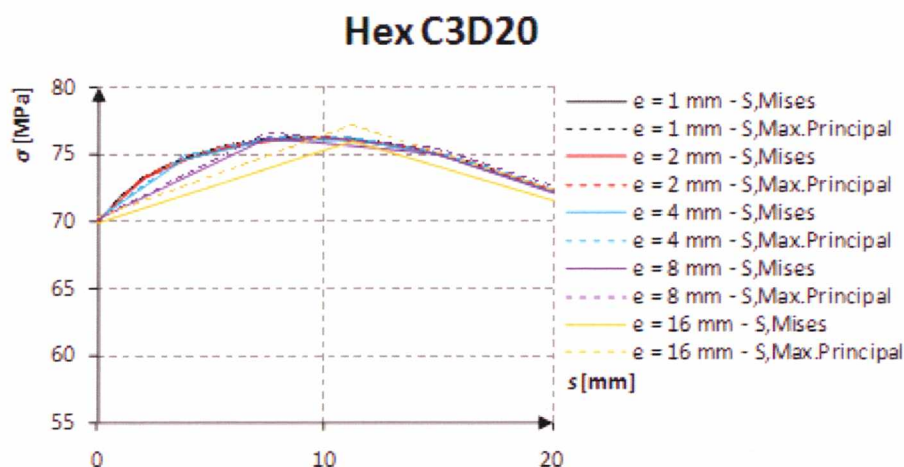
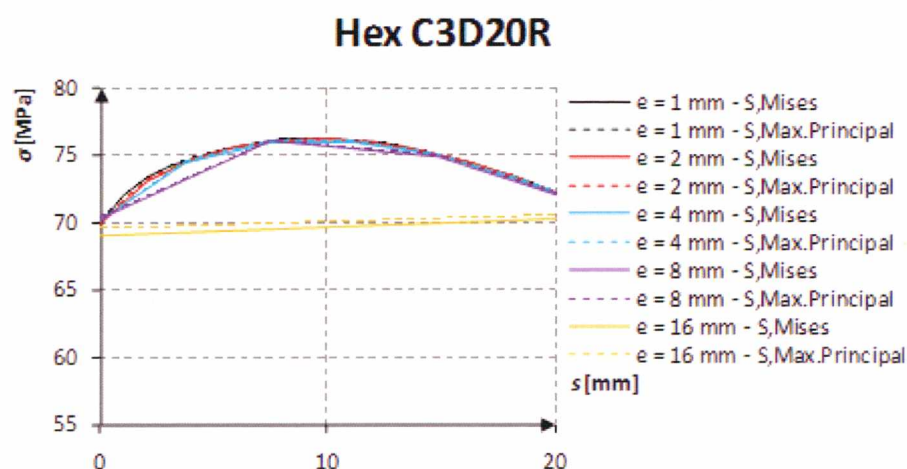


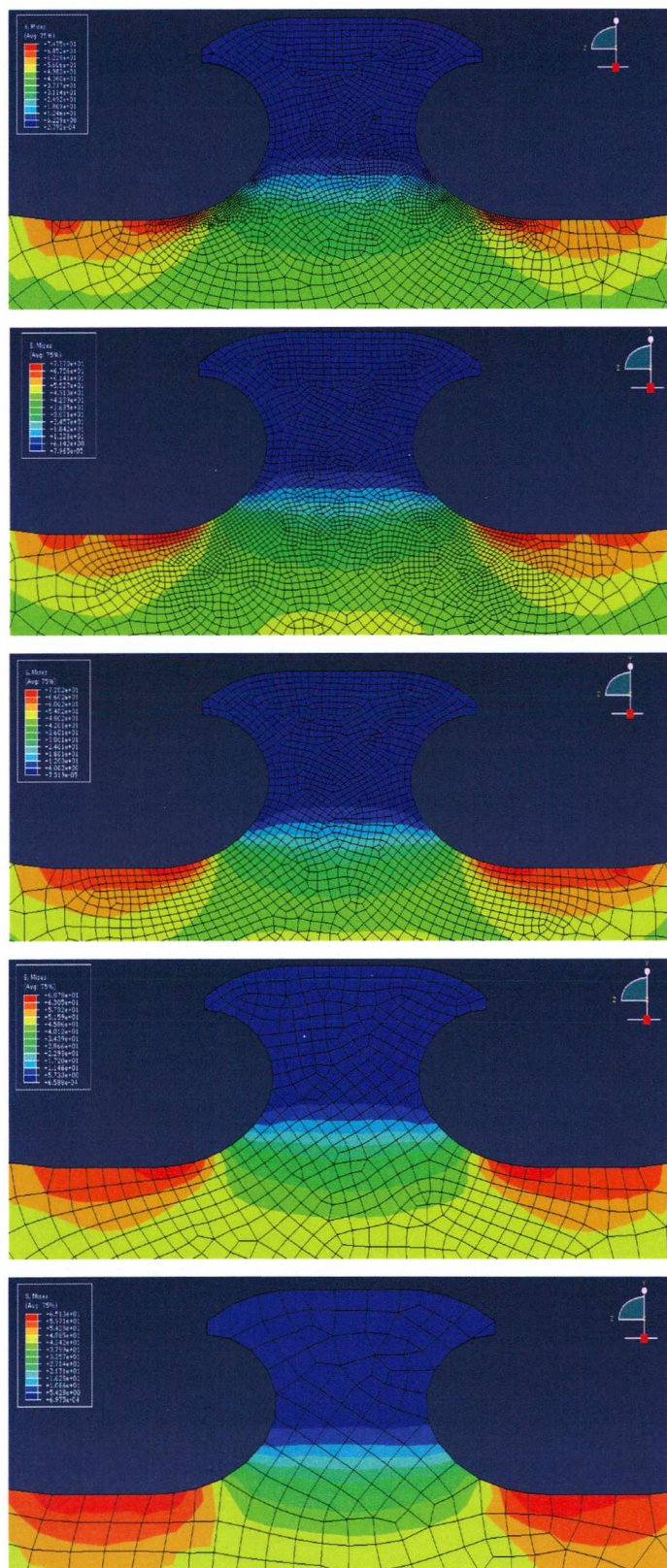
Rys. 5.2 Model B: na górze warunki brzegowe (BC_i), powierzchnia kontaktu (CON) i obciążenia (L_i) pokazane na widoku z boku i przekroju poprzecznym – opis w tekście, na dole wizualizacje z programu ABAQUS

W prowadzonych analizach zbieżności wyników dla różnych siatek elementów skończonych oprócz otrzymywanych wyników zapisywano również znormalizowany czas obliczeń kompu-

terowych potrzebnych do uzyskania zamierzonego wyniku. Rozważano elementy o wymiarach 1, 2, 4, 8 i 16 mm dla modelu A, oraz 1, 2, 4 i 8 mm dla modelu B. Rozważano zarówno naprężenia zredukowane, jak i główne. Poniżej przedstawiono kilka przykładowych wykresów uzyskanej zmienności naprężeń na krawędzi łącznika (Rys. 5.4 - Rys. 5.7) ograniczając się jedynie do przedziału $s = 0 - 20$ mm (ekstremum) oraz kilka siatek elementów skończonych typu *HEX dominated* dla modelu A wraz z otrzymanymi mapami naprężeń (Rys. 5.8). Wartość s (Rys. 5.3) opisuje odległość rozważanego miejsca od podstawy łącznika mierząc po krzywej tworzącej jego krawędź. Wartość 0 odpowiada początkowi krzywizny u podstawy łącznika.

Rys. 5.3 Zmienna s , opis w tekścieRys. 5.4 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika dla elementów typu *HEX* – C3D8 – model A

Rys. 5.5 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika dla elementów typu *HEX* – C3D8R – model ARys. 5.6 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika dla elementów typu *HEX* – C3D20 – model ARys. 5.7 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika dla elementów typu *HEX* – C3D20R – model A

Rys. 5.8 Siatki elementów skończonych typu *HEX dominated* wraz z mapami naprężeń dla modelu A

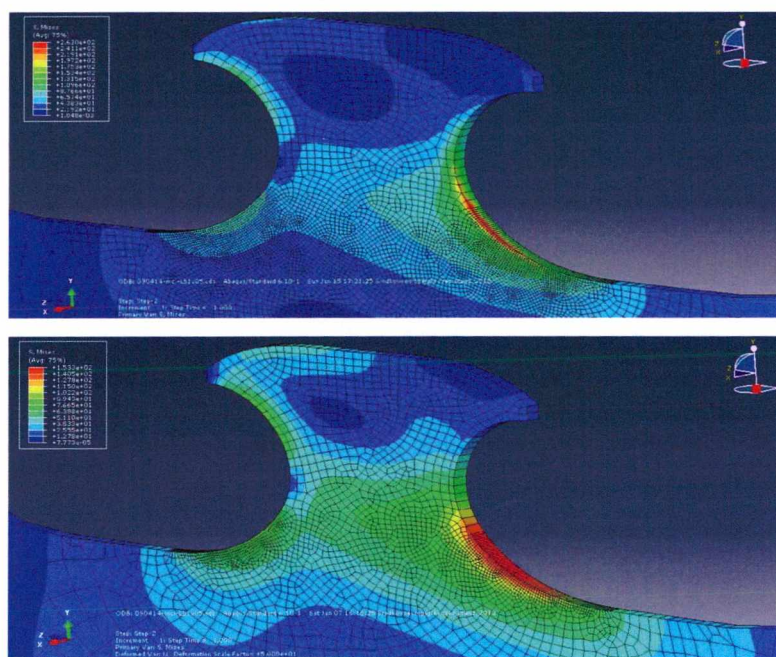
Wyniki analizy modelu A przedstawione są w Tab. 5.1. Przedstawione w niej naprężenia są naprężeniami maksymalnymi w całym elemencie przy przyjęciu obciążenia L1 (według Rys. 5.1) równego 50 MPa, co należy traktować jako odpowiednik obciążenia jednostkowego.

Rodzaj elementu	Rozmiar siatki	S,Mises	S,Max.Principal	Znormalizowany czas obliczeń*	Zbieżność wyników **
[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[s / s]	[%]
C3D8	1	76,14	76,19	0,91	100,0%
	2	75,86	75,79	0,82	99,5%
	4	75,19	74,99	0,82	98,4%
	8	73,31	72,96	0,64	95,8%
	16	70,70	69,88	0,64	91,7%
C3D8R	1	74,30	74,64	1,00	98,0%
	2	73,70	74,14	0,82	97,3%
	4	72,02	72,68	0,64	95,4%
	8	68,78	69,73	0,64	91,5%
	16	63,26	64,74	0,64	85,0%
C3D20	1	76,15	76,18	3,18	100,0%
	2	76,11	76,20	1,91	100,0%
	4	75,99	76,22	1,36	100,1%
	8	76,14	76,52	1,00	100,4%
	16	75,89	77,05	0,82	101,1%
C3D20R	1	76,18	76,19	2,91	100,0%
	2	76,10	76,13	1,55	99,9%
	4	75,94	75,99	1,18	99,7%
	8	75,97	76,03	1,00	99,8%
	16	70,40	70,62	0,82	92,7%
C3D6	1	76,02	76,50	1,00	100,4%
	2	74,92	75,71	0,82	99,4%
	4	73,29	74,49	0,64	97,8%
	8	70,10	71,72	0,64	94,1%
	16	64,45	66,05	0,64	86,7%
C3D15	1	76,15	76,15	3,00	100,0%
	2	76,08	76,10	1,73	99,9%
	4	75,86	75,92	1,18	99,7%
	8	75,38	75,67	1,00	99,3%
	16	70,86	71,05	0,82	93,3%
* w stosunku do czasu potrzebnego na obliczenia dla elementu C3D8R o rozmiarze 1 mm					
** w stosunku do naprężeń S,Max.Principal otrzymanych dla C3D20 o rozmiarze 1 mm					

Tab. 5.1 Zestawienie analizy zbieżności wyników dla obliczeń modelu A

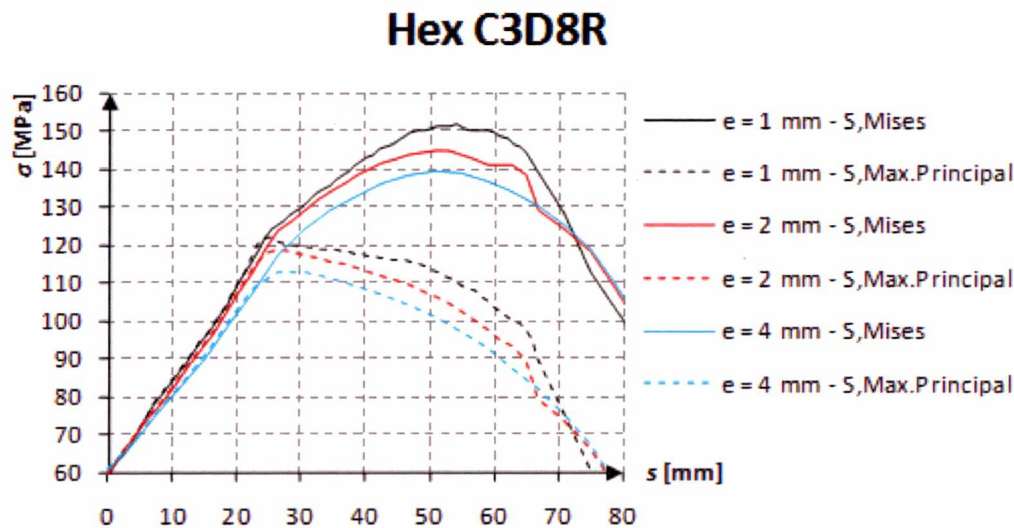
Dla elementów 2-go rzędu, zarówno przy pełnym jak i zredukowanym całkowaniu, otrzymuje się bardzo dobrą zbieżność wyników z rozwiązaniem uznanym za dokładne, przy rozmiarze elementu do 8 mm. Elementy liniowe o pełnym i zredukowanym całkowaniu dają zadawalającą zbieżność przy rozmiarze elementów do 2 mm. Czasy obliczeń są akceptowalne dla każdego z elementów i nie odbiegają od siebie więcej niż 5-krotnie.

Zdecydowanie bardziej krytyczne jest określenie rodzaju i wymiaru ES dla modelu B, w którym zdefiniowane są zagadnienia kontaktowe między stalą i betonem. Pierwszą kwestią jest wybór elementów o pełnym lub zredukowanym całkowaniu. Założono, że rozkład naprężeń po grubości środnika powinien być stały lub zbliżony do stałego. Założenie to ma konsekwencje w metodzie tworzenia siatki ES. Należy bowiem zastosować z definicji element liniowy o zredukowanym całkowaniu C3D8R, jako mający tylko jeden punkt Gaussa w środku i obliczający naprężenia w węzłach na podstawie zależności interpolacyjnych [1]. Dla elementów o pełnym całkowaniu, niezależnie od liczby elementów po grubości środnika, otrzymuje się koncentrację naprężeń na jednej krawędzi (płaszczyzna zewnętrzna środnika). Jest to związane ze specyfiką MES – większa sztywność bloku betonowego w węzłach ES odpowiadającym tej krawędzi. W rzeczywistości efekt taki oczywiście nie występuje. Rozkłady naprężeń w łączniku dla elementów z pełnym oraz zredukowanym całkowaniem przy jednym elemencie po grubości środnika można porównać na Rys. 5.9.



Rys. 5.9 Rozkłady naprężeń dla modelu B przy elementach o pełnym całkowaniu (na górze) oraz zredukowanym całkowaniu (na dole) przy pojedynczym elemencie na grubości środnika

Dla elementów o pełnym całkowaniu wartość średnia z naprężeń po grubości środnika odpowiada tej otrzymanej przy całkowaniu zredukowanym (C3D8R), ale mapy naprężeń są zaburzone. Zdecydowano się zastosować elementy liniowe o zredukowanym całkowaniu C3D8R. Analizę zbieżności wyników w zależności od rozmiaru elementu przedstawiono poniżej.



Rys. 5.10 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika dla elementów typu *HEX* – C3D8R – model B (przedstawiono wykres w zakresie $s = 0 - 80 \text{ mm}$ – ekstremum)

Wyniki analizy zbieżności przedstawiono tabelarycznie w Tab. 5.2. Wartości naprężeń są wynikiem przyjęcia obciążenia L2 o wartości 25 kN na połowę modelu, czyli 50 kN na jeden łącznik. Siłę tę należy traktować jako odpowiednik siły jednostkowej.

Rodzaj elementu	Rozmiar siatki	S,Mises	S,Max.Principal	Znormalizowany czas obliczeń*	Zbieżność wyników **
[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[s / s]	[%]
C3D8R	1	151,46	122,14	10,55	100,0%
	2	144,59	118,60	8,00	97,1%
	4	139,06	112,96	5,36	92,5%
C3D20R	8	---***	---***	64,64	---
* w stosunku do czasu potrzebnego na obliczenia modelu A dla elementu C3D8R o rozmiarze 1 mm					
** w stosunku do naprężeń S,Max.Principal otrzymanych dla elementów C3D8R o rozmiarze 1 mm					
*** zaburzony rozkład naprężeń po grubości środnika					

Tab. 5.2 Zestawienie analizy zbieżności wyników dla obliczeń modelu B

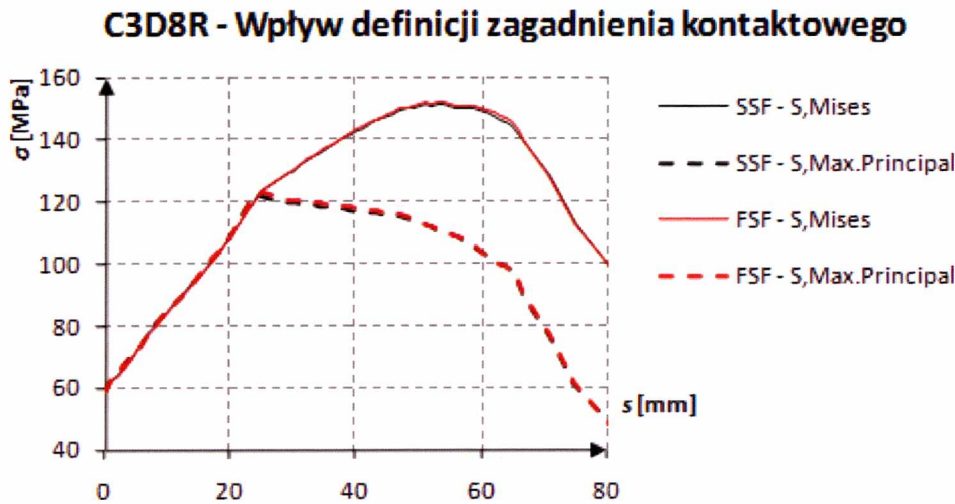
Różnice w wynikach odnoszonych do naprężeń głównych maksymalnych dla rozmiarów ES 1, 2 i 4 mm wynoszą kolejno około 3 i 8 %, przy czym czas obliczeń jest około 10-krotnie dłuższy niż dla modelu A. Widać też, że zastosowanie elementów 2-go rzędu i to o zredukowanym całkowaniu C3D20R i większym wymiarze (8 mm) wydłuża czas obliczeń już 65-krotnie. Tworzenie bardziej zagęszczonych siatek elementów 2-go rzędu przekracza już możliwości obliczeniowe standardowych komputerów, przy czym nie są one wcale wymagane do poprawienia zbieżności wyników otrzymanych na elementach C3D8R.

Biorąc pod uwagę przeprowadzone analizy, zdecydowano się na zastosowanie elementu C3D8R wymiarze 1 mm dla obu modeli A i B.

5.2 Analiza zagadnienia kontaktowego

W niniejszym rozdziale przeanalizowano kilka dodatkowych czynników mogących mieć wpływ na otrzymywane wyniki, tj. definicja kontaktu (*finite* czy *small sliding formulation*), wpływ charakterystyk materiałowych i tarcie stali o beton. Ponieważ wszystkie ww. czynniki definiują zagadnienie kontaktowe, stąd mają one wpływ jedynie na wyniki otrzymywane w modelu B.

Pierwszym krokiem było ustalenie poprawnej definicji kontaktu. *ABAQUS* umożliwia nadanie zagadnieniu kontaktowemu jedno z dwóch podejść obliczeniowych. Pierwsze z nich (FSF – *finite sliding formulation*) umożliwia analizę zagadnień kontaktowych, w których możliwe są duże przesunięcia pomiędzy stykającymi się częściami. W każdym kroku iteracyjnym szukane są bowiem nowe pary węzłów siatki ES oddziaływujących na siebie. Jest to podejście ogólne. Drugie podejście (SSF – *small sliding formulation*) dotyczy tzw. małych poślizgów i jest poprawne w przypadku, kiedy można oczekiwać, że przemieszczenia stykających się powierzchni nie przekroczą części rozmiaru ES. Podejście FSF wymaga większych mocy obliczeniowych komputera. Porównanie wyników otrzymanych przy obu definicji kontaktu przedstawione są na poniższym rysunku i w Tab. 5.3. Różnice w wynikach otrzymanych obiema metodami nie różnią się więcej niż o 0,6 %, co spowodowane jest występowaniem bardzo małych poślizgów – o wartości ok. 0,1 mm, co stanowi jedynie 10 % rozmiaru ES. Dla siły powodującej osiągnięcie nośności sprężystej łącznika (uplastycznienie w pierwszym punkcie) poślizg ten wynosiłby niecałe 0,3 mm, więc podejście SSF jest wciąż poprawne.



Rys. 5.11 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika – model B – wpływ definicji kontaktu

Definicja zagadnienia kontaktowego *	Wartości maksymalne		Różnica względna naprężeń S,Mises **	Różnica względna naprężeń S,Max.Principal **
	S,Mises	S,Max.Principal		
[-]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]
FSF	152,00	122,83	0,0%	0,0%
SSF	151,46	122,14	-0,4%	-0,6%
* FSF - <i>finite sliding formulation</i> ; SSF - <i>small sliding formulation</i>				
** w odniesieniu do wyników z FSF				

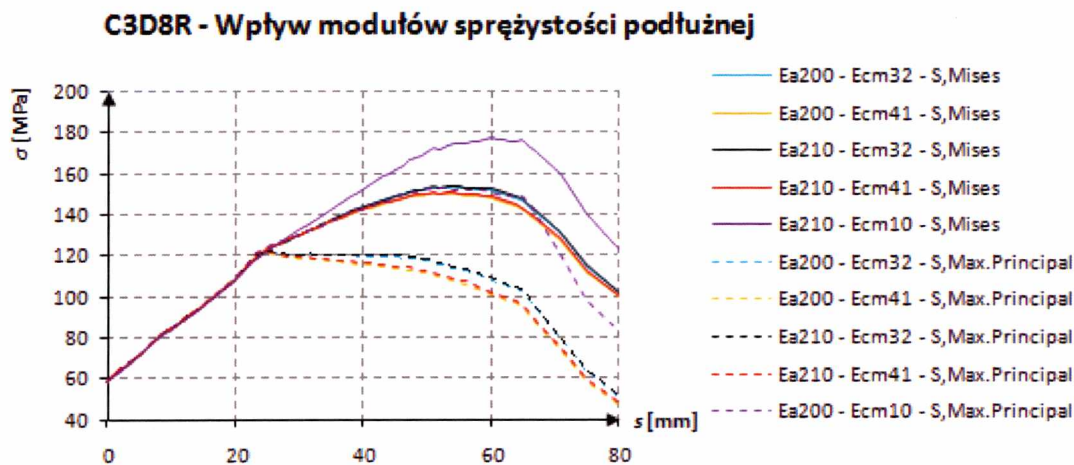
Tab. 5.3 Zestawienie wyników analizy wpływu definicji kontaktu

Ze względu na znikome różnice w podejściach obliczeniowych FSF oraz SSF, przyjęto w dalszych obliczeniach definicję zagadnienia kontaktowego SSF.

Ponieważ celem pracy jest określenie nośności sprężystej stalowych łączników MCL 250, stąd materiał bazowy jakim jest stal, analizowany jest tylko w zakresie sprężystym przy liniowych prawach materiałowych. Wpływ nieliniowości betonu w analizach numerycznych dotyczących wyężenia łączników stalowych analizował m.in. Lorenc i inni [58], Fink i inni [59, 60, 61, 62] oraz Song [63]. Na podstawie wniosków z tych prac, a także doświadczeń z [13] zdecydowano się na zastosowanie liniowych praw materiałowych również dla betonu. Stosowanie nieliniowych praw materiałowych dla betonu ma marginalny wpływ na wyężenie łącznika stalowego w zakresie jego sprężystej pracy. Należało przeanalizować

zmiennosć modułów sprężystości podłużnej dla obu materiałów na wynikowy rozkład naprężeń. Dla stali analizowano zmiennosć modułu Younga w przedziale 200 – 210 GPa (najczęściej spotykany przedział zmiennosć). Dla betonu rozważano przedział zmiennosć siecznego modułu sprężystości w granicach 32 – 41 GPa. Przedział ten odpowiada, zgodnie z [70], betonom od C30/37 do C70/85. Nie analizowano betonów słabszych, ani mocniejszych, gdyż w zasadzie nie występują one w rzeczywistych konstrukcjach rozważanego typu, które są nowo budowane. Dodatkowo przedstawiono analizę zmian naprężeń w łączniku stalowym, gdy moduł sprężystości betonu wynosi 10 GPa. Odpowiada to sytuacji, w której występują obciążenia wyłącznie stałe, a pełzanie betonu uwzględnione jest zgodnie z [70], stosując redukcję modułu sprężystości. Jest to podejście traktujące w uproszczony sposób lokalne pełzanie betonu w trójosiowym stanie naprężeń, ale sygnalizuje zjawiska mogące mieć miejsce przy obciążeniach długotrwałych. Poniżej przedstawiono wykresy naprężeń krawędziowych dla pięciu kombinacji zmienianych parametrów o ekstremalnych wartościach z ww. przedziałów (moduł Younga stali 200 lub 210 GPa, przy module sprężystości betonu 32, 41 lub 10 GPa) oraz tabelaryczne zestawienie wyników. Widać, że wpływ modułu Younga stali jest w zasadzie pomijalny (wynosi do 0,5 %), natomiast wpływ modułu sprężystości betonu może wpływać na wyniki w granicach 5 %. Przyjmując w obliczeniach numerycznych moduł równy 37 GPa (wartosć średnia z analizowanego przedziału) minimalizuje się ten błąd do ok. 2,5 %, przy czym zauważyć można, że im mniejszy moduł sprężystości betonu, tym większe naprężenia otrzymuje się w łączniku.

Dopiero przy uwzględnieniu spadku modułu sprężystości podłużnej betonu do 10 GPa widać większe różnice naprężeń w łączniku stalowym – wynoszą one ok. 15 % dla naprężeń zredukowanych i do 40 % dla naprężeń głównych rozciągających. Mając jednak na uwadze, że naprężenia główne analizowane są w przypadku zmęczenia, kiedy to uwzględnia się zmiennosć oddziaływań krótkotrwałych, wzrost naprężeń głównych przy pełzaniu nie ma zastosowania. Przy naprężeniach zredukowanych należy mieć na uwadze obniżenie nośności łącznika przy obciążeniach długotrwałych o ok. 15 %.



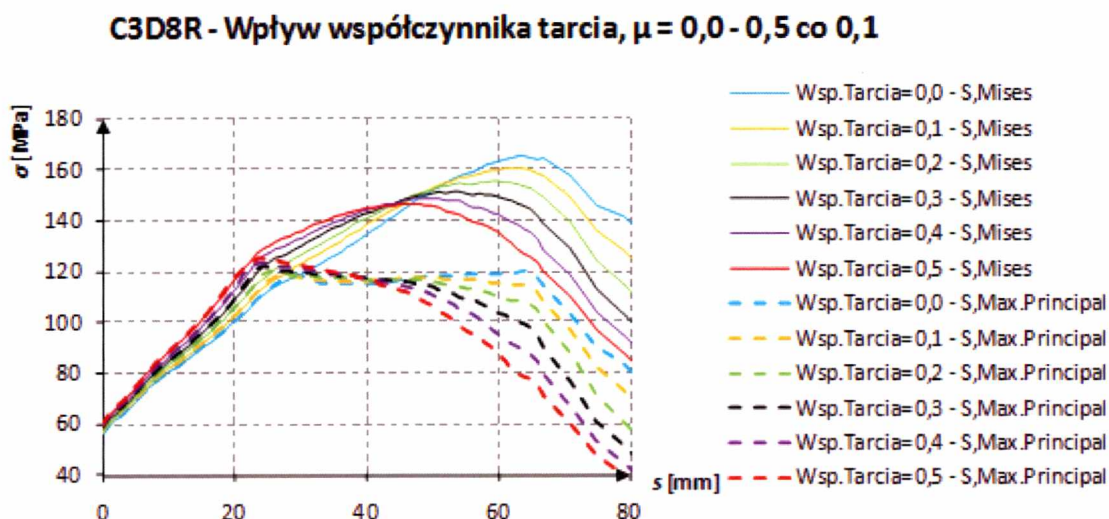
Rys. 5.12 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika – model B – wpływ modułów sprężystości podłużnej betonu i stali

Kombinacja modułów sprężystości	Wartości dla $s = 54 \text{ mm}^*$		Różnica względna naprężeń S,Mises **	Różnica względna naprężeń S,Max.Principal **
	S,Mises	S,Max.Principal		
[-]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]
Ea200 - Ecm32	153,30	113,47	1,7%	4,8%
Ea200 - Ecm41	150,15	107,15	-0,3%	-1,0%
Ea210 - Ecm32	153,92	114,74	2,2%	6,0%
Ea210 - Ecm41	150,67	108,28	0,0%	0,0%
Ea210 - Ecm10	174,48	151,74	15,8%	40,1%
* jest to punkt, gdzie S,Mises ma wartość maksymalną i różnice w otrzymywanych wynikach są maksymalne				
** w odniesieniu do Ea210 - Ecm41				

Tab. 5.4 Zestawienie wyników analizy wpływu modułów sprężystości betonu i stali

Dodatkowo przeanalizowano wpływ tarcia między stalą i betonem na otrzymywane wyniki. Brano pod uwagę wyłącznie tarcie na powierzchni podlegającej dociskowi, tj. na powierzchni czołowej łącznika o szerokości równej grubości średnika belki. Tarcie to zawsze występuje w konstrukcji, gdyż łącznik poddany ścinaniu podłużnemu dociska do betonu. Na korzyść bezpieczeństwa pominięto działanie tarcia stali o beton na powierzchniach bocznych średnika. Nie da się zagwarantować w rzeczywistych konstrukcjach, że tarcie to nie uległoby zanikowi wraz z postępującą eksploatacją obiektu, chyba że stosując specjalne zabiegi konstrukcyjne, jak np. sprężenie poprzeczne. Nie jest to jednak przedmiotem rozprawy. Przyjęto w modelu B, że współczynnik tarcia między stalą i betonem może być różny w zakresie od

0 do 0,5 (analizowano przyrost współczynnika 0,1). Wyniki dla 6 sprawdzonych modeli przedstawiono graficznie i analitycznie poniżej.



Rys. 5.13 Wykres $\sigma - s$ na krawędzi łącznika – model B – wpływ współczynnika tarcia

Wartość współczynnika tarcia	Wartości maksymalne		Różnica względna naprężeń S,Mises *	Różnica względna naprężeń S,Max.Principal *
	S,Mises	S,Max.Principal		
[-]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]
0	165,29	120,05	9,1%	-1,7%
0,1	160,45	118,87	5,9%	-2,7%
0,2	155,19	120,06	2,5%	-1,7%
0,3	151,46	122,14	0,0%	0,0%
0,4	148,61	123,61	-1,9%	1,2%
0,5	146,52	125,28	-3,3%	2,6%
* w odniesieniu do wyników przy współczynniku tarcia równym 0,3				

Tab. 5.5 Zestawienie wyników dla analizy wpływu współczynnika tarcia

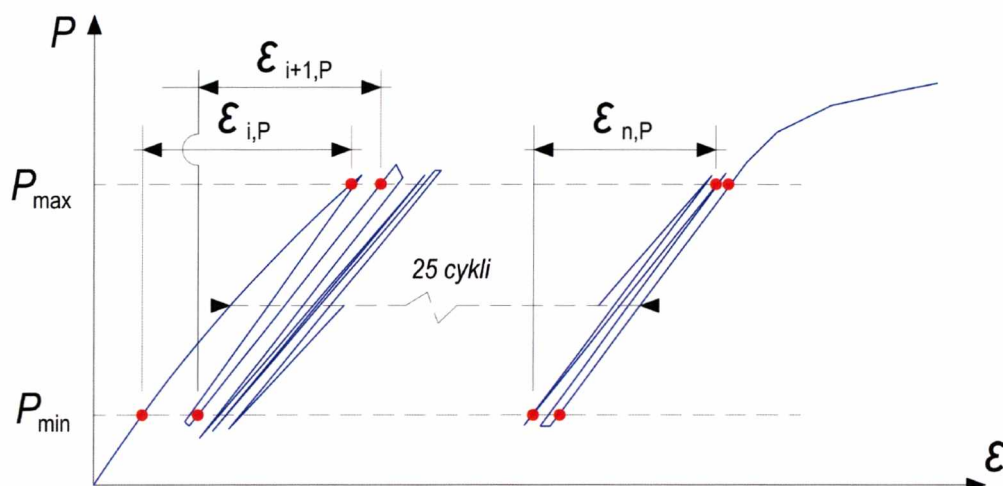
Współczynniki tarcia stali o beton zalecane w literaturze technicznej wahają się od 0,3 do 0,7 [72, 73] w zależności od stanu powierzchni stalowej i betonowej. Nie znajduje zatem uzasadnienia przyjmowanie współczynnika tarcia poniżej 0,3, co miałoby wpływ na otrzymywane wyniki (do 9,1 % co do wartości naprężeń zredukowanych oraz dość znacząco zmieniony rozkład naprężeń głównych na krawędzi łącznika). Różnice w otrzymywanych wynikach dla współczynników od 0,3 do 0,5 nie są już tak istotne – nie przekraczają kilku procent (3,3 %)

co do wartości, a rozkłady naprężeń są zbliżone co do kształtu. Do wyznaczania funkcji opisującej rozkład naprężeń w łączniku przyjęto ostatecznie współczynnik tarcia równy 0,3.

5.3 Kalibrowanie modeli numerycznych

Model numeryczny A, na podstawie którego określano wpływ efektów globalnych na wyężenie u podstawy łącznika nie wymaga kalibrowania, gdyż jedynym elementem wpływającym na rozkład naprężeń jest jego geometria, a ta jest z góry ustalona. Kalibrować trzeba model numeryczny B, na podstawie którego określono wpływ lokalnego ścinania na rozkład naprężeń w łączniku. Zaproponowano dwa podejścia obliczeniowe, bazujące na dwóch różnych modelach MES. Pierwszy z nich to wprost model B z Rys. 5.2 (nazywany dalej modelem B1). Drugi odpowiada modelowi B1 zmodyfikowanemu w ten sposób, że podpora BC3 znajduje się po drugiej stronie elementu stalowego, co wymusza zmianę kierunku przepływu siły rozwarstwiającej po przekazaniu jej z części betonowej na część stalową. Model ten nazywano dalej modelem B2. Odształcenia u podstawy łącznika od strony działania siły rozwarstwiającej otrzymane na podstawie modelu B1 są nieznacznie większe niż otrzymane na podstawie modelu B2, analogicznie odształcenia po stronie przeciwnej do działania siły rozwarstwiającej będą nieznacznie mniejsze. Analiza obu modeli MES, B1 oraz B2, pozwoli na ich podstawie szacować od góry naprężenia po obu stronach łącznika. Modele B1 oraz B2 spełniają założenie dotyczące równowagi sił wewnętrznych w przekroju belki, co przyjęto jako kryterium ustalania warunków brzegowych. Nie brano jednak pod uwagę działania siły poprzecznej.

Kalibrowanie modeli MES wykonano przez porównanie odształceń uzyskanych z analizy numerycznej z odczytami odształceń z tensometrów klejonych do łączników stalowych. Wykorzystano do tego celu odczyty dla każdego tensometru przy sile bliskiej minimalnej $P_{\min}$ oraz maksymalnej $P_{\max}$ z pierwszych 25 cykli obciążenia każdej belki. Dla belki B1S-1 oraz B1S-2 były to siły 50 i 420 kN, dla belki B2S-1 – 60 i 420 kN. W ten sposób otrzymano dla każdego tensometru odczyty $\varepsilon_{i,\min}$ oraz $\varepsilon_{i,\max}$, na podstawie których określono wartość $\varepsilon_{i,P}$ odpowiadającą odształceniu sprężystemu przy sile P równej różnicy między $P_{\max}$ i $P_{\min}$ (Rys. 5.14).



Rys. 5.14 Wzorcowy wykres $P - \varepsilon$ jako sposób określania wartości $\varepsilon_{i,P}$ wykorzystanych przy kalibrowaniu modeli numerycznych

Z uzyskanych w ten sposób 25 wartości $\varepsilon_{i,P}$ odrzucono wartości skrajne, po czym założono, że zmienność pozostałych opisana będzie rozkładem t-Studenta. Następnie obliczono estymator odchylenia standardowego z pozostałej próby i do kalibrowania modeli odrzucono 5 % kwantyle przy dwustronnym obszarze krytycznym. Opisaną procedurę przedstawiają wzory (5.1) do (5.4):

$$\varepsilon_{i,P} = \varepsilon_{i,\max} - \varepsilon_{i,\min} , \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{mean,P} = \frac{\sum_{i=1}^n \varepsilon_{i,P}}{n} , \quad (5.2)$$

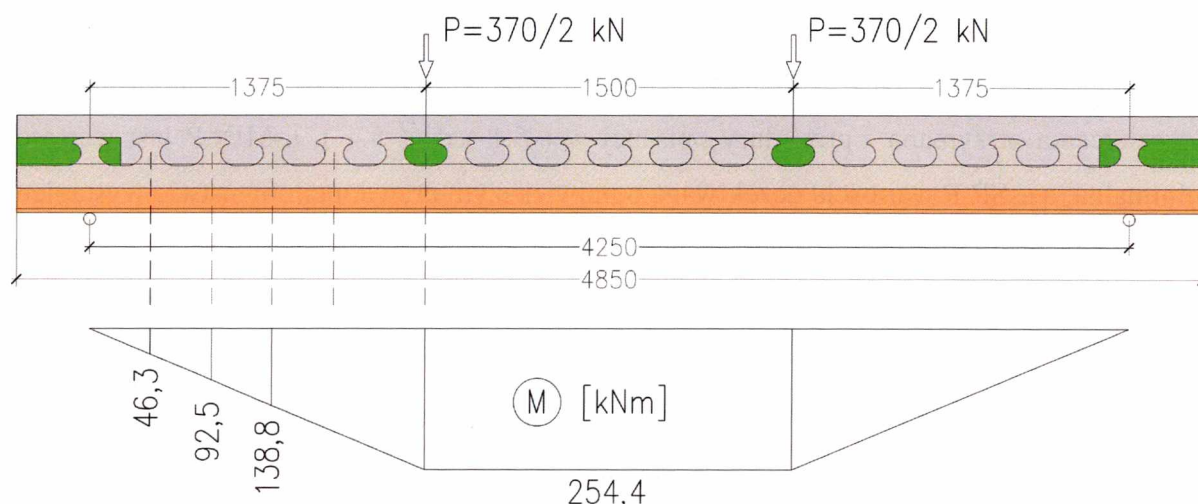
$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i,P} - \varepsilon_{mean,P})^2}{n-1}} , \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{mean,P} - t \cdot s \leq \varepsilon_{valid} \leq \varepsilon_{mean,P} + t \cdot s , \quad (5.4)$$

$$t = t(p = 0.95; n) = 1,71387 .$$

Kolejnym krokiem było określenie momentów zginających (Rys. 5.15), a na ich podstawie naprężeń normalnych u podstawy każdego łącznika (5.5) oraz sił ścinania podłużnego na jednostkę długości (5.6). Na podstawie obserwacji przebiegu doświadczenia przyjęto, że belki B1S-1 oraz B1S-2 w zadanym zakresie obciążenia pracowały w strefie analizowanych

łączników jako niezarysowane, a belka B2S-1 jako w pełni zarysowana (pomierzony zasięg rys w strefie pracujących łączników był bliski teoretycznej osi bezwładności przekroju).



Rys. 5.15 Schemat statyczny belki B1S przy obciążeniu siłą $420 - 50 = 370$ kN oraz wartości momentów zginających w miejscach analizowanych łączników

$$\sigma_i = \frac{M_i \cdot z}{I} = \frac{M_i \cdot 0,052}{42870 \cdot 10^{-8}} \quad (5.5)$$

$$v_L = \frac{V_i \cdot S}{I} = \frac{185 \cdot 1392 \cdot 10^{-6}}{42870 \cdot 10^{-8}} = 600,7 \text{ kN/m} \quad (5.6)$$

Znając powyższe należało wprowadzić mnożniki k_{LOC} (5.7) oraz k_{GLOB} (5.8) odkształceń otrzymanych z modeli numerycznych A oraz B1 i B2, które obciążone były odpowiednio naprężeniem jednostkowym σ_{MES} oraz jednostkową siłą ścinającą P_{MES} :

$$k_{LOC} = \frac{v_L \cdot t_{w,MES}}{n \cdot P_{MES} \cdot t_w} = \frac{600,7 \cdot 5,1}{4 \cdot 25 \cdot 10,2} = 3,0035 \quad (5.7)$$

$$k_{GLOB} = \frac{\sigma_i}{\sigma_{MES}} = \frac{\sigma_i}{50} \quad (5.8)$$

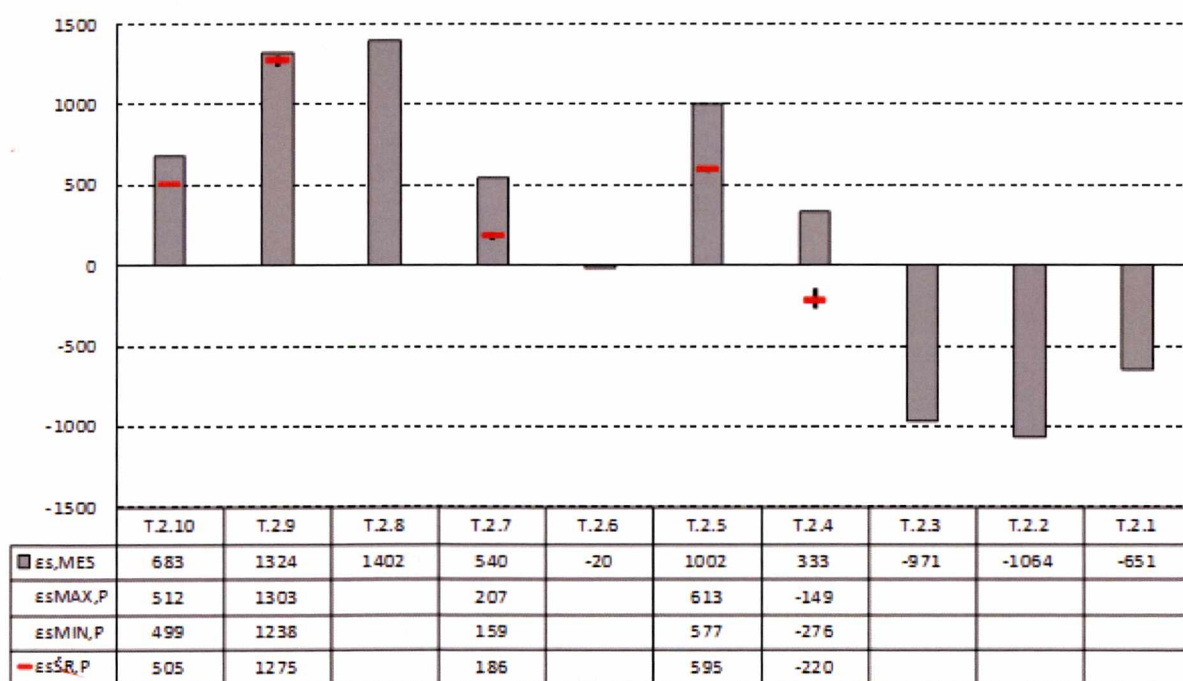
$$k_{2,GLOB} = 0,1122 \quad (5.8)$$

$$k_{3,GLOB} = 0,2244$$

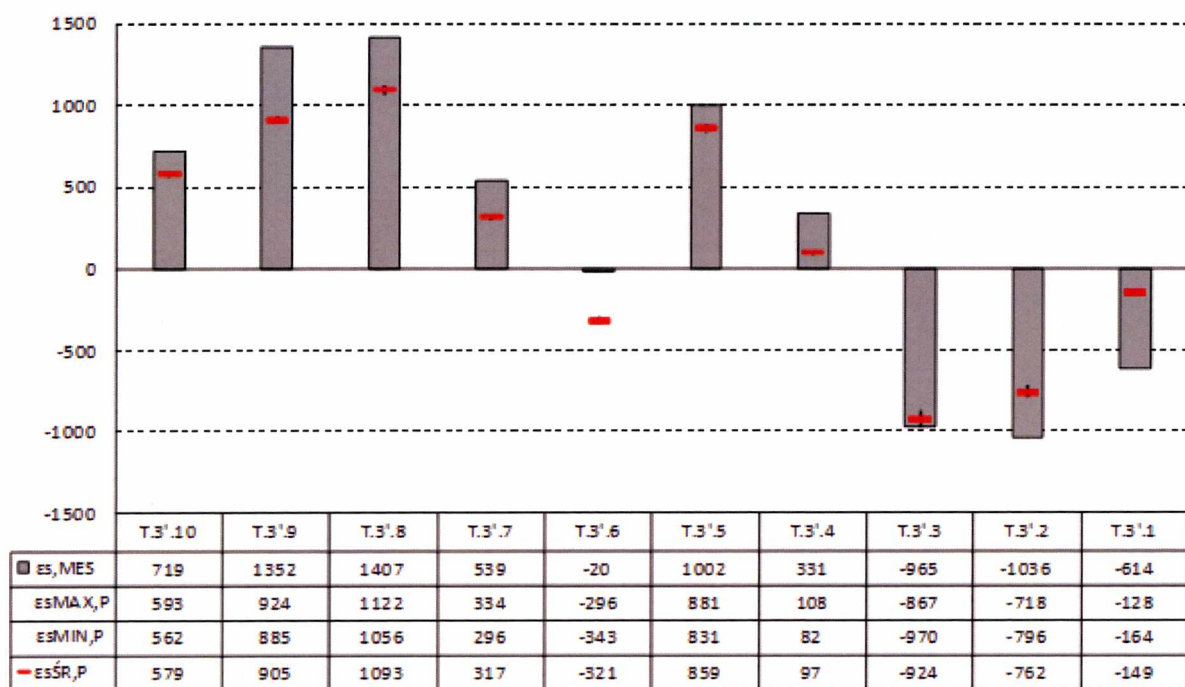
$$k_{4,GLOB} = 0,3366$$

Wartości liczbowe ze wzorów (5.5) do (5.8) zestawiono dla belek B1S, dla belki B2S procedura wygląda analogicznie i nie zamieszczano wyników liczbowych.

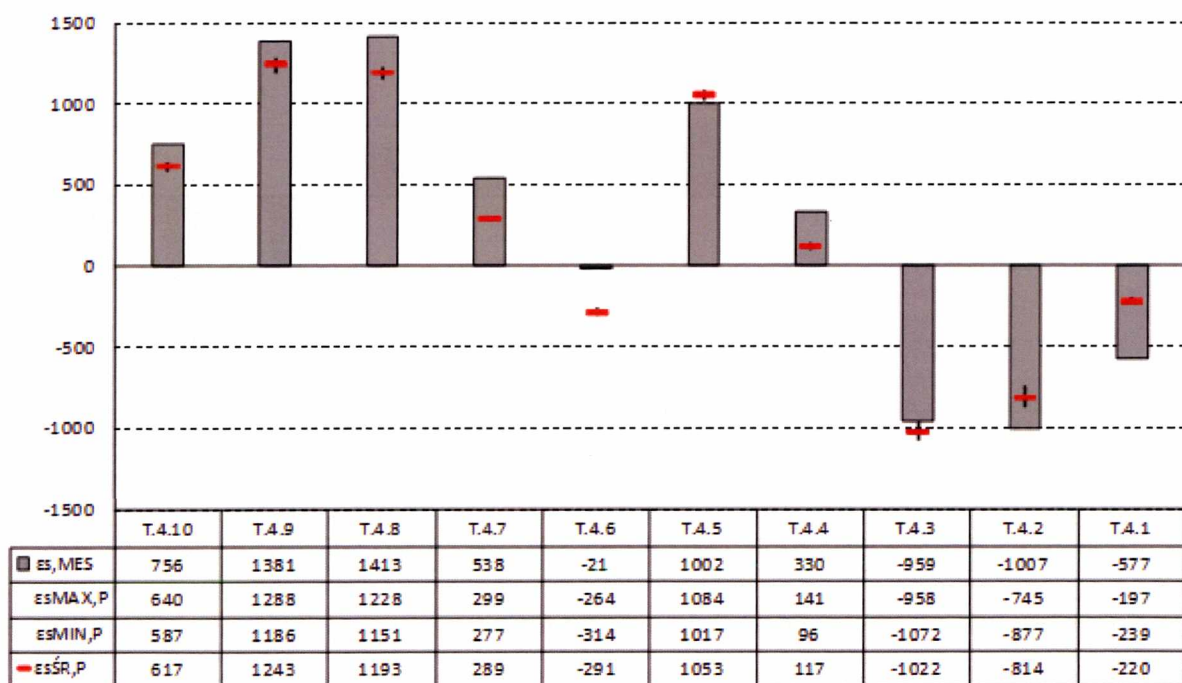
Poniżej (Rys. 5.16 do Rys. 5.24) zestawiono w postaci graficznej oraz liczbowej zbieżność odkształceń uzyskanych z analiz numerycznych ($\epsilon_{s,MES}$) – szary słupek i badań doświadczalnych ($\epsilon_{sMAX,P}$; $\epsilon_{sMIN,P}$; $\epsilon_{s\acute{S}R,P}$), gdzie $\epsilon_{sMAX,P}$ jest wartością maksymalną odkształcenia otrzymaną z procedury opisanej w (5.1) do (5.4), $\epsilon_{sMIN,P}$ jest wartością minimalną, a $\epsilon_{s\acute{S}R,P}$ wartością oczekiwaną o największym prawdopodobieństwie wystąpienia – czerwona pozioma kreska. Wykresy odnoszą się kolejno do łączników nr 2, 3 i 4 belek B1S-1, B1S-2 i B2S-1. Wartości $\epsilon_{s,MES}$ od efektów ścinania podłużnego wyznaczono dla modeli B1 oraz B2, a następnie do porównania zbieżności przyjmowano większą wartość odkształcenia otrzymaną z analizy obu modeli. Oznaczenia tensometrów T.X.1-10 przyjęto zgodnie z Rys. 4.37.



Rys. 5.16 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 2 belki B1S-1



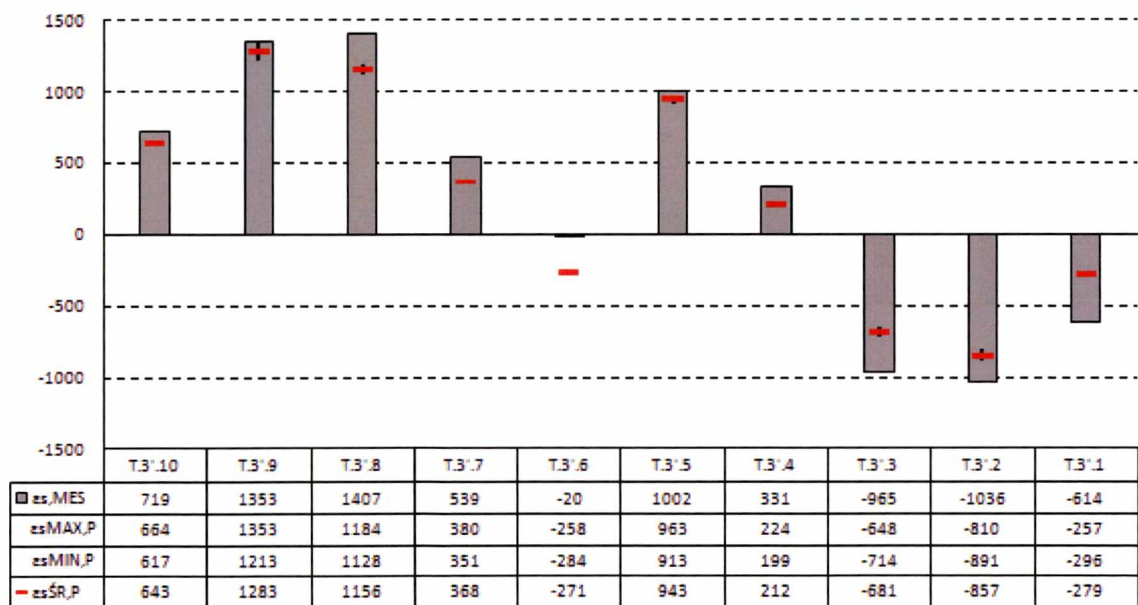
Rys. 5.17 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 3' belki B1S-1



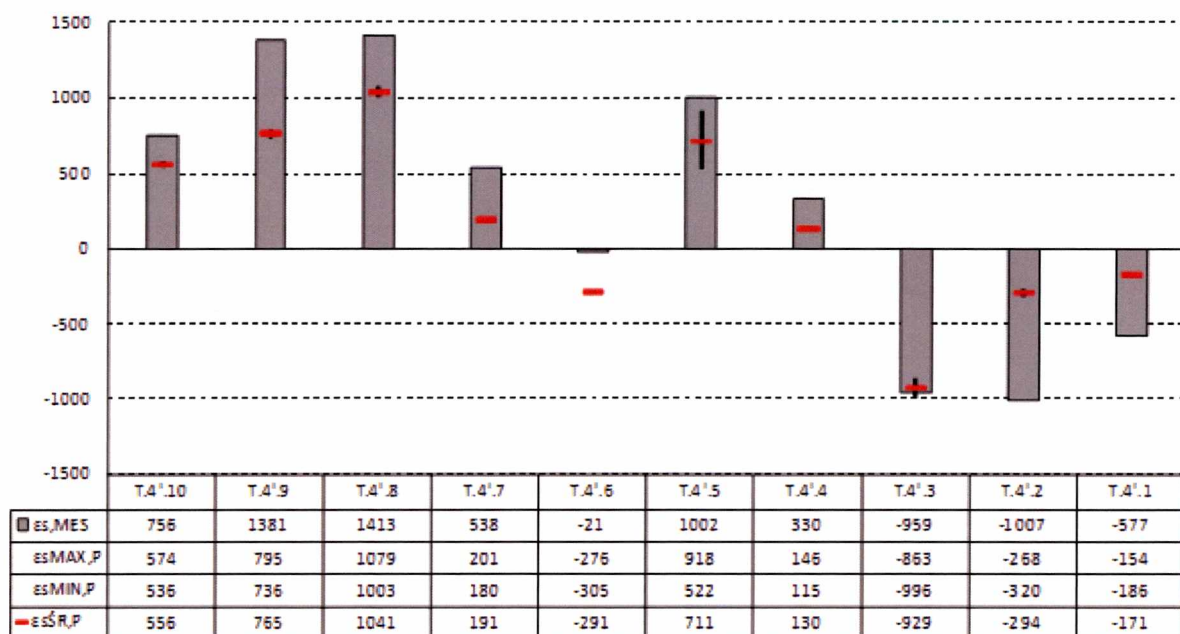
Rys. 5.18 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 4 belki B1S-1



Rys. 5.19 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 2 belki B1S-2



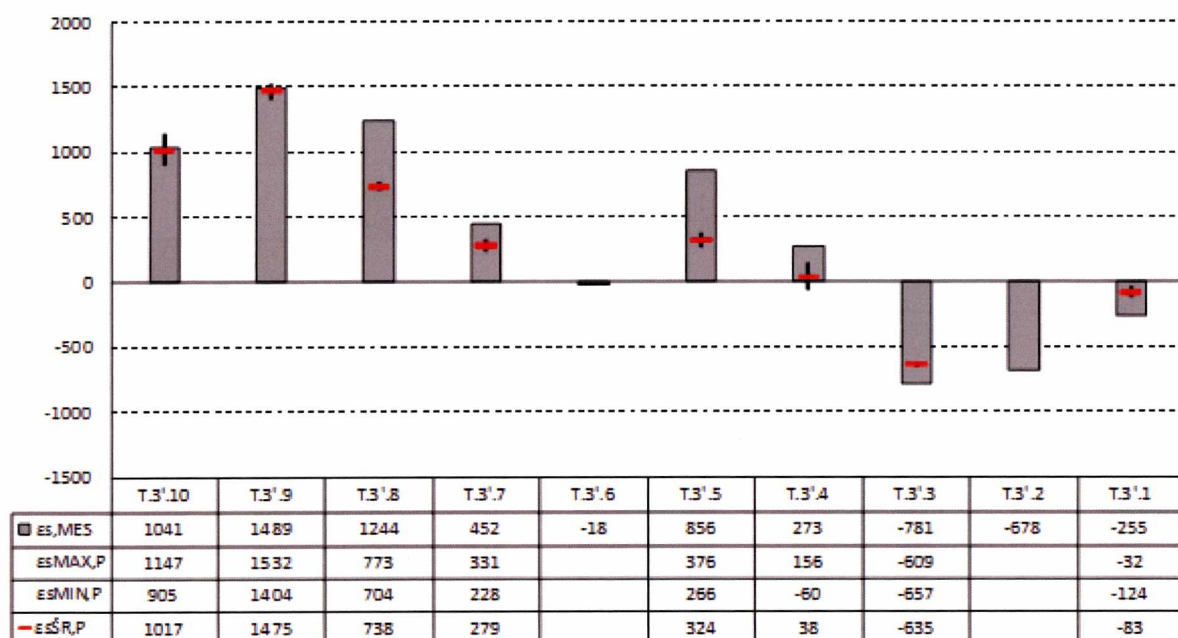
Rys. 5.20 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 3' belki B1S-2



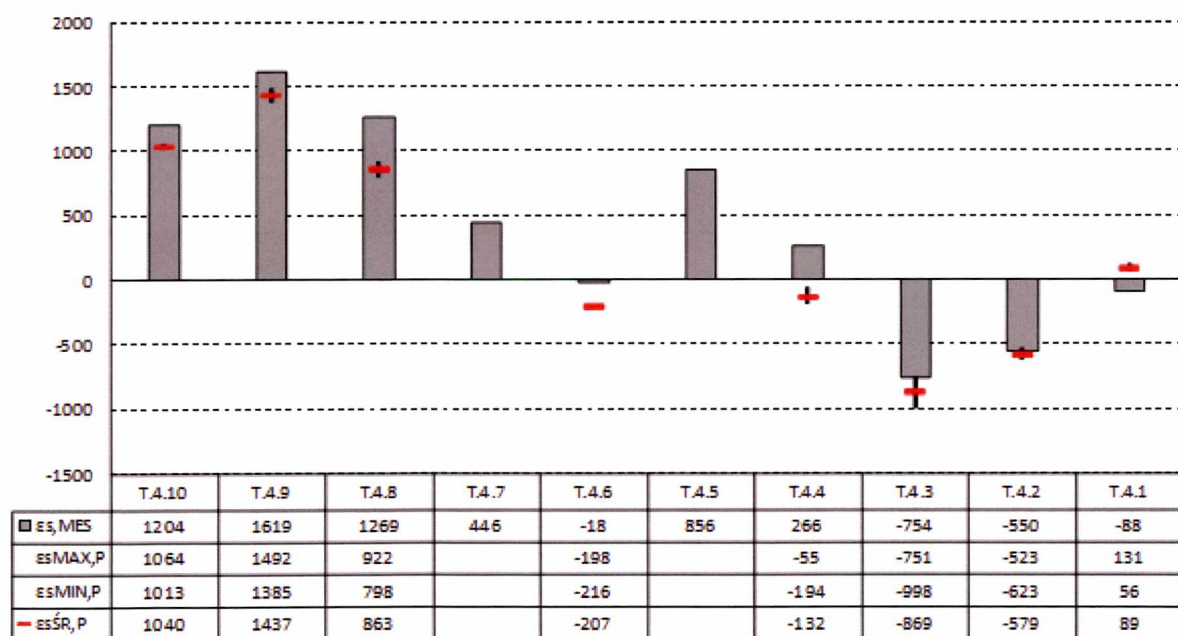
Rys. 5.21 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 4' belki B1S-2



Rys. 5.22 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 2 belki B2S-1



Rys. 5.23 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 3' belki B2S-1



Rys. 5.24 Zbieżność wyników otrzymanych z modeli MES i doświadczenia dla łącznika nr 4 belki B2S-1

Uwzględniając dokładność klejenia tensometrów, ich bazę pomiarową i inne wpływy założone w modelu, takie jak np. współczynnik tarcia betonu o stal, czy moduł sprężystości podłużnej betonu, modele MES uznano za zbieżne z doświadczeniem. W najważniejszych regionach łączników, w których otrzymuje się wartości maksymalne i minimalne naprężeń,

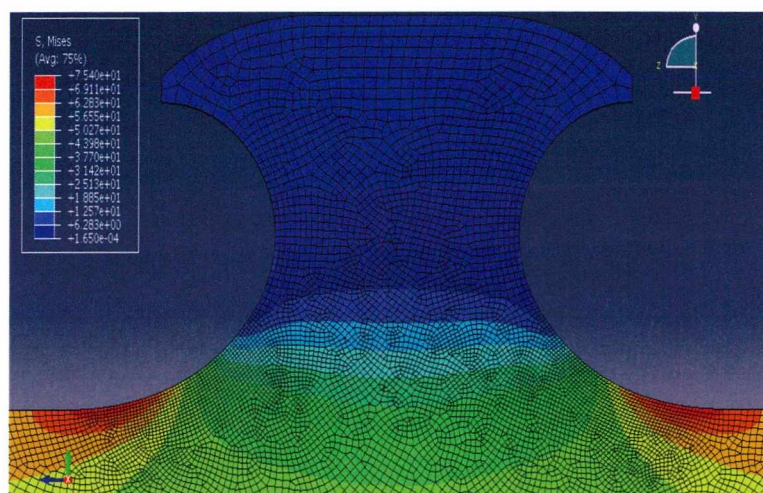
decydujące o wyczerpaniu nośności sprężystej łącznika, wartości otrzymane z modeli MES są większe niż otrzymane z badań doświadczalnych. Opracowanie wytycznych do wymiarowania łączników w stanie sprężystym na podstawie modeli numerycznych jest zatem po stronie bezpiecznej. Modele numeryczne A oraz B1 i B2 są podstawą dalszych analiz.

6 NOŚNOŚĆ SPRĘŻYSTA ŁĄCZNIKA

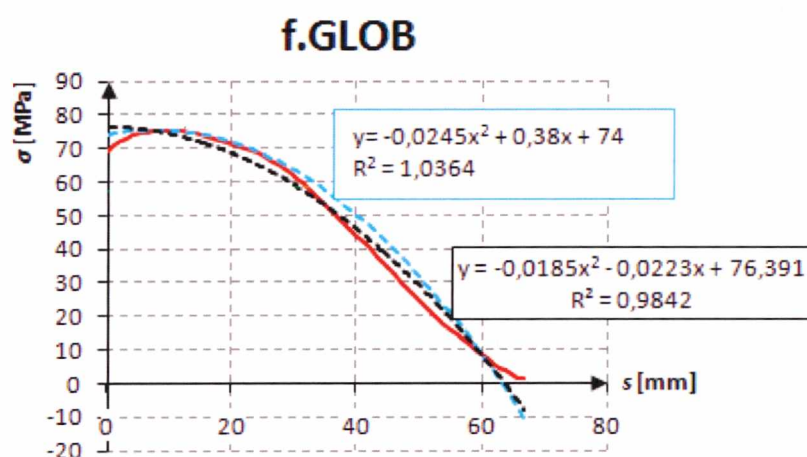
Na podstawie analiz numerycznych, kalibrowanych przez porównanie z wynikami badań doświadczalnych przeprowadzonych na belkach, wyznaczono krzywe opisujące rozkład naprężeń na krawędzi łącznika. W modelach numerycznych A i B przyjęto ostatecznie następujące parametry:

- moduł sprężystości betonu $E_{cm} = 37 \text{ GPa}$,
- moduł sprężystości stali $E_a = 210 \text{ GPa}$,
- współczynnik tarcia na powierzchni czołowej łącznika 0,3,
- definicję zagadnienia kontaktowego *small sliding formulation*,
- element skończony C3D8R o zredukowanym całkowaniu i rozmiarze 1 mm,
- podparcie w modelu B – za oraz przed łącznikiem, co oznacza analizowanie dwóch modeli (model B1 i B2, jak opisano w 5.3), interakcyjna obwiednia nośności łącznika zostanie określona jako minimum z dwóch uzyskanych krzywych.

Analiza naprężeń otrzymanych z modelu A przedstawiona jest poniżej. Naprężenia główne maksymalne i zredukowane mają na krawędzi łącznika taką samą wartość.



Rys. 6.1 Mapa naprężeń w łączniku dla modelu A



Rys. 6.2 Wartości naprężeń na krawędzi łącznika w modelu A oraz ich aproksymacja wielomianem

W modelu A otrzymany rozkład naprężeń na krawędzi łącznika (Rys. 6.1) można aproksymować wielomianem drugiego stopnia, przy czym uwzględniając przyłożone w modelu MES obciążenie równe 50 MPa, wielomian ten należy odpowiednio przekształcić współczynnikiem $k_{G,0}$ (6.1). Przeprowadzono aproksymację automatyczną w programie MS Excel – linia czarna przerywana, oraz aproksymację manualną – linia niebieska przerywana (Rys. 6.2). Do dalszych obliczeń wybrano aproksymację manualną, opisującą rzeczywisty rozkład naprężeń od góry, tzn. dającą wyniki na korzyść bezpieczeństwa (w przedziale $s = 0 - 63$ mm, a więc w przedziale, w którym zarówno funkcja opisująca naprężenia od efektów globalnych i lokalnych osiąga ekstremum):

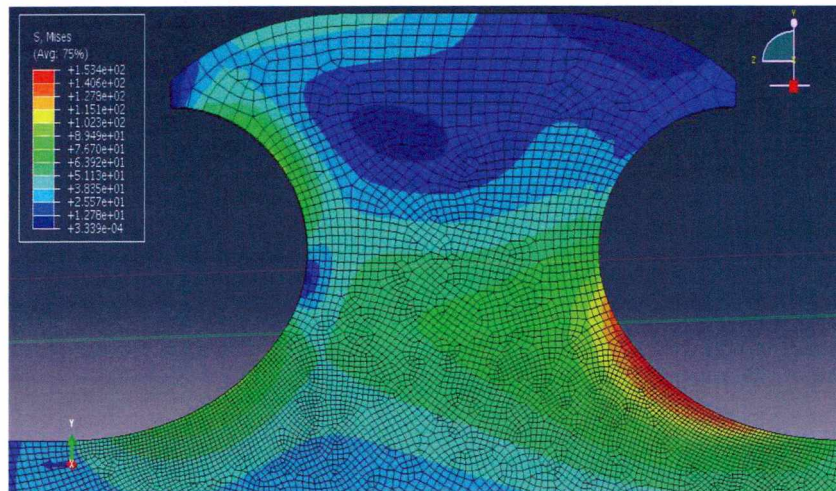
$$\begin{aligned}
 A_{MES} &= -0,0245 \cdot x^2 + 0,38 \cdot x + 74 , \\
 k_{G,0} &= \frac{1}{\sigma_{MES}} = \frac{1}{50} = 0,02 ,
 \end{aligned}
 \tag{6.1}$$

$$A_G = k_{G,0} \cdot A_{MES} = -0,00049 \cdot x^2 + 0,0076 \cdot x + 1,48 .$$

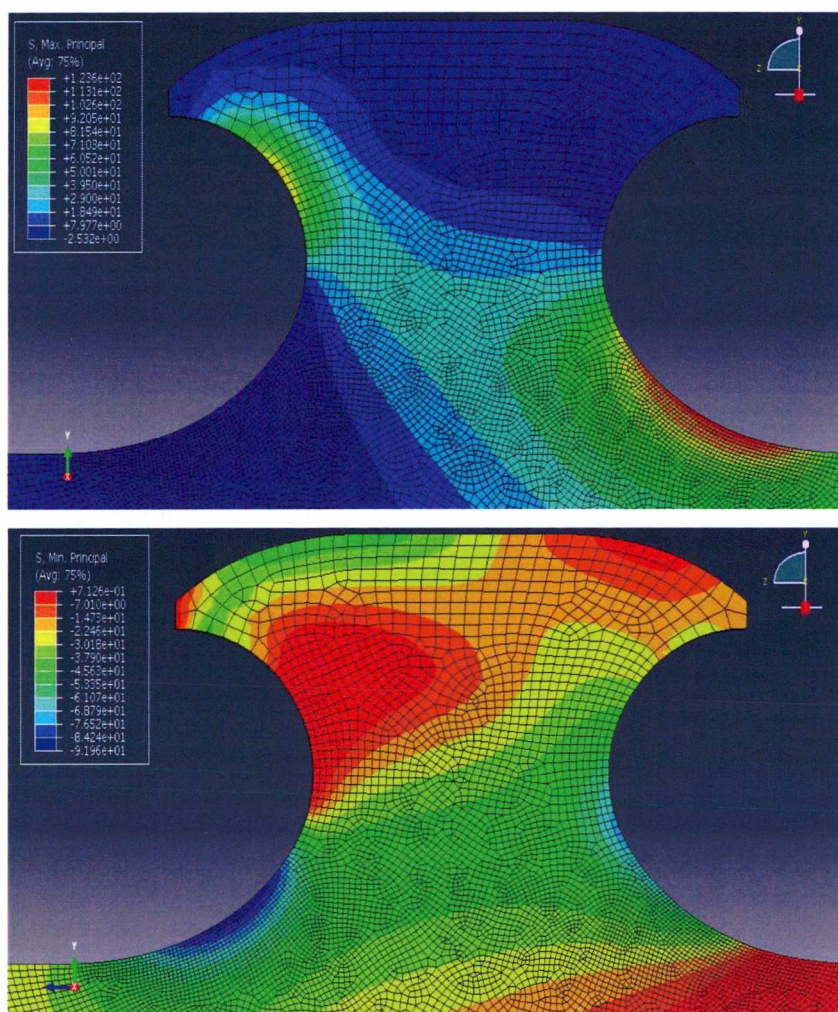
Dopasowanie aproksymacji (Rys. 6.2) określono na podstawie współczynnika determinacji R^2 (6.2), w którym $y_{mean,MES}$ oznacza wartość średnią odczytów naprężeń z modelu MES, $y_{i,approx}$ i -tą wartość aproksymującą, a $y_{i,MES}$ i -tą wartość aproksymowaną:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{i,approx.} - y_{mean,MES})}{\sum_{i=1}^n (y_{i,MES} - y_{mean,MES})} .
 \tag{6.2}$$

Analogiczne postępowanie przeprowadzić należało dla modeli B1 oraz B2, przy czym analizowano zarówno naprężenia zredukowane, jak i główne, u podstawy łącznika od strony działania siły ścinającej oraz od strony przeciwnej. Otrzymano zatem dla każdego z modeli B1 oraz B2 po 4 funkcje. Rozkład naprężeń w łączniku dla modelu B1 przedstawiono na Rys. 6.3.



Rys. 6.3 Mapa naprężeń w łączniku dla modelu B1. Naprężenia zredukowane



Rys. 6.3 cd. Mapy naprężeń głównych rozciągających ściskających w łączniku dla modelu B1

Otrzymane rozkłady naprężeń na krawędzi łącznika aproksymowano, podobnie jak w modelu A, wielomianami drugiego stopnia, przy czym uwzględniając przyłożone w modelu MES obciążenie równe 25 kN, zamodelowaną grubość środnika 5,1 mm oraz rozstaw łączników 250 mm, wielomiany te należało przekształcić współczynnikiem $k_{L,0}$ (6.3). Aproksymacja automatyczna w programie MS Excel (linia przerywana czarna) oraz aproksymacja manualna (linia przerywana niebieska) dla modelu B1 przedstawiona jest na Rys. 6.4 i Rys. 6.5.

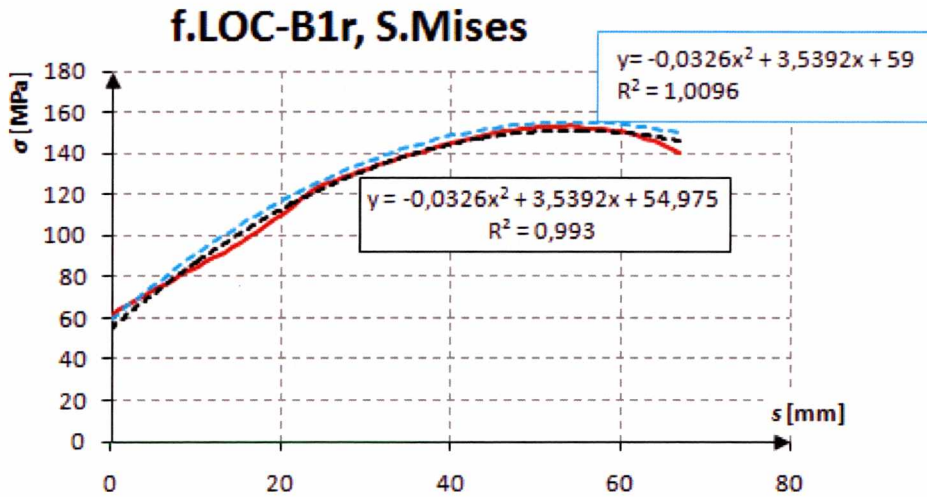
$$\begin{aligned}
 A_{MES,R-M} &= -0,0326 \cdot x^2 + 3,5392 \cdot x + 59 , \\
 A_{MES,R-G} &= -0,0421 \cdot x^2 + 3,2713 \cdot x + 63 , \\
 A_{MES,S-M} &= -0,0283 \cdot x^2 + 2,60 \cdot x + 30 , \\
 A_{MES,S-G} &= 0,0260 \cdot x^2 - 2,50 \cdot x - 30 ,
 \end{aligned}
 \tag{6.3}$$

$$k_{L,0} = \frac{e \cdot t_{MES}}{P_{MES}} = \frac{0,25 \cdot 0,0051}{0,025} = 0,051 ,$$

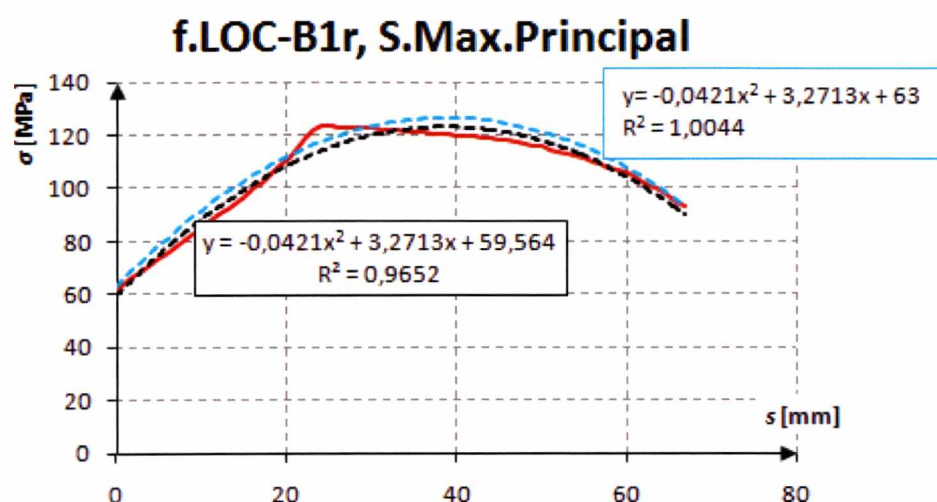
$$A_{L,i} = k_{L,0} \cdot A_{MES,i} = 0,051 \cdot A_{MES,i} .$$

W równaniach (6.3) indeksy dolne funkcji A oznaczają:

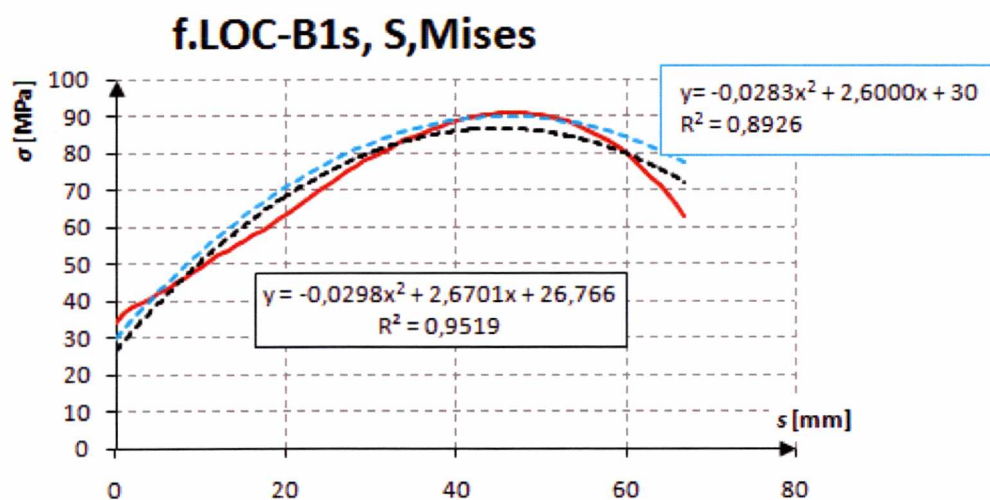
- R – analizowana jest strona łącznika, dla której siła ścinająca powoduje powstanie naprężeń rozciągających,
- S – jak wyżej, tylko naprężeń ściskających,
- M – naprężenia zredukowane,
- G – naprężenia główne, maksymalne od strony R , oraz minimalne od strony S .



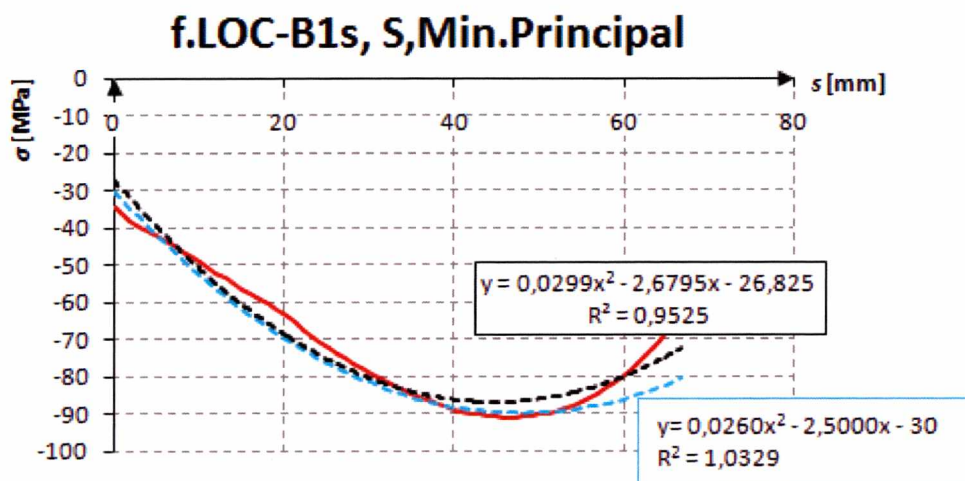
Rys. 6.4 Wartości naprężeń zredukowanych na krawędzi łącznika w modelu B1 oraz ich aproksymacja wielomianami – analizowana jest strona rozciągana łącznika



Rys. 6.4 cd. Wartości naprężeń głównych maksymalnych na krawędzi łącznika w modelu B1 oraz ich aproksymacja wielomianami – analizowana jest strona rozciągana łącznika



Rys. 6.5 Wartości naprężeń zredukowanych na krawędzi łącznika w modelu B1 oraz ich aproksymacja wielomianami – analizowana jest strona ściskana łącznika



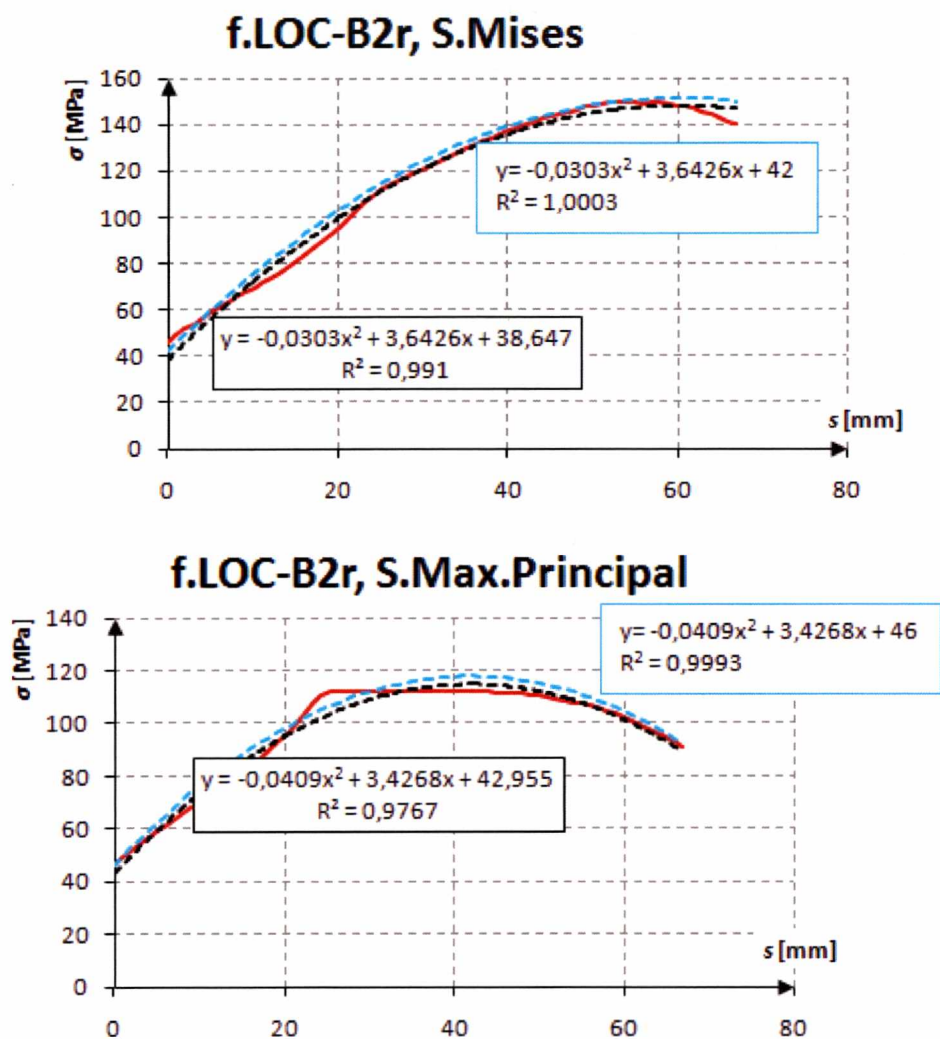
Rys. 6.5 cd. Wartości naprężeń głównych minimalnych na krawędzi łącznika w modelu B1 oraz ich aproksymacja wielomianami – analizowana jest strona ściskana łącznika

Analogiczna analiza dla modelu B2 prowadzi do otrzymania funkcji i wykresów przedstawionych w równaniach (6.4) oraz na rysunkach Rys. 6.6 i Rys. 6.7:

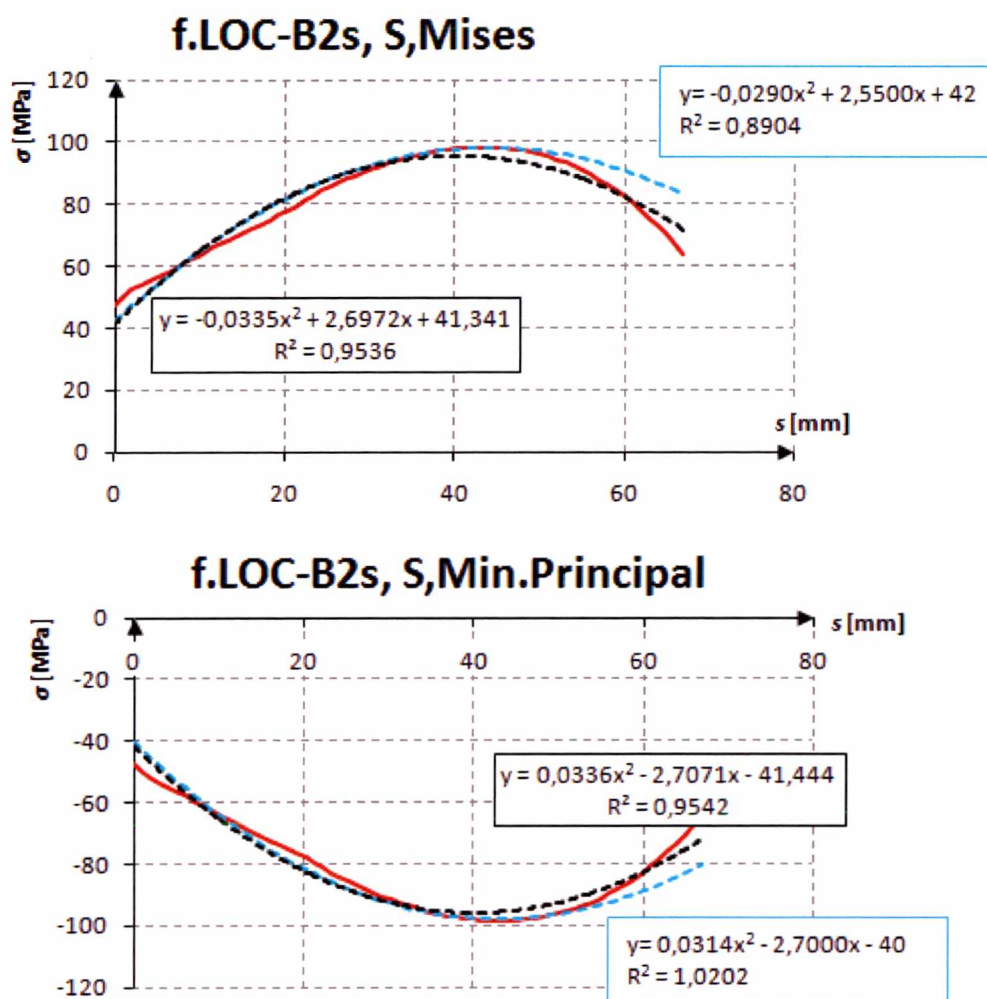
$$\begin{aligned}
 A_{MES,R-M} &= -0,0303 \cdot x^2 + 3,6426 \cdot x + 42 , \\
 A_{MES,R-G} &= -0,0409 \cdot x^2 + 3,4268 \cdot x + 46 , \\
 A_{MES,S-M} &= -0,0290 \cdot x^2 + 2,55 \cdot x + 42 , \\
 A_{MES,S-G} &= 0,0314 \cdot x^2 - 2,70 \cdot x - 40 ,
 \end{aligned}
 \tag{ 6.4 }$$

$$k_{L,0} = \frac{e \cdot t_{MES}}{P_{MES}} = \frac{0,25 \cdot 0,0051}{25} = 0,051 ,$$

$$A_{L,i} = k_{L,0} \cdot A_{MES,i} = 0,051 \cdot A_{MES,i} .$$



Rys. 6.6 Wartości naprężeń zredukowanych oraz głównych maksymalnych na krawędzi łącznika w modelu B2 oraz ich aproksymacja wielomianami – analizowana jest strona rozciągana łącznika



Rys. 6.7 Wartości naprężeń zredukowanych oraz głównych minimalnych na krawędzi łącznika w modelu B2 oraz ich aproksymacja wielomianami – analizowana jest strona ściskana łącznika

Mając zdefiniowane funkcje opisujące rozkład naprężeń zredukowanych oraz głównych na krawędzi łącznika, określono nośność sprężystą łącznika, przeprowadzając kolejno następujące operacje:

- określenie funkcji $f(s)$ będącej sumą efektów globalnych oraz lokalnych (6.5),
- różniczkowanie funkcji $f(s)$ i porównanie jej do 0 celem określenia punktu s o maksymalnych naprężeniach (6.6),
- wyznaczenie równania funkcji $f(s_{max}) = f(\sigma_G, \nu_L)$ i porównanie jej do granicy plastyczności, co jest opisem bezwymiarowej nośności łącznika we współrzędnych określających jego wyężenie spowodowane efektami globalnymi i lokalnymi z uwzględnieniem koncentracji naprężeń (6.7).

$$f(s) = A_{G,i}(s) \cdot \sigma_G + A_{L,i}(s) \cdot \frac{v_L}{t_w}, \text{ gdzie:}$$

$$\begin{aligned} i &= M \text{ (naprężenia zredukowane) lub } G \text{ (główne),} \\ \sigma_G &\text{ – naprężenia globalne u podstawy łącznika,} \\ v_L &\text{ – siła ścinania podłużnego na 1 m długości,} \\ t_w &\text{ – grubość środnika,} \end{aligned} \quad (6.5)$$

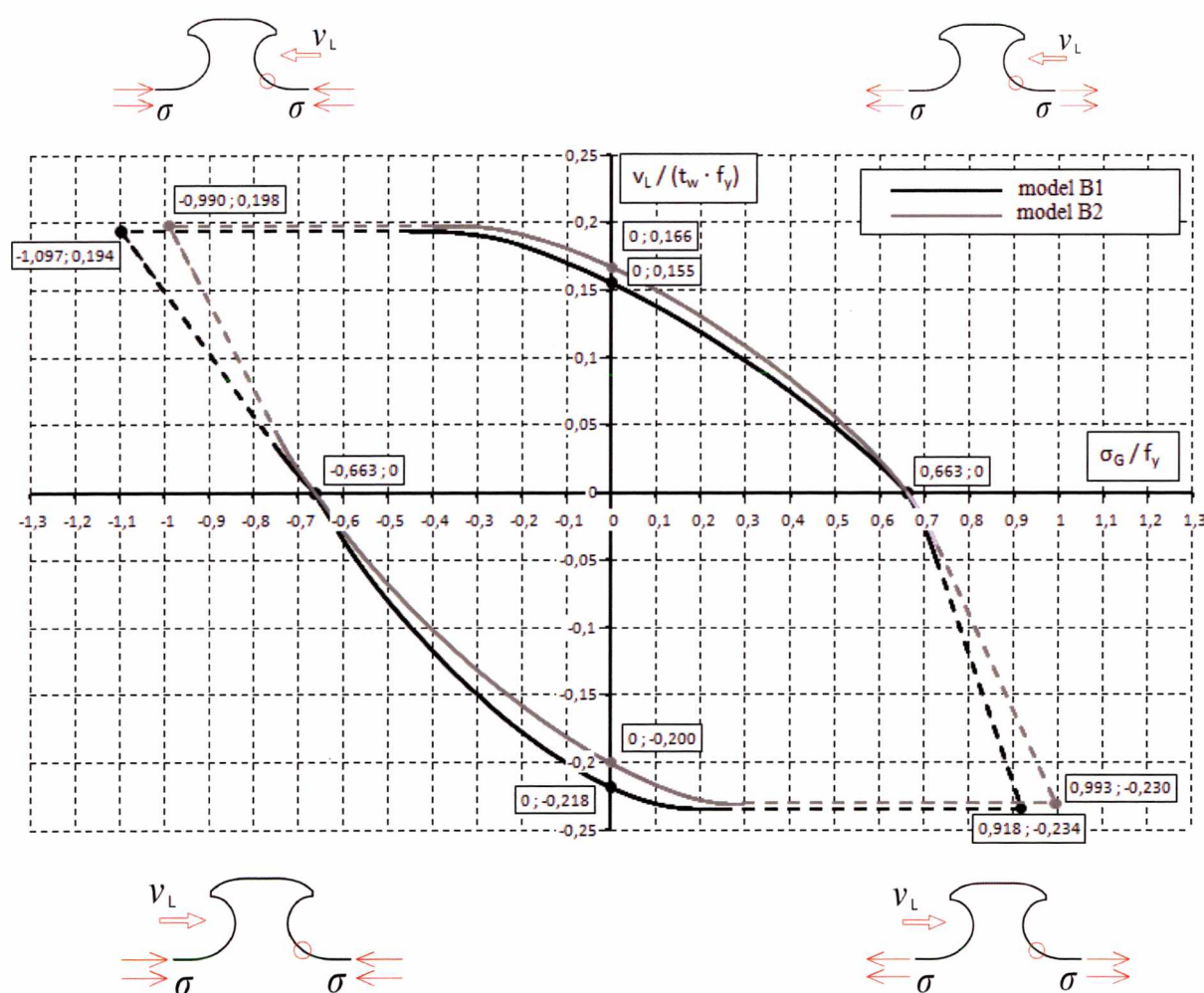
$$\frac{\partial f(s)}{\partial s} = 0 \quad \rightarrow \quad s_{\max} = g\left(\sigma_G, \frac{v_L}{t_w}\right), \quad (6.6)$$

$$f(s_{\max}) = f\left(\sigma_G, \frac{v_L}{t_w}\right) = f_y. \quad (6.7)$$

Operacje matematyczne wykonano w programie *Mathematica* [64, 65].

Powyższe podejście obliczeniowe może być zastosowane w przypadkach, kiedy znaki naprężeń od efektów lokalnych i globalnych są takie same. Wówczas bowiem sumowanie dwóch funkcji mających ekstremum w rozważanej dziedzinie s i będących funkcjami wypukłymi (lub wklęsłymi), da funkcję wypadkową również mającą ekstremum w rozważanym przedziale niezależnie od wartości liczbowych σ_G i v_L . Dla przypadków pozostałych zastosowano zamiast podejścia analitycznego, podejście numeryczne. Zakładając pewną stałą wartość wyężenia od jednego z efektów (globalnego lub lokalnego), poszukiwano takiego wyężenia od drugiego efektu, aby na krawędzi łącznika osiągnięta została granica plastyczności. Wynik przeprowadzonej analizy stanowi interakcyjna obwiednia nośności łącznika stalowego, w której na jednej osi odniesione jest bezwymiarowe wyężenie łącznika od efektów globalnych (siła osiowa i zginanie belki), a na drugiej osi bezwymiarowe wyężenie łącznika od lokalnego ścinania zespolenia (przenoszenie sił rozwarstwiających między stalą i betonem). Oba rodzaje wyężeń uwzględniają już koncentrację naprężeń wynikającą z geometrii łącznika stalowego. Ponieważ analizowano dwa modele B1 i B2, oba spełniające założenie o równowadze sił wewnętrznych w przekroju, otrzymano dwie nieznacznie różne obwiednie. Obwiednia wyznaczona na podstawie modelu B1 daje wartości po stronie bezpiecznej w ćwiartkach I i IV, wyznaczona na podstawie modelu B2 – w ćwiartkach II i III. Za osiągnięcie nośności sprężystej łącznika należy uważać zatem punkty znajdujące się na wewnętrznych krzywych obu obwiedni. Dla naprężeń głównych analizowano wszystkie ćwiartki (Rys. 6.8), aby można było wyznaczać zmiany naprężeń w łączniku dla dowolnych amplitud obciążeń zmęczeniowych, dla naprężeń zredukowanych nie analizowano ćwiartek II i IV, zakładając

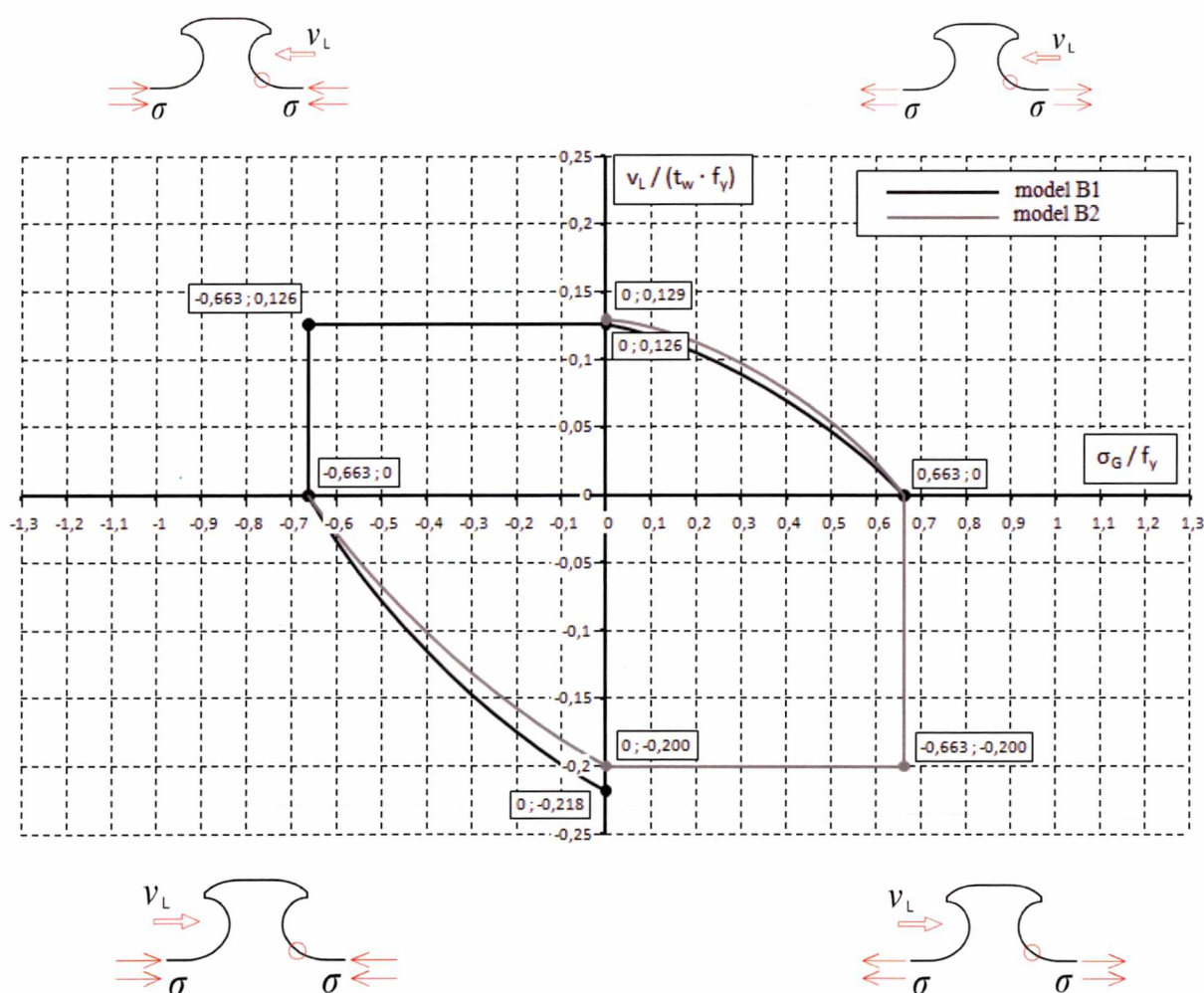
tu, że poziom naprężeń jest ograniczony prostymi przechodzącymi przez przecięcia obwiedni z ćwiartek I i III z odpowiednimi osiami (Rys. 6.9). Dla naprężeń głównych przedstawione podejście jest dokładne, natomiast dla naprężeń zredukowanych stanowi jedynie przybliżenie, ale na korzyść bezpieczeństwa. Dodawane są bowiem naprężenia zredukowane z obu modeli, a nie składowe tych naprężeń. Otrzymane zatem obwiednie nośności mają prawidłowe wartości na przecięciach osi, ale ich przebieg jest nieco „spłaszczony”. Jest to podejście po stronie bezpiecznej, które nie generuje dużego błędu, a znacząco upraszcza analizy.



Rys. 6.8 Interakcyjna obwiednia nośności sprężystej łącznika stalowego MCL dla naprężeń głównych

Linie przerywane na powyższej obwiedni wskazują, że granica plastyczności osiągnięta jest na skrajach analizowanego obszaru ($s = 0$ lub 63 mm), który został uznany za decydujący o nośności łącznika, i dla którego zmienność naprężeń opisano funkcjami matematycznymi. W rzeczywistości przy jednoczesnym zwiększaniu naprężeń normalnych działających na bel-

kę i siły ścinania podłużnego, gdy oba powyższe powodują powstanie w analizowanych obszarach łącznika naprężeń o przeciwnych znakach (ćwiartki II i IV), o nośności sprężystej elementu mogą decydować miejsca zlokalizowane poza analizowanym przedziałem. Przedstawione obwiednie w obszarach zaznaczonych liniami przerywanymi odnoszą się właśnie do takich sytuacji, należy je traktować poglądowo, mając na uwadze możliwość wcześniejszego zniszczenia elementu w miejscach niepoddanych analizie. Są to jednak sytuacje czysto hipotetyczne, gdyż w takich przypadkach zawsze zniszczenie łącznika będą opisywały krzywe w ćwiartce I lub III.



Rys. 6.9 Interakcyjna obwiednia nośności sprężystej łącznika stalowego MCL dla naprężeń zredukowanych

Na podstawie otrzymanych obwiedni można zapisać warunki nośności sprężystej łącznika:

- w stanie granicznym użytkowania, wzory (6.8) do (6.9):

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \sigma_L + \sigma_G \leq f_y , \\ \sigma_L &\leq f_y , \\ \sigma_G &\leq f_y ,\end{aligned}\tag{ 6.8 }$$

$$\begin{aligned}\sigma_L &= \frac{1}{k_L} \cdot \left(\frac{V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} \right) , \\ \sigma_G &= \frac{1}{k_G} \cdot \left(\frac{M \cdot z}{I_y} + \frac{N}{F} \right) .\end{aligned}\tag{ 6.9 }$$

Współczynniki koncentracji należy przyjmować, jak poniżej:

$$\begin{aligned}k_G &= 0,663 , & k_{f,G} &= \frac{1}{k_G} = 1,508 , \\ k_L &= \begin{cases} 0,126 & \text{(A)} \\ 0,200 & \text{(B)} \\ 0,126 \cdot 0,85 = 0,107 & \text{(C)} \\ 0,200 \cdot 0,85 = 0,170 & \text{(D)} \end{cases} , & k_{f,L} &= \frac{1}{k_L} = \begin{cases} 7,937 & \text{(A)} \\ 5,000 & \text{(B)} \\ 9,346 & \text{(C)} \\ 5,882 & \text{(D)} \end{cases} ,\end{aligned}$$

- (A) gdy analizuje się strefę rozciąganą łącznika, obciążenia krótkotrwałe,
- (B) gdy analizuje się strefę ściskaną łącznika, obciążenia krótkotrwałe,
- (C) gdy analizuje się strefę rozciąganą łącznika, obciążenia długotrwałe,
- (D) gdy analizuje się strefę ściskaną łącznika, obciążenia długotrwałe.

- w stanie granicznym zmęczenia, wzory (6.10) i (6.11):

$$\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_L + \Delta\sigma_G \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} ,\tag{ 6.10 }$$

$$\Delta\sigma_L = \frac{1}{k_{L,1}} \cdot \left(\frac{\Delta V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} \right) ,\tag{ 6.11 }$$

$$\Delta\sigma_G = \frac{1}{k_{G,1}} \cdot \left(\frac{\Delta M \cdot z}{I_y} + \frac{\Delta N}{F} \right).$$

Współczynniki koncentracji należy przyjmować, jak poniżej:

$$k_{G,1} = 0,663 ,$$

$$k_{f,G,1} = \frac{1}{k_{G,1}} = 1,508 ,$$

$$k_{L,1} = \begin{cases} 0,155 & \text{(A)} \\ 0,200 & \text{(B)} \end{cases} ,$$

$$k_{f,L,1} = \frac{1}{k_{L,1}} = \begin{cases} 6,452 & \text{(A)} \\ 5,000 & \text{(B)} \end{cases} ,$$

(A) gdy analizuje się strefę rozciąganą łącznika,

(B) gdy analizuje się strefę ściskaną łącznika.

Zaleca się przyjmować kategorię zmęczeniową $\Delta\sigma_c$ równą 125 MPa oraz współczynnik częściowy dla wytrzymałości zmęczeniowej zgodny z [77] zależny od przyjętej metody oceny żywotności zmęczeniowej i konsekwencji zniszczenia.

7 NOŚNOŚĆ GRANICZNA ŁĄCZNIKA

Celem prowadzonych analiz jest określenie nośności łącznika typu MCL w SGN uwzględniając uplastycznienie materiału łącznika. Zaprezentowano podejście empiryczne oraz numeryczne.

7.1 Podejście empiryczne

Nośność graniczną łącznika określono empirycznie na podstawie wyników przeprowadzonych prób ścinanych POST opisanych w rozdziale 4.1. Analizę tych wyników wykonano w oparciu o [74], przyjmując następującą procedurę:

- określenie maksymalnej siły przenoszonej przez każdą próbę danej serii,

- określenie charakterystycznej nośności łącznika P_{Rk} , jako minimalne obciążenie niszczące, podzielone przez liczbę łączników, zmniejszone o 10 %,
- określenie nośności obliczeniowej P_{Rd} ze wzoru (7.1):

$$P_{Rd} = \frac{f_y}{f_{yt}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} , \quad (7.1)$$

gdzie:

f_y	gwarantowana granica plastyczności materiału łącznika,
f_{yt}	rzeczywista granica plastyczności materiału łącznika,
γ_V	częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla zespolenia (np. 1,25),

- porównanie otrzymanej nośności obliczeniowej ze wzorem empirycznym (7.2), uwzględniając jednocześnie różnice w otrzymanych wartościach P_{Rd} dla różnych grubości blach łączników:

$$P_{Rd} = \frac{A_{ULT} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_V} , \quad (7.2)$$

gdzie dodatkowo:

e_x	rozstaw łączników,
t_w	grubość blachy, z której wycięty jest łącznik,
A_{ULT}	współczynnik kształtu łącznika.

- określenie współczynnika kształtu A_{ULT} dla łącznika MCL.

Dodatkowo sprawdzono, czy łączniki mogą być traktowane jako ciągliwe. Warunkiem jest uzyskanie charakterystycznej zdolności od poślizgu δ_{uk} wynoszącej min. 6 mm. Określa się ją jako zmniejszony o 10 % poślizg odpowiadający sile P_{Rk} .

Ewaluacja prób typu POST serii A – F przedstawiona jest w tabelach poniżej. Rzeczywistą granicę plastyczności stali łączników, niezbędną do określenia P_{Rd} , wyznaczono w badaniu rozciągania stali, patrz rozdział 4.1.1.

Symbol	P_{max}	$P_{max,1}$	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_u	δ_{uk}	$upl_{1,góra}$	$upl_{2,dół}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PO. A 1/3	3653,5	608,9			36,9		9,6	9,6
A 2/3	3523,9	587,3	501,1	343,5	37,8	33,2	9,3	8,0
A 3/3	3340,8	556,8			23,9*		9,0	4,6

* próba została przerwana wkrótce po osiągnięciu maksymalnej siły w celu inspekcji łączników stalowych po rozcięciu elementu

Symbol	P_{max}	$P_{max,1}$	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_u	δ_{uk}	$upl_{1,góra}$	$upl_{2,dół}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PO. B 1/3	3869,4	644,9			36,2		9,3	9,2
B 2/3	3809,8	635,0	571,5	408,4	41,4	32,6	9,4	9,6
B 3/3	4089,3	681,6			18,4*		17,7	5,1

* próba została przerwana wkrótce po osiągnięciu maksymalnej siły w celu inspekcji łączników stalowych po rozcięciu elementu

Symbol	P_{max}	$P_{max,1}$	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_u	δ_{uk}	$upl_{1,góra}$	$upl_{2,dół}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PO. C 1/3	4579,9	763,3			9,3		9,5	4,6
C 2/3	4563,8	760,6	684,6	489,7	8,7	6,9	9,5	4,9
C 3/3	4606,4	767,7			7,7		9,6	4,6

Symbol	P_{max}	$P_{max,1}$	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_u	δ_{uk}	$upl_{1,góra}$	$upl_{2,dół}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PO. D 1/3	3014,9	753,7			14,2*		9,3	2,8
D 2/3	2908,0	727,0	628,6	449,3	14,8*	26,9	9,4	2,9
D 3/3	2793,9	698,5			29,9		9,5	6,5

* próba została przerwana wkrótce po osiągnięciu maksymalnej siły w celu inspekcji łączników stalowych po rozcięciu elementu

Symbol	P_{max}	$P_{max,1}$	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_u	δ_{uk}	$upl_{1,góra}$	$upl_{2,dół}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PO. E 1/3	6014,8	751,9			> 13,2*		9,0	2,6
E 2/3	5997,0	749,6	674,7	482,1	> 9,9*	> 7,2	6,3	2,3
E 3/3	6014,8	751,9			> 8,0*		6,5	2,5

* po osiągnięciu siły 6 MN, siła ta była utrzymywana, aby udowodnić wystarczającą ciągliwość połączenia

Symbol	P_{max}	$P_{max,1}$	P_{Rk}	P_{Rd}	δ_u	δ_{uk}	$upl_{1,góra}$	$upl_{2,dół}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PO. F 1/3	6004,6	750,6			> 9,2*		5,7	1,9
F 2/3	6057,2	757,1	675,5	482,8	> 9,7*	> 8,3	5,8	1,9
F 3/3	6018,1	752,3			> 9,6*		7,1	2,5

* po osiągnięciu siły 6 MN, siła ta była utrzymywana, aby udowodnić wystarczającą ciągliwość połączenia

Tab. 7.1 Określenie nośności i ciągliwości łączników na podstawie prób typu POST zgodnie z EC4 [74]

Wszystkie próby wykazały wystarczającą ciągliwość ($\delta_{uk} > 6$ mm). W elementach serii A o wyczerpaniu nośności połączenia decydowała część stalowa (utrzymywanie siły maksymal-

nej przy bardzo dużych poślizgach), w serii B obserwowano mieszany schemat zniszczenia ze względu na stal i beton (po osiągnięciu siły maksymalnej siła przenoszona przez element nieznacznie spadała, co świadczy o wyczerpaniu nośności również części betonowej, ale utrzymana jest duża ciągliwość połączenia), w serii C o zniszczeniu elementu decydował beton (wyraźny spadek siły po osiągnięciu siły maksymalnej oraz znacząco mniejsza ciągliwość połączenia niż w badaniach serii A i B). Dla serii E i F nie odnotowano spadku nośności granicznej łącznika w odniesieniu do serii D, a więc nie potwierdzono założenia o niekorzystnym wpływie sąsiednich listew zespalających na ich nośność, jak to zostało wskazane m.in. w [37]. W celu określenia nośności granicznej części stalowej analizowano wyłączenie próby ścinane serii A (zniszczenie wyłącznie ze względu na stal) i B (zniszczenie stali i / lub betonu).

Porównano nośności graniczne elementów serii A i B w odniesieniu do grubości łącznika oraz granicy plastyczności stali (7.3):

$$\frac{P_{Rd,B}}{P_{Rd,A}} = \frac{408,4}{343,5} = 1,189 < \frac{t_{w,B}}{t_{w,A}} \cdot \frac{f_{y,B}}{f_{y,A}} = \frac{20}{15} \cdot \frac{397,4}{414,3} = 1,279 , \quad (7.3)$$

$$\frac{1,279}{1,189} = 1,076 \approx 1,1 .$$

Przyrost wytrzymałości połączenia w zależności od grubości łącznika (15 i 20 mm) przy uwzględnieniu różnic w rzeczywistych granicach plastyczności stali, z której są wykonane łączniki, wynosi 1,189, podczas gdy analizując wyłącznie stosunek grubości łączników i granicy plastyczności stali, powinien wynosić 1,279, a więc prawie 10 % więcej (jest to związane z wpływem zniszczenia części betonowej na zachowanie się części stalowej). Przyjęto zatem w dalszych obliczeniach współczynnik bezpieczeństwa 0,9. Dodatkowo, aby procedura określania nośności łącznika stalowego w ULS, była zgodna z [74] przyjęto współczynnik 0,9 obniżający charakterystyczną nośność połączenia, odnosząc się do serii A. Otrzymano zatem:

$$A_{ULT,test} = \frac{P_{max,test}}{e_x \cdot t_w \cdot f_{yt}} = \frac{556,8}{0,25 \cdot 0,015 \cdot 414300} = 0,358 , \quad (7.4)$$

$$A_{ULT,Rk} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot A_{ULT,test} = 0,81 \cdot 0,358 = 0,290 . \quad (7.5)$$

W stanie granicznym nośności ULS siła rozwarstwiająca przypadająca na jeden łącznik nie powinna przekraczać granicznej nośności obliczeniowej łącznika stalowego, szacowanej na podstawie wzoru (7.6):

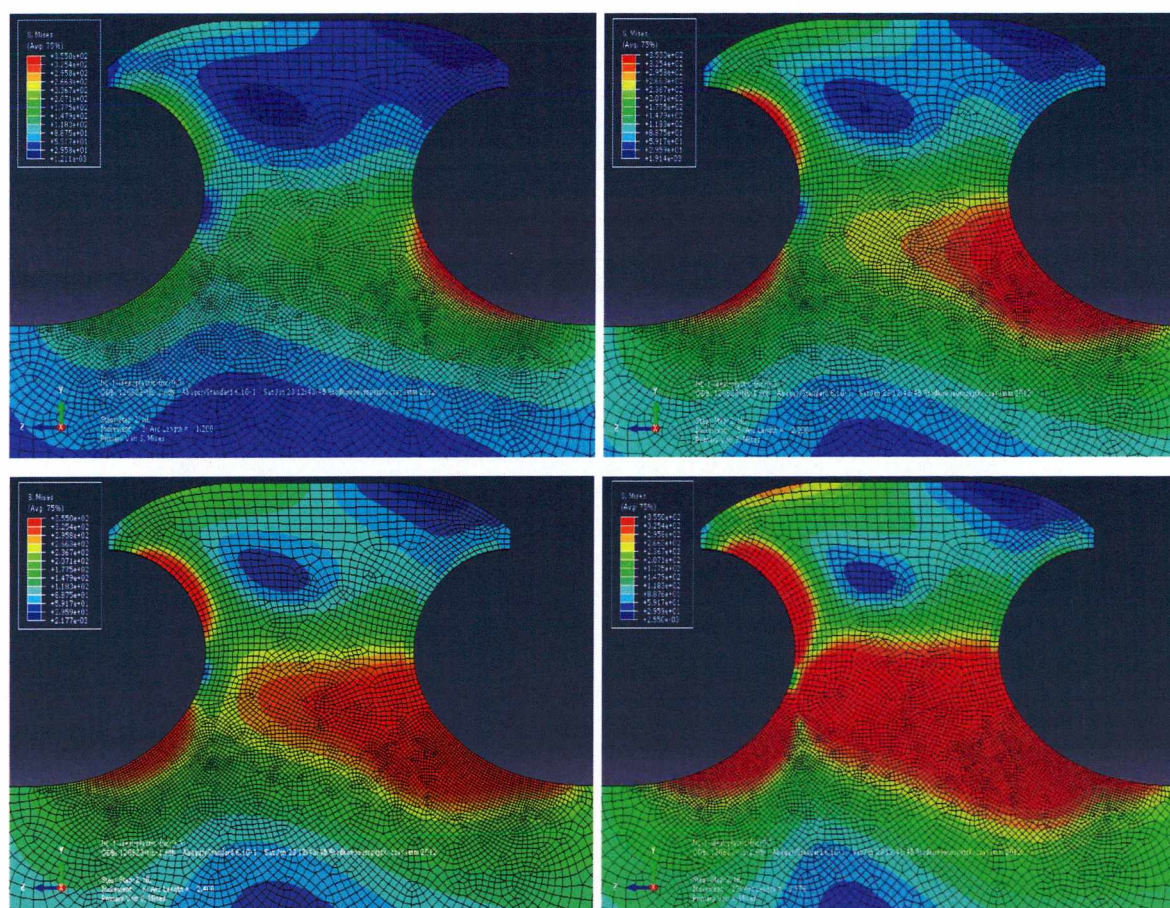
$$P_{Rd} = \frac{A_{ULT} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_V}, \quad (7.6)$$

$$A_{ULT} = 0,290 .$$

Zauważa się, że $A_{ULT} / k_L = 0,29 / 0,126 = 2,30 > 2,0$. Nośność graniczna łącznika jest ponad dwukrotnie większa niż jego nośność sprężysta.

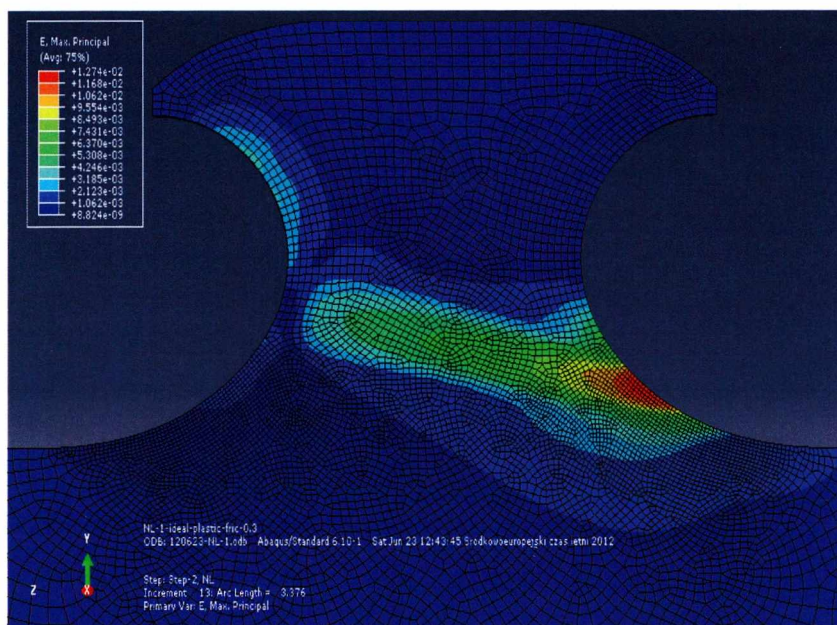
7.2 Analiza za pomocą MES

Przeanalizowano zachowanie się łącznika stalowego przy jego podłużnym ścinaniu w zakresie pozasprężystym. W stanie granicznym nośności ULS materiał łącznika może być całkowicie uplastyczniony. Założono, że materiał jest sprężysto – idealnie plastyczny bez wzmocnienia po osiągnięciu granicy plastyczności, analizowano model B1. Zgodnie z [78] wprowadzono ograniczenie głównych odkształceń rozciągających do 5 %. Sprawdzono, czy łącznik może przenieść siłę około 2 razy większą niż powodującą pierwsze uplastycznienie w dowolnym punkcie łącznika. Otrzymana w ULS siła ścinająca łącznik nigdy nie będzie większa niż dwukrotność siły mogącej działać na łącznik w SLS, nawet przy założeniu, że w SLS dopuszcza się częściowe uplastycznienie nie większe niż $1,3 f_y$ [66], wówczas bowiem mamy $1,3 \cdot 1,5 = 1,95 \approx 2,0$, gdzie 1,5 jest częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa dla obciążeń działających na konstrukcję. Poniżej na Rys. 7.1 przedstawiono mapy naprężeń zredukowanych w łączniku dla siły F1 odpowiadającej za osiągnięcie granicy plastyczności w pierwszym punkcie łącznika oraz dla sił wynoszących kolejno 1,575 F1, 1,774 F1 oraz 2,014 F1. Dalsze zwiększanie siły w modelu jest niemożliwe (sterowanie siłą, tzw. *force control*) ze względu na brak uzyskania zbieżności rozwiązania, widać, że cały przekrój poprzeczny łącznika jest uplastyczniony. Możliwym jest oczywiście podejście z wymuszonym przemieszczeniem, przedstawione w dalszej części.

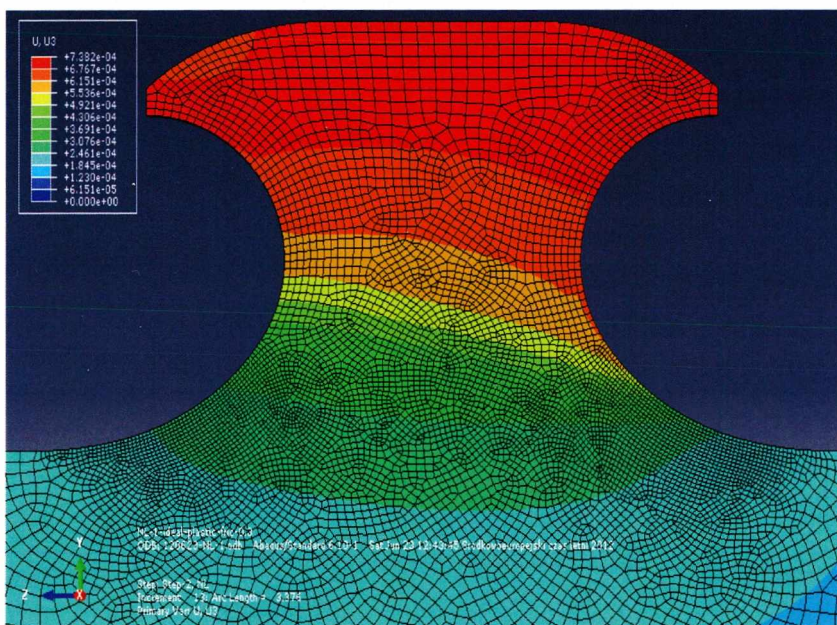


Rys. 7.1 Mapy naprężeń zredukowanych w łączniku, kolejno dla sił F_1 ; $1,575 F_1$; $1,774 F_1$; $2,014 F_1$

Powyższe podejście udowadnia, że nośność graniczna łącznika warunkowana osiągnięciem przez naprężenia zredukowane wartości granicy plastyczności w dowolnym (niekoniecznie będącym płaszczyzną) przekroju łącznika, osiągnięta będzie przy sile wynoszącej $2,014 F_1$, co stanowi ponad dwukrotną wartość siły powodującej osiągnięcie granicy plastyczności w krytycznym punkcie łącznika, zgodnie z rozdz. 6. Mapa głównych odkształceń rozciągających przedstawiona jest na Rys. 7.2, natomiast mapa przemieszczeń punktów łącznika na Rys. 7.3.



Rys. 7.2 Mapa głównych odkształceń rozciągających przy sile 2,014 F1

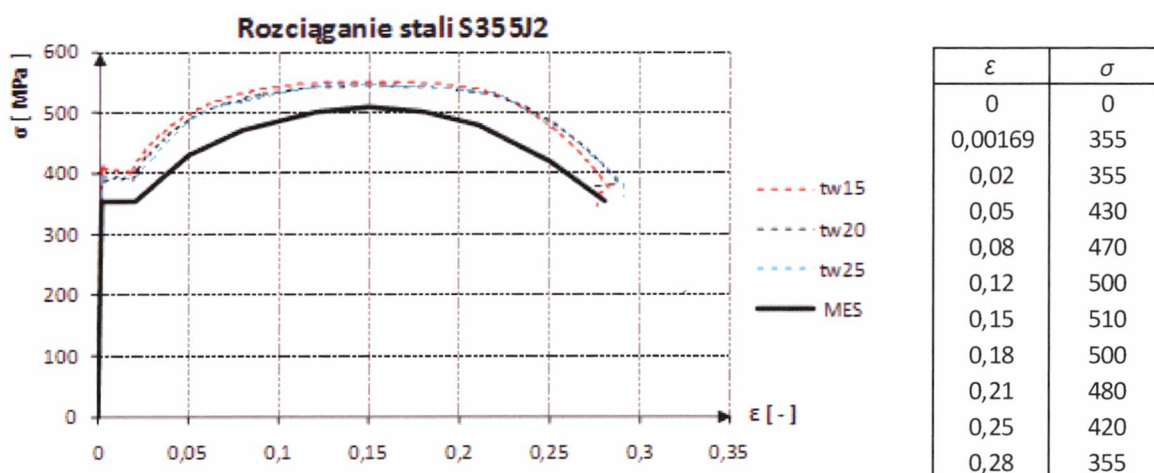


Rys. 7.3 Mapa przemieszczeń poziomych punktów łącznika przy sile 2,014 F1

Maksymalne odkształcenie rozciągające w łączniku wynosi 1,27 %, a zatem spełnione jest wymaganie ograniczenia odkształceń głównych do 5 %. Osiągnięcie nośności granicznej łącznika ma miejsce przy poślizgu wynoszącym 0,74 mm. Współczynnik A_{ULT} wyznaczony empirycznie w rozdziale 7.1 wynosi 0,290. Wyznaczony na podstawie powyższej analizy numerycznej wynosiłby $0,126 \cdot 2,014 \cdot 0,9 = 0,228$, gdzie 0,126 jest współczynnikiem k_L wg

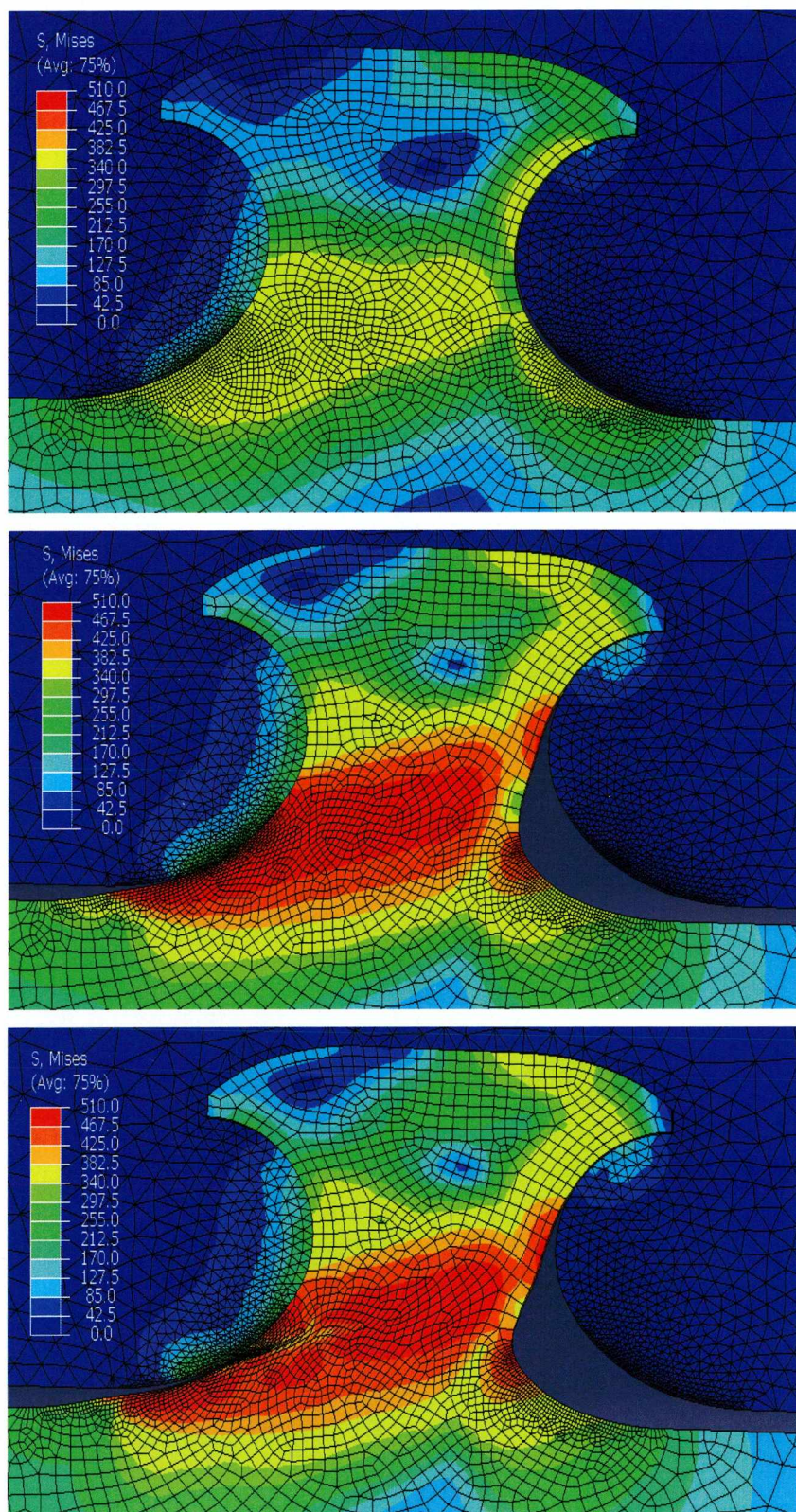
rozdziału 6, współczynnik 2,014 jest maksymalnym mnożnikiem dla siły powodującej uplastycznienie w pierwszym punkcie łącznika, a 0,9 jest współczynnikiem bezpieczeństwa zgodnie z [74]. Większa wartość współczynnika uzyskana z analizy empirycznej wynika z rzeczywistej charakterystyki $\sigma - \varepsilon$ stali.

Dodatkowo wykonano analizę wprowadzając izotropowe wzmocnienie plastyczne stali i stosując wymuszenie przemieszczeń (tzw. *displacement control*), zamiast sterowania siłą. Przyjęto charakterystykę $\sigma - \varepsilon$ stali zbliżoną do rzeczywistej, przyjmując jako granicę plastyczności 355 MPa, a wytrzymałość na rozciąganie 510 MPa, jak dla stali S355J2 wg [79]. Odształcenia w charakterystycznych punktach określono na podstawie badań opisanych w rozdziale 4.1.1. Przebieg krzywej $\sigma - \varepsilon$ oraz charakterystyczne wartości przyjęte do obliczeń MES przedstawiono na Rys. 7.4. Takie podejście jest wystarczająco dokładne w kontekście prowadzonych analiz i jest na korzyść bezpieczeństwa, nie wprowadzono już krzywej *true stress – true strain*, czyli rzeczywistego wzmocnienia stali z uwzględnieniem przewężenia rozciąganego przekroju poprzecznego elementu.



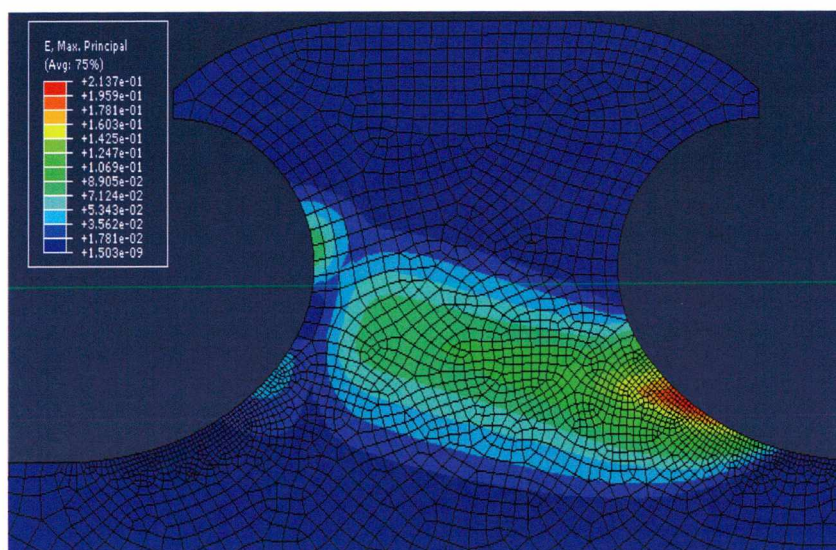
Rys. 7.4 Rozciąganie stali S355J2 – krzywe $\sigma - \varepsilon$ rzeczywiste i krzywa przyjęta do obliczeń MES

Ze względu na uzyskanie dużych wartości poślizgów przyjęto definicję kontaktu *finite sliding formulation*. Przemieszczenie wymuszono w punkcie BC4 (Rys. 5.2). Poniżej przedstawiono mapy naprężeń zredukowanych z widocznymi deformacjami łącznika i poślizgami między stalą i betonem kolejno dla sił 1,963 F1 (pełne uplastycznienie łącznika), 2,727 F1 (nośność maksymalna) oraz 2,604 F1 (maksymalny poślizg, dla którego kontynuowano obliczenia).



Rys. 7.5 Mapy naprężeń zredukowanych w łączniku oraz wizualizacja przemieszczeń stal - beton dla siły 1,963 F1; 2,727 F1 oraz 2,604 F1. Skala deformacji 3,0

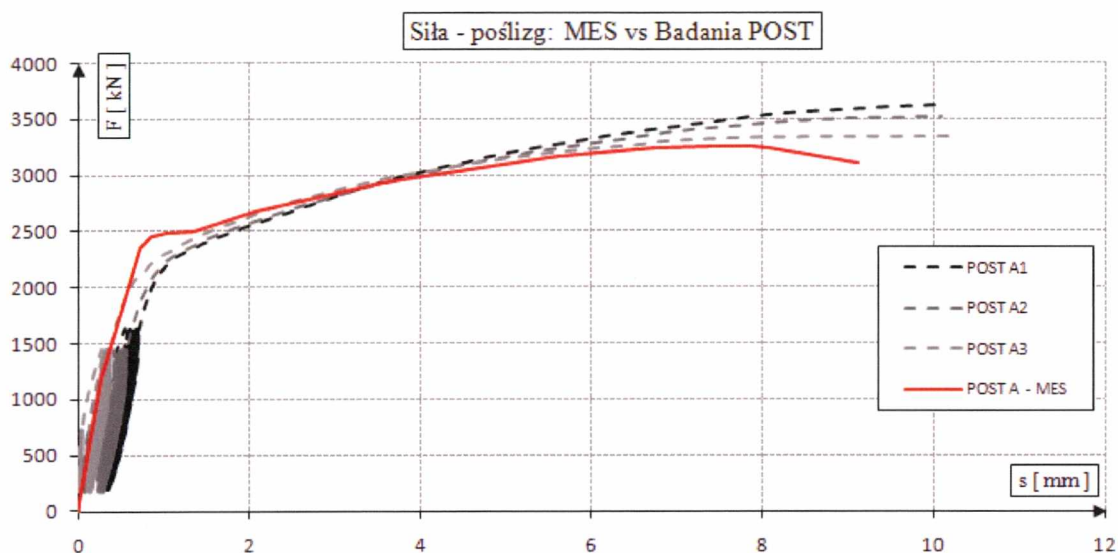
Przy osiągnięciu pełnego uplastycznienia w łączniku poślizg między stalą i betonem wynosi 0,74 mm, natomiast dla nośności granicznej 7,52 mm. Analizę po osiągnięciu nośności granicznej kontynuowano do osiągnięcia poślizgu 9,12 mm. Przy osiągnięciu nośności granicznej łącznika maksymalne odkształcenia wynosiły 21,4 % (Rys. 7.6), a zatem przekraczały już odkształcenia, dla których stal osiąga wytrzymałość na rozciąganie. Istotne jest, że dla poślizgów umożliwiających łącznikowi osiągnięcie nośności granicznej, tylna górna część łącznika cały czas pozostaje utwardzona w betonie. Łącznik stalowy nie wysuwa się z otaczającego go betonu, a odcinek, na którym stal dociska do betonu, w miarę uplastyczniania łącznika nieznacznie się zwiększa (o ok. 10 %, patrz również wykresy na Rys. 8.1 i Rys. 8.2).



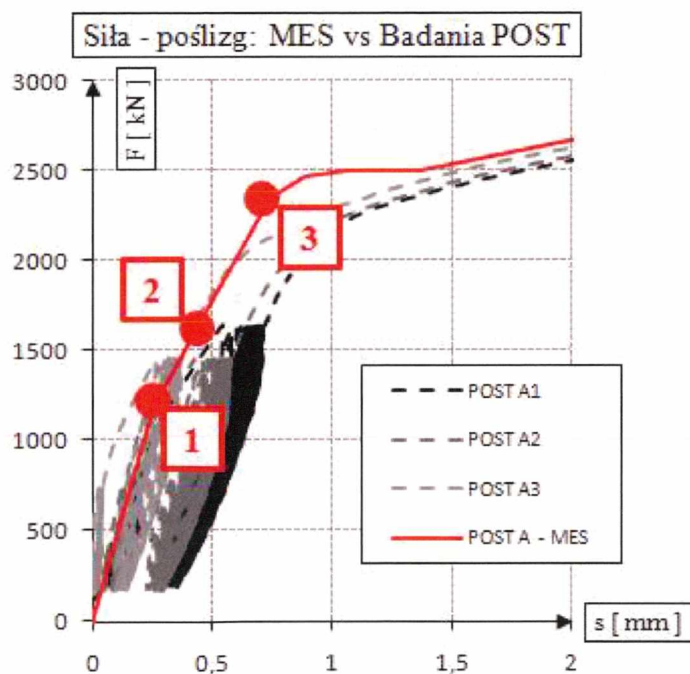
Rys. 7.6 Mapa odkształceń głównych rozciągających dla stanu osiągnięcia przez łącznik nośności granicznej (2,727 F1)

Porównano przebiegi krzywych siła – poślizg dla przeprowadzonej analizy MES i przebadanych prób ścinanych POST serii A, w których o zniszczeniu elementu decydowało kryterium zniszczenia stali. Aby możliwym było bezpośrednie porównanie wartości sił otrzymanych w modelu MES przemnożono współczynnikiem dostosowawczym uwzględniającym stosunek rzeczywistej granicy plastyczności stali (414,3 MPa) do stali przyjętej w modelu (355 MPa) oraz rzeczywistej grubości środnika elementu (15 mm) do grubości środnika przyjętej w modelu MES (5,1 mm). Krzywe z badań i modelu MES przedstawiono na Rys. 7.7. Maksymalna siła określona w modelu MES wyniosła 3257,4 kN, a siła miarodajna do określania nośności granicznej uzyskana w badaniach to 3340,8 kN. Tendencja jest prawidłowa, a uwzględnienie

w modelu MES krzywej $\sigma - \varepsilon$ stali nie bezpośrednio uzyskanej z badań, a rzeczywistej ze wzmocnieniem stali po przewężeniu, pozwoliłoby na jeszcze większą zbieżność wyników.



Rys. 7.7 Porównanie krzywych siła – poślizg dla POST A uzyskanych z badań i analizy MES



Rys. 7.8 Fragment krzywej $F - s$ z Rys. 7.7.

1 – osiągnięcie granicy plastyczności w krytycznym punkcie na krawędzi łącznika,

2 – osiągnięcie siły o wartości 1,3 F_1 [66],

3 – pełne uplastycznienie łącznika

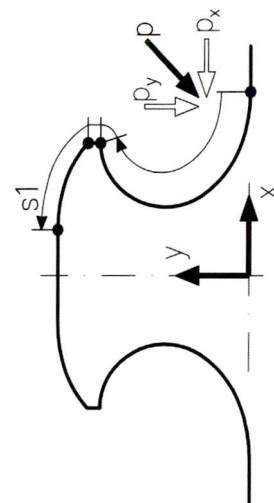
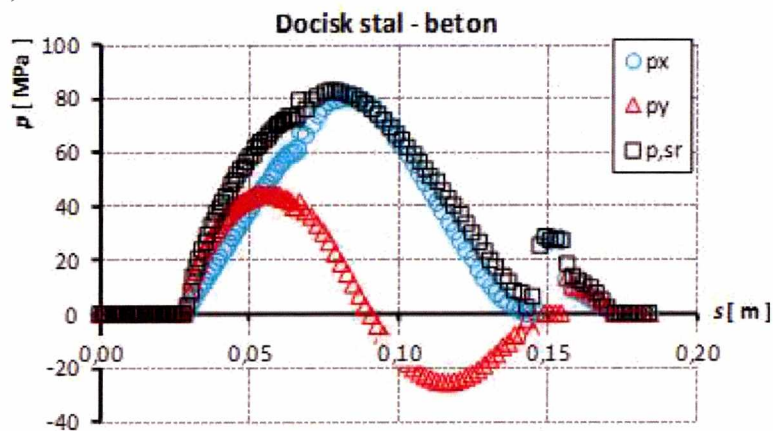
Współczynnik A_{ULT} wyznaczony na podstawie nieliniowej analizy numerycznej z charakterystyką $\sigma - \varepsilon$ uwzględniającą wzmocnienie stali wynosi $0,126 \cdot 2,727 \cdot 0,9 = 0,309$, a uzyskany z badań dla elementów POST A wynosi $0,290 / 0,9 = 0,322$ (współczynnik 0,9 wprowadzono wcześniej ze względu na mniejszą nośność elementów POST B, nie należy go stosować do bezpośredniego porównania uzyskanych wyników). Zbieżność wyników wynosi 95,9 %. Przeprowadzając na modelu B1 analizę nieliniową MES z nieliniową charakterystyką dla stali można wiernie określić nośność graniczną oraz sprawdzić ciągłość łączników rozważanego typu.

8 MODEL PRACY ŁĄCZNIKA

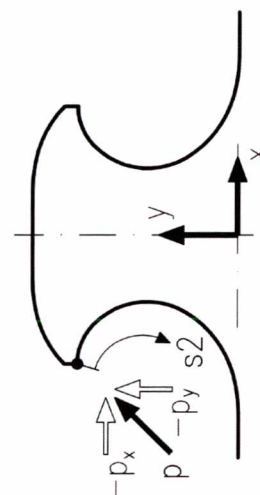
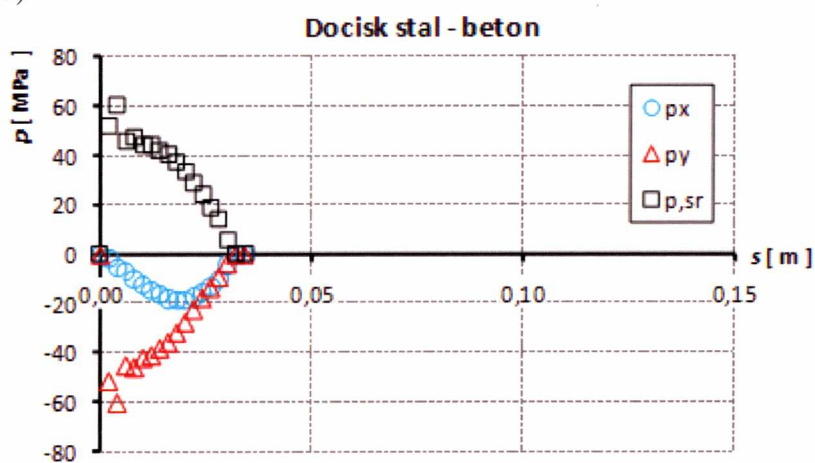
Na podstawie analiz numerycznych zaproponowano model pracy łącznika w stanie sprężystym oraz przy jego pełnym uplastycznieniu. Zaproponowany do tej pory schemat przekazywania siły ścinania podłużnego z betonu na łącznik stalowy (przede wszystkim 2.5 i Rys. 2.20) nie odzwierciedla rzeczywistej jego pracy, pomija bowiem utwierdzenie górnej części łącznika w betonie. Wyznaczono rozkład docisku na styku stal – beton wykorzystując do tego celu model B1 opisany w 5.3. Przyjęto założenie o małych poślizgach (*small sliding formulation*) w zagadnieniu kontaktowym, współczynnik tarcia między stalą i betonem $\mu = 0,0$ (porównując jednocześnie otrzymane wyniki z sytuacją, w której współczynnik tarcia przyjęto jako 0,3), moduł sprężystości podłużnej stali 210 GPa, betonu 37 GPa, a dla analizy w stanie granicznym sprężysto – idealnie plastyczny model stali.

Wyniki w postaci wykresów rozkładu docisku betonu do stali p oraz składowych poziomych p_x i pionowych p_y przedstawiono na Rys. 8.1, dla analizy w fazie sprężystej, oraz na Rys. 8.2, dla fazy pełnego uplastycznienia łącznika (osiągnięcie nośności granicznej ze względu na stal).

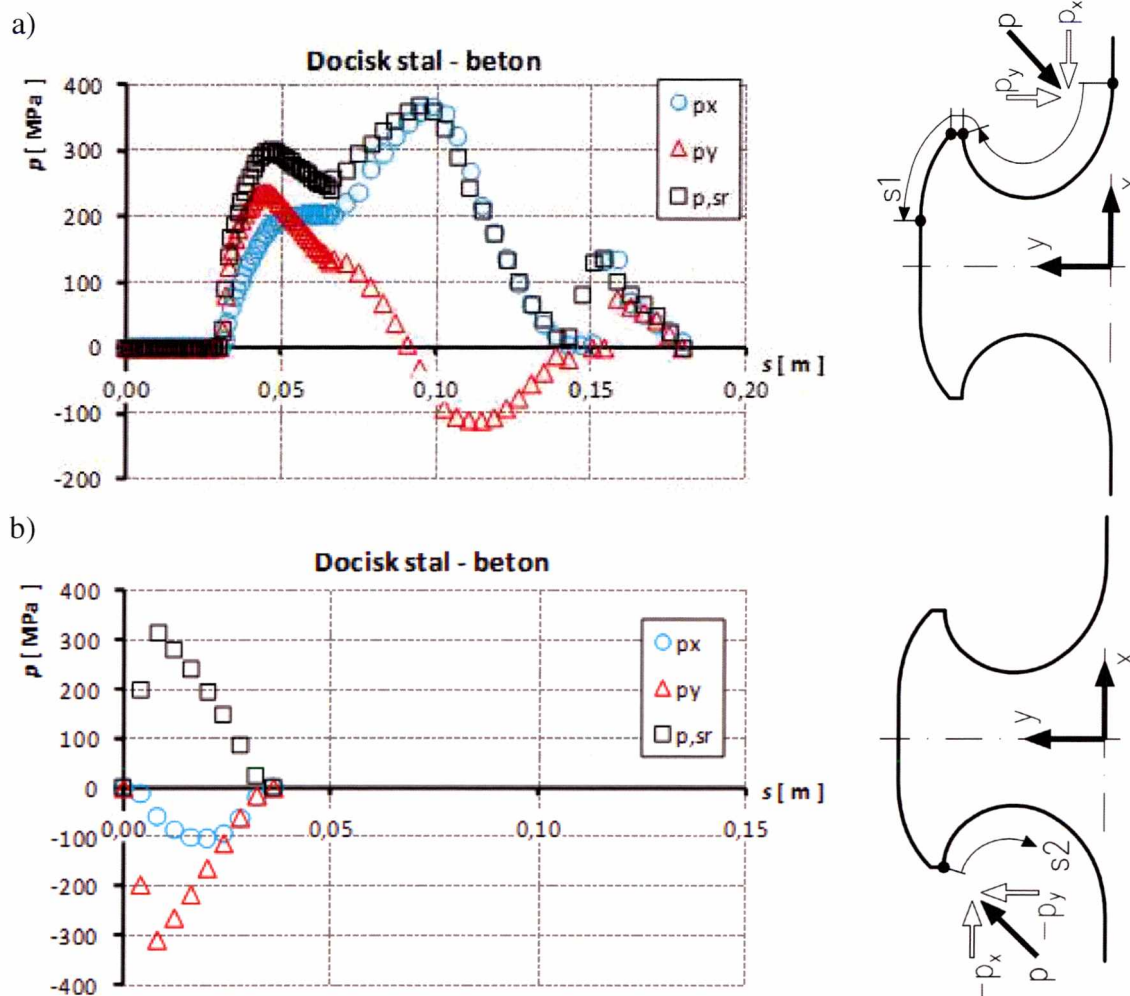
a)



b)

Rys. 8.1 Rozkład docisku na styku stal – beton w fazie sprężystej, $\mu = 0,0$

a) docisk od strony działania siły rozwarstwiającej, b) docisk od strony przeciwnej



Rys. 8.2 Rozkład docisku na styku stal – beton w fazie pełnego uplastycznienia łącznika, $\mu = 0,0$

a) docisk od strony działania siły rozwarstwiającej, b) docisk od strony przeciwnej

Wartości składowe poziome i pionowe docisku w poszczególnych węzłach scałkowano (zsumowano), co umożliwia określenie wektorów sił. Ponadto określono położenie wypadkowej P_x i P_y poszczególnych składowych docisku – określono wysokość zaczepienia składowych poziomych (współrzędna y) oraz odległość zaczepienia składowych pionowych (współrzędna x). Na tej podstawie obliczono momenty działania wypadkowych P_x i P_y względem środka podstawy łącznika, a następnie mimośród e_p i kąt α nachylenia całkowitej wypadkowej docisku P dla każdej strony łącznika. Wartości sił odniesiono do zamodelowanej siły rozwarstwiającej o wartości F . Opisaną procedurę przedstawiają równania (8.1) do (8.5) dla fazy sprężystej i przedniej powierzchni łącznika:

$$P_{x1} = \int_{s1} p_{x1} ds_1 = 1,070 \cdot F ,$$

$$y_{Px1} = \frac{\int_{s1} (p_{x1,i} \cdot y_i) ds_1}{\int_{s1} p_{x1} ds_1} = 0,0483 \text{ m} , \quad (8.1)$$

$$P_{y1} = \int_{s1} p_{y1} ds_1 = 0,207 \cdot F ,$$

$$x_{Py1} = \frac{\int_{s1} (p_{y1,i} \cdot x_i) ds_1}{\int_{s1} p_{y1} ds_1} = 0,0131 \text{ m} , \quad (8.2)$$

$$\alpha_1 = \arctan \frac{P_{y1}}{P_{x1}} = \arctan \left(\frac{0,207 \cdot F}{1,070 \cdot F} \right) = 10,9^\circ , \quad (8.3)$$

$$P_1 = \sqrt{P_{x1}^2 + P_{y1}^2} = 1,090 \cdot F , \quad (8.4)$$

$$M_1 = P_{x1} \cdot y_{Px1} + P_{y1} \cdot x_{Py1} = P_1 \cdot e_1 \quad \rightarrow \quad e_1 = 0,0450 \text{ m} . \quad (8.5)$$

Dla powierzchni tylnej łącznika otrzymamy analogicznie (8.6) - (8.10):

$$P_{x2} = \int_{s2} p_{x2} ds_2 = -0,076 \cdot F ,$$

$$y_{Px2} = \frac{\int_{s2} (p_{x2,i} \cdot y_i) ds_2}{\int_{s2} p_{x2} ds_2} = 0,0844 \text{ m} , \quad (8.6)$$

$$P_{y2} = \int_{s2} p_{y2} ds_2 = -0,201 \cdot F ,$$

$$x_{Py2} = \frac{\int_{s2} (p_{y2,i} \cdot x_i) ds_2}{\int_{s2} p_{y2} ds_2} = -0,0605 \text{ m} , \quad (8.7)$$

$$\alpha_2 = \arctan \frac{P_{x2}}{P_{y2}} = \arctan \left(\frac{-0,076 \cdot F}{-0,201 \cdot F} \right) = 20,9^\circ , \quad (8.8)$$

$$P_2 = \sqrt{P_{x2}^2 + P_{y2}^2} = 0,215 \cdot F , \quad (8.9)$$

$$M_2 = P_{x2} \cdot y_{Px2} + P_{y2} \cdot x_{Py2} = P_2 \cdot e_2 \quad \rightarrow \quad e_2 = 0,0866 \text{ m} . \quad (8.10)$$

Sumarycznie siły (8.11) - (8.13) działające na łącznik w poziomie jego podstawy wynoszą:

$$P_x = P_{x1} + P_{x2} = 1,070 \cdot F - 0,076 \cdot F = 0,994 \cdot F \approx F , \quad (8.11)$$

$$P_y = P_{y1} + P_{y2} = 0,207 \cdot F - 0,201 \cdot F = 0,006 \cdot F \approx 0 , \quad (8.12)$$

$$M = P_1 \cdot e_1 - P_2 \cdot e_2 = 0,0304 \cdot F \text{ m} . \quad (8.13)$$

Przeprowadzając analogiczną analizę dla fazy pełnego uplastycznienia łącznika stalowego otrzymujemy (8.14) - (8.21):

$$P_{x1} = 1,097 \cdot F , \quad P_{x2} = -0,102 \cdot F , \quad (8.14)$$

$$y_{Px1} = 0,0523 \text{ m} , \quad y_{Px2} = 0,0833 \text{ m} ,$$

$$P_{y1} = 0,260 \cdot F , \quad P_{y2} = -0,254 \cdot F , \quad (8.15)$$

$$x_{Py1} = 0,0304 \text{ m} , \quad x_{Py2} = -0,0605 \text{ m} ,$$

$$\alpha_1 = 13,3^\circ , \quad \alpha_2 = 21,9^\circ , \quad (8.16)$$

$$P_1 = 1,128 \cdot F , \quad P_2 = 0,274 \cdot F , \quad (8.17)$$

$$e_1 = 0,0439 \text{ m} , \quad e_2 = 0,0872 \text{ m} , \quad (8.18)$$

$$P_x = P_{x1} + P_{x2} = 1,097 \cdot F - 0,102 \cdot F = 0,995 \cdot F \approx F , \quad (8.19)$$

$$P_y = P_{y1} + P_{y2} = 0,260 \cdot F - 0,254 \cdot F = 0,006 \cdot F \approx 0 , \quad (8.20)$$

$$M = P_1 \cdot e_1 - P_2 \cdot e_2 = 0,0256 \cdot F \text{ m} . \quad (8.21)$$

Układ sił działających na łącznik po przekroczeniu jego nośności sprężystej zmienia się bardzo nieznacznie powodując korzystniejsze warunki pracy łącznika, tj. mniejszy o ok. 15 % mimośród wypadkowej siły ścinającej. Dla współczynnika tarcia wynoszącego 0,3 przeprowadzona analiza daje wyniki przedstawione w (8.22) do (8.29) dla fazy sprężystej oraz w (8.30) - (8.37) dla fazy pełnego uplastycznienia. Oprócz docisku stali do betonu w poszczególnych składowych sił uwzględniono dodatkowo siły styczne do powierzchni czołowej łącznika spowodowane tarcie przesuwających się względem siebie powierzchni.

$$P_{x1} = 1,015 \cdot F , \quad P_{x2} = -0,021 \cdot F , \quad (8.22)$$

$$P_{y1} = 0,170 \cdot F , \quad P_{y2} = -0,161 \cdot F , \quad (8.23)$$

$$\alpha_1 = 9,5^\circ , \quad \alpha_2 = 7,5^\circ , \quad (8.24)$$

$$P_1 = 1,030 \cdot F , \quad P_2 = 0,163 \cdot F , \quad (8.25)$$

$$e_1 = 0,0285 \text{ m} , \quad e_2 = 0,0701 \text{ m} , \quad (8.26)$$

$$P_x = P_{x1} + P_{x2} = 1,015 \cdot F - 0,021 \cdot F = 0,994 \cdot F \approx F , \quad (8.27)$$

$$P_y = P_{y1} + P_{y2} = 0,170 \cdot F - 0,161 \cdot F = 0,009 \cdot F \approx 0 , \quad (8.28)$$

$$M = P_1 \cdot e_1 - P_2 \cdot e_2 = 0,0179 \cdot F \text{ m} . \quad (8.29)$$

Dla fazy uplastycznienia łącznika:

$$P_{x1} = 1,025 \cdot F , \quad P_{x2} = -0,028 \cdot F , \quad (8.30)$$

$$P_{y1} = 0,208 \cdot F , \quad P_{y2} = -0,198 \cdot F , \quad (8.31)$$

$$\alpha_1 = 11,5^\circ , \quad \alpha_2 = 8,0^\circ , \quad (8.32)$$

$$P_1 = 1,046 \cdot F , \quad P_2 = 0,200 \cdot F , \quad (8.33)$$

$$e_1 = 0,0290 \text{ m} , \quad e_2 = 0,0687 \text{ m} , \quad (8.34)$$

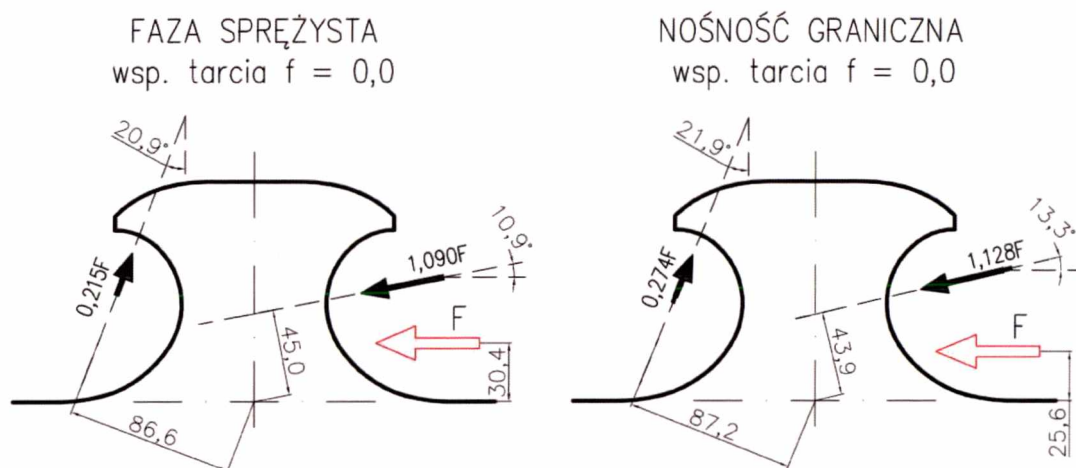
$$P_x = P_{x1} + P_{x2} = 1,025 \cdot F - 0,028 \cdot F = 0,997 \cdot F \approx F , \quad (8.35)$$

$$P_y = P_{y1} + P_{y2} = 0,208 \cdot F - 0,198 \cdot F = 0,010 \cdot F \approx 0 , \quad (8.36)$$

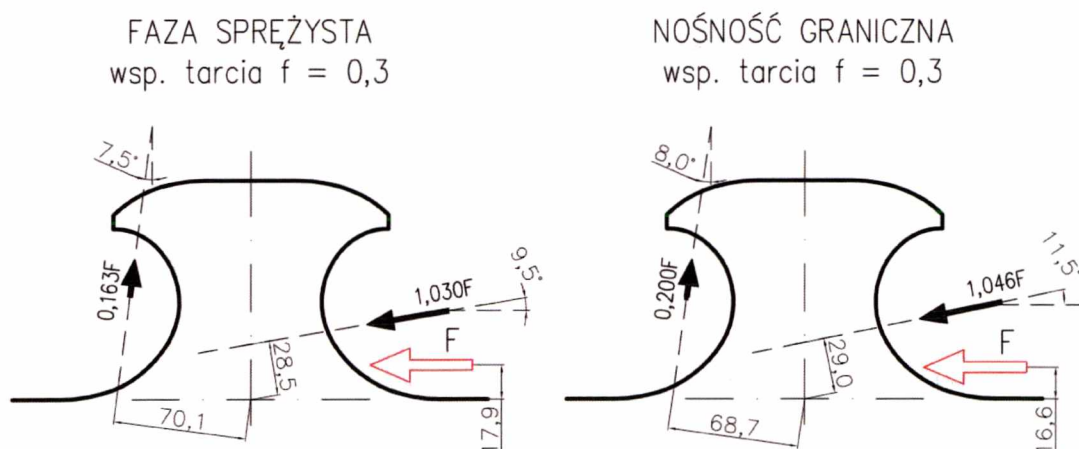
$$M = P_1 \cdot e_1 - P_2 \cdot e_2 = 0,0166 \cdot F \text{ m} . \quad (8.37)$$

Uwzględnienie tarcia powoduje pojawienie się znacznie korzystniejszych warunków pracy łącznika. Około 85 % siły poziomej przekazane jest przez docisk betonu do stali, pozostała część przez tarcie. Mimośród siły ścinającej obliczony względem środka łącznika w poziomie jego podstawy spada, i stanowi ok. 59 % mimośrodu otrzymanego przy braku tarcia dla fazy sprężystej oraz ok. 65 % dla fazy plastycznej.

Układ sił działających na łącznik przedstawiono na dwóch oddzielnych rysunkach poniżej. Rys. 8.3 obrazuje różnice w układzie sił dla pracy łącznika w fazie sprężystej i przy osiągnięciu nośności granicznej (rozumianej jako osiągnięcie naprężeń równych granicy plastyczności w całym przekroju łącznika) przy pominięciu tarcia między powierzchniami czołowymi łącznika stalowego i matrycy betonowej. Rys. 8.4 przedstawia analogiczną sytuację, gdy współczynnik tarcia wynosi 0,3. Wartości sił działających na przednią i tylną część łącznika odniesione są do całkowitej siły F ścinania podłużnego działającej na łącznik. W każdym przypadku suma składowych poziomych sił z przedniej i tylnej części łącznika daje wartość F , natomiast składowych pionowych wartość zero.



Rys. 8.3 Porównanie układu sił działających na łącznik w fazie sprężystej oraz przy pełnym uplastycznieniu łącznika przy pominięciu tarcia na powierzchni czołowej łącznika



Rys. 8.4 Porównanie układu sił działających na łącznik w fazie sprężystej oraz przy pełnym uplastycznieniu łącznika z uwzględnionym tarcem na powierzchni czołowej łącznika

Zaproponowany powyżej układ sił działających na łącznik jest odmienny aniżeli spotykany do tej pory w literaturze [37], w którym przyjmowało się działanie siły ścinającej poziomo na wysokości połowy łącznika. Przy przyjęciu współczynnika tarcia 0,3 wypadkowy mimośród siły ścinania podłużnego działającej na łącznik wynosi 17,9 mm dla SLS oraz 16,6 mm dla ULS. Wartość względna zaczepienia wypadkowej obliczana jako e / h wynosi dla SLS i ULS odpowiednio 0,156 oraz 0,144, czyli kilkukrotnie mniej niż zakładano do tej pory. Natomiast w pracy [41] Lorenc podał analogiczny stosunek e / h dla kształtu PZ w SLS, który wynosił 0,25. Bezpośrednie porównanie tych wartości $0,156 < 0,25$ jest kolejnym dowodem (po porównaniu współczynników karbów k_L i k_G), świadczącym o korzystniejszych warunkach pracy i większej nośności łącznika typu MCL, niż PZ. Analizując ULS zakwestionować można również układ sił działający na łącznik przedstawiony w [45], Rys. 2.30, gdyż tylna część łącznika cały czas pozostaje utwierdzona w betonie, co wykazano w rozdziale 7.2. Nie obserwuje się zatem znaczących różnic w pracy łącznika dla SLS oraz ULS, rozumianego zarówno jako osiągnięcie granicy plastyczności w dowolnym przekroju przez łącznik, jak i jako osiągnięcie jego nośności granicznej. Przedstawiana w [45] utrata utwierdzenia górnej części łącznika może być możliwa tylko w przypadku, gdy o zniszczeniu połączenia decyduje beton, a odkształcenia w materiale łącznika stalowego są na tyle małe, że jego przemieszczenie jest znacząco mniejsze niż przemieszczenie części betonowej.

Naprężenia sprężyste w łączniku należy obliczać zgodnie z procedurą podaną w rozdziale 6. Traktowanie łącznika jako belki, na którą działają wyznaczone siły jest zbyt dużym uproszczeniem zagadnienia, gdyż w przekroju poziomym łącznika nie są spełnione założenia o płaskim przekroju Bernoulliego i zasada Saint – Venanta nie może być stosowana.

9 WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych analiz numerycznych oraz badań doświadczalnych stwierdza się, co następuje.

1. Analizy numeryczne MES w odniesieniu do części stalowej łączników otwartych mogą być skutecznie wykorzystywane do określania ich nośności sprężystej oraz granicznej,

2. Możliwym jest określenie stanu naprężeń w łączniku dla dowolnej kombinacji sił wewnętrznych działających na belkę zespoloną na podstawie złożenia wyników z dwóch modeli wycinkowych MES. Jeden z nich służy do określania współczynnika karbu dla efektów globalnych k_G (moment zginający i siła osiowa w belce), który spowodowany jest zmianą geometrii blachy w miejscu łącznika, drugi określa rozkład naprężeń w łączniku od działania siły ścinania podłużnego – współczynnik koncentracji naprężeń k_L . Oba modele poddano kalibrowaniu przez porównanie z wynikami badań przeprowadzonych na rzeczywistych belkach.
3. Znając ww. współczynniki koncentracji naprężeń dla efektów globalnych k_G i lokalnego ścinania k_L nie jest konieczne każdorazowe modelowanie łącznika, a naprężenia maksymalne w łączniku wyznacza się na podstawie znanych sił wewnętrznych w belce i charakterystyk geometrycznych przekroju poprzecznego belki.
4. Dla *SLS* naprężenia w łączniku określa się jako zredukowane, dla *FLS* jako główne. Skutkuje to w innych współczynnikach koncentracji naprężeń k_L . Maksymalne naprężenia w łączniku w *SLS* nie powinny przekraczać granicy plastyczności stali f_y ; zmienność naprężeń głównych dla obciążeń zmęczeniowych w *FLS* nie powinna przekraczać $\Delta\sigma_c$, którą można przyjmować np. 125 MPa, jak dla materiału po automatycznym cięciu gazowym.

Punkty 1 – 4 potwierdzają słuszność postawionej w rozdziale 3 tezy nr 1.

5. Empirycznie określono współczynnik kształtu A_{ULT} dla nośności granicznej łącznika MCL ze względu na kryterium zniszczenia stali. Ponieważ badano elementy ścinane z łącznikami o grubości 15 – 25 mm, zaproponowana wartość współczynnika nie powinna być stosowana bez potwierdzenia dla innych grubości łączników.
6. Na podstawie analiz numerycznych elementów ścinanych, przy zastosowaniu sprężysto – idealnie plastycznej charakterystyki odkształcenie – naprężenie dla stali, można potwierdzić, że nośność graniczna łącznika MCL jest ponad dwukrotnie większa niż nośność sprężysta.
7. Powyższe oznacza, że przy praktycznie stosowanych w obliczeniach współczynnikach bezpieczeństwa dla obciążeń rzędu 1,5, w konstrukcjach, w których w *SLS* należy ograniczyć naprężenia do f_y , warunek nośności granicznej w *ULS* nigdy nie będzie decydujący ($2,0 / 1,25 = 1,6 > 1,5$).

Punkty 5 – 7 potwierdzają słuszność postawionej w rozdziale 3 tezy nr 2.

8. Łącznik stalowy obciążony siłą ścinania podłużnego podlega dociskowi do betonu nie tylko w części czołowej, ale również w górnej, tylnej części.
9. Rzut sił na oś poziomą otrzymanych z całkowania docisków po obu stronach łącznika jest siłą ścinania podłużnego, rzut tych sił na oś pionową wynosi 0.
10. W *ULS* siły zarówno z przodu, jak i z tyłu łącznika ulegają niewielkiemu zwiększeniu, powiększa się też kąt działania tych sił. Wypadkowy mimośród siły działającej na łącznik obliczony względem środka podstawy łącznika maleje.
11. Wartość stosunku wypadkowego mimośrodu siły ścinania podłużnego do wysokości łącznika e / h dla łącznika typu MCL wynosi 0,156 dla *SLS* i 0,144 dla *ULS*. W przypadku łącznika typu PZ wartość ta w *SLS* określona w [41] wynosiła $0,25 > 0,156$. W łącznikach typu MCL przepływ sił jest znacznie korzystniejszy.
12. Przy uwzględnieniu tarcia między stalą i betonem na powierzchni czołowej łącznika, kąty działania sił wypadkowych z przodu i z tyłu łącznika maleją, podobnie jak ich wartości i mimośrody. Wypadkowy mimośród jest mniejszy niż przy pominięciu tarcia. Sytuacja ta odzwierciedla pracę łączników w rzeczywistych konstrukcjach, w których tarcie zawsze występuje.
13. Utrata utwierdzenia górnej części łącznika jest możliwa tylko w przypadku, gdy o zniszczeniu połączenia decyduje beton. Gdy o zniszczeniu połączenia decyduje stal, zarówno dla *SLS*, jak i *ULS*, układ sił działających na łącznik jest analogiczny – łącznik stalowy dociska do betonu w części czołowej oraz górnej tylnej swojej części.

Punkty 8 – 13 potwierdzają słuszność postawionej w rozdziale 3 tezy nr 3 i 4.

Biorąc pod uwagę wyniki i założenia przeprowadzonej analizy wskazano kierunki dalszych analiz i badań nad łącznikami MCL w belkach zespolonych stalowo – betonowych:

1. Należy spodziewać się wzrostu naprężeń w łączniku o ok. 15 %, dla obciążeń długotrwałych, spowodowanego efektem docisku betonu do stali, co zostało zasygnalizowane w przeprowadzonych analizach numerycznych, ale nie potwierdzone doświadczalnie. Proponuje się zatem w *SLS*, dla obciążeń długotrwałych, zwiększony współ-

czynnik k_L . Wpływ lokalnego pełzania betonu w miejscu docisku betonu do stali łącznika powinien być dokładnie określony w przyszłości.

2. Wykorzystywany w analizach MES model wycinkowy B nie uwzględnia ścinania poprzecznego w belkach. Należałoby opracować, wraz z kalibrowaniem, model uwzględniający ścinanie poprzeczne, gdyż może ono mieć wpływ na rozkład naprężeń w łączniku stalowym.
3. Nie jest zdefiniowany mechanizm przenoszenia ścinania poprzecznego w belkach, w których zarówno wysokość środnika stalowego, jak i płyty żelbetowej są na tyle duże, że stanowią istotny wkład w sumaryczną nośność przekroju poprzecznego. Zagadnienie to powinno zostać rozwiązane, gdyż stanowi nawiązanie do punktu nr 2.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *ABAQUS Theory Manual*, 2004.
- [2] Kucharczuk W., Labocha S., *Konstrukcje zespolone stalowo – betonowe budynków*, Arkady, Warszawa 2007.
- [3] Grelu H., *Association dans les ponts de la précontrainte et de la charpente métallique*, Bulletin de liaison “ponts métallique” n°6, 1975.
- [4] Berthelley J., *French bridges experiences from prefabricated deck elements*, International workshop on prefabricated composite bridges, Stockholm 2009.
- [5] Kuczma B., Biliński T., Kuczma M., *Badania laboratoryjne połączeń klejonych fragmentów zespolonych stalowo-betonowych*, IX Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra 2011.
- [6] Furtak K., *Mosty zespolone*, PWN, Warszawa 1999.
- [7] Viest J.M., *Review of Research on Steel – Concrete Beams*, Journal of the Structural Division, ASCE 1960, No. St6, pp. 1- 21.
- [8] Kucharczuk W., *Stalowo – betonowe stropy wielokondygnacyjnego parkingu Międzynarodowego Dworca Lotniczego Okęcie-2 w Warszawie*, Inżynieria i Budownictwo 11/1992, s. 424-425.
- [9] Zamorowski W, Gremza G., *Belki zespolone stalowo – betonowe. Badania nośności i ugięć belek z łącznikami nowego typu*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 2/2006.
- [10] Abramski M., Kurz W., Schnell J., *Badania eksperymentalne niekonwencjonalnego zespolenia środnika stalowego z płytą betonową*, Inżynieria i Budownictwo, 2/2011, s. 109-112.
- [11] Abramski M., Friedrich T., Kurz W., Schnell J., *Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen*, Stahbau 79, s. 248-258, Heft 4/2010.
- [12] *Converse Composite Elements (CCE): Multifunctional floor constructions*, Proposal to Research Fund for Coal and Steel financing, 2009.
- [13] Seidl G., Viefhues E., Berthelley J., Mangerig I., Wagner R., Lorenc W., Kozuch M., Franssen J.-M., Janssen D., Ikaheimonen J., Lundmark R., Hechler O., Popa N.,

- Preco-Beam: Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission*, RFSR-CT-2006-00030, Final report. Project carried out with a financial grant from the Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel. European Commission 2011.
- [14] Leonhardt F., Andrä W., Andrä H.-P., Harre W., *Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*, Beton und Stahlbeton, 12/1987.
- [15] Zulassungbescheid 2-26.1-23, *Perfobond-Leiste*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin 1991.
- [16] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-39: *Kombi-Verdübelung*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin 2000.
- [17] Völkel G., Harre W., *Versuche zum Verbundtragverhalten von Lochleisten*, Prüfungsbericht, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden Württemberg, Otto-Graf-Institut, Stuttgart 1988.
- [18] Tategami H., Ebina T., Uehira K., Sonoda K., Kitoh H., *Shear connectors in PC Box Girder Bridge with Corrugated Steel Webs*, Composite Construction in Steel and Concrete IV, 2000, pp. 213-224.
- [19] Macháček J., Studnička J., *Perforated shear connectors*. Steel & Composite Structures, Vol. 2 (2002), No. 1, pp. 51-66.
- [20] Chromiak P., Studnička J., *Load capacity of perforated shear connector*, Pollack Periodica, 2006, Vol. 1, No. 3, Budapest, pp. 23-30.
- [21] Reitz D., *Grundlagen zur Bemessung der Perfobondleiste als duktiles Verbundmittel*, Dissertation TU Darmstadt, 2003.
- [22] Novák B., Röhm M., Weissbach M., *New methods of connection for composite girders with corrugated steel webs*. Proc. 2nd int. Symposium on Connections between steel and concrete, Sept. 4-7, pp. 1381-1390, Stuttgart 2007.
- [23] Bode H., Künzel R., *Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausenhungen als Verbundmittel*, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern, 1988.
- [24] AiF- Forschungsvorhaben 13867 N, *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln in hochfestem Beton unter statischer und dynamischer Belastung*, Studiengesellschaft für Stahlanwendung, P621, gemeinsames Forschungsvorhaben des Instituts für Massivbau und des Lehrstuhls für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, 2006.

- [25] Oquejiofor E. C., Hosain M. K., *Research of Perfobond Rib Shear Connector*, International Conference Steel Concrete Composite Structures, Košice 1994.
- [26] Roik K., Llugershausen H., *Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln*, Stahlbau, 58, 2/1989.
- [27] Studnička J., Macháček J., Peleška K., *Nové prvky spřažení pro ocelobetonové konstrukce*. Stavebni obzor, 1996.
- [28] Furtak K., *Nośność łączników w dźwigarach zespolonych typu stal – beton*, VI Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra 2002.
- [29] Wurzer O., *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München 1998.
- [30] Kraus, D., Wurzer O., *Bearing capacity of concrete dowels*, IABSE-FIB International conference on composite construction, Innsbruck, Austria 1997.
- [31] Zapfe C., *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München 2001.
- [32] Schmitt V., Seidl G., Doss W., Gebeshuber A., Friedrich N., Weizenegger M., *VFT-Bauweise - Entwicklung von Verbundfertigteilen im Brückenbau*, Beton- und Stahlbetonbau 69, Heft 4, 2001.
- [33] Schmitt V., Seidl G., Hever M., Zapfe C., *Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*, Stahlbau 06/2004.
- [34] Mangerig I., *Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln mit neuartiger, herstellungsfreundlicher Ausnehmungsgeometrie*, Versuchsbericht, Arcelor Long Commercial, 07/2003.
- [35] Mangerig I., *Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln mit optimierter Ausnehmungsgeometrie*, Versuchsbericht, Arcelor Long Commercial + Schmitt Stumpf Frühauf, 12/2004.
- [36] Fink, J., Petraschek, T., *Push-out tests VFT-VIB statisch. Neubau Straßenbrücke bei Vigaun ÖBB Strecke Salzburg – Wörgl km 23,135*. Technische Universität Wien, 2006.
- [37] Seidl G., *Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders*, rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska, Raport serii PRE nr 4/2009.

-
- [38] Kubica E., Rykaluk K., Lorenc W., Kożuch M., *Kształtowanie rozciętych dwuteowników walcowanych pod kątem stosowania w belkach zespolonych*, Zespolone konstrukcje mostowe. Teoria, badania, projektowanie, realizacja, utrzymanie, wzmacnianie, str. 289-300, Kraków 2009.
- [39] Lorenc W., Kubica E., Kożuch M., Rowiński S., *Chosen problems of fabrication of VFT-WIB® girder's steel part*, Progress In Steel and Composite Structures, str. 170-171, XII-th International Conference on Metal Structures 2011, Wrocław 2011.
- [40] O. Hechler, M. Feldmann, S. Rauscher, J. Hegger, *Continuous Shear Connectors in High Performance Concrete*, 2nd Symposium on Connections between steel and concrete, Stuttgart 2007.
- [41] Lorenc W., *Nośność ciągłych łączników otwartych w zespolonych konstrukcjach stalowo – betonowych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2010.
- [42] *Most w 3 miesiące (M3M)*, Projekt w ramach przedsięwzięcia Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego "Inicjatywa Technologiczna I". Nr umowy: KB/117/14030/IT1-B/U/08, Realizacja: 01.05.2008-30.11.2009.
- [43] Barthelémy J., Hechler O., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E.: *Premiers résultats du projet de recherche européen Precobeam de connexion par découpe d'une tôle*, Construction Métallique. 2009, R. 46, nr 3, s. 3-26.
- [44] Seidl G., Hoyer O., Zanon R., Popa N., Lorenc W., Kożuch M., Rowiński S., Franssen J.-M., Thibault F., Quinchia J.P., Hermosilla C., Farhang A., Nüsse G., *Preco+: Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission*, RFCS-RFS2-CT-2011-00026, Design Guide – draft, Project carried out with a financial grant from the Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- [45] Barthelémy J., Lorenc W., Mensinger M., Rauscher S., Seidl G., *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln, Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung*. Stahlbau 80, s. 172-184, Heft 3/2011.
- [46] Barthelémy J., Lorenc W., Mensinger M., Ndogmo J., Seidl G., *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln, Teil 2: Ermüdungsverhalten*. Stahlbau 80, s. 256-267, Heft 4/2011.
- [47] Kołakowski T., Klimaszewski P., Piwoński J., Lorenc W., Arabczyk P., *Przejście ekologiczne z dźwigarów VFT-WIB nad drogą S7. Cz. 1, Projekt i realizacja konstrukcji stalowej*, Mosty (Katowice) 2011, Nr 4, s. 24-26.

- [48] Kołakowski T., Kosecki W., Lorenc W., Rabiega J., Seidl G., *Prefabrykowane dźwigiary zespolone stalowo-betonowe VFT-WIB do budowy przęseł mostów drogowych i kolejowych*, Inżynieria i Budownictwo 2011, nr 7/8, s. 379-382.
- [49] Kołakowski T., Kosecki W., Lorenc W., Leusz R., *Nowatorska konstrukcja wiaduktu drogowego*, Mosty (Katowice) 2010, nr 1, s. 28-32.
- [50] Lorenc W., Kołakowski T., Kosecki W., Seidl G., *VFT-BIS - prefabrykowane dźwigary zespolone z innowacyjnym połączeniem stali i betonu*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 2008, nr 6, s. 70-73.
- [51] Buwała G., Giergowicz A., Kołakowski T., Lorenc W., *Przebudowa mostu kolejowego z zastosowaniem przęseł VFT-WIB®*, Inżynieria i Budownictwo, 4/2011, s. 187-190.
- [52] Lorenc W., Rusiński E., Kubica E., Rykaluk K., Kopczyński A., Harnatkiewicz P., Kożuch M., Rowiński S., *Nośność zmęczeniowa ciągłych łączników otwartych*, Raport Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej serii SPR nr 19/2011, Wrocław 2011.
- [53] Dudziński W., Pękalski G., Harnatkiewicz P., Kopczyński A., Lorenc W., Kożuch M., Rowiński S., *Study on fatigue cracks in steel-concrete shear connection with composite dowels*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. XI, No. 4, pp. 839-858, Wrocław 2011.
- [54] Lorenc W., Kubica E., Kożuch M., *Testing procedures in evaluation of resistance of innovative shear connection with composite dowels*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. X, No. 3, 2010, pp. 51-63.
- [55] Rowiński S., Kożuch M., *Planowanie badań doświadczalnych konstrukcji zespolonych z ciągłymi łącznikami otwartymi*, Interdyscyplinarność badań naukowych 2011, praca zbiorowa pod redakcją J. Szreka, str. 265-270, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2011.
- [56] Möller F., Möller S., Collin P., Hällmark R., Lorenc W., Kożuch M., Norlin B., Keroski O., Seidl G., Haariu T., *ELEM: Composite bridges with prefabricated decks, Draft*, RFSR-CT-2008-00039, Final report. Project carried out with a financial grant from the Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- [57] Ndogmo J., *Versuchsbericht Nr. 108025/JN vom 30.08.2010 über „6 Push-Out-Versuche für das Pilotprojekt Low-Cost-Bridge der Deutschen Bahn“ im Auftrag von SSF Ingenieure, München in Zusammenarbeit mit Deutsche Bahn AG, Vorstandsressort Technik, Systemverbund und Dienstleistungen, Frankfurt/Main, Durchführung der*

Versuche: Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Universität München.

- [58] Lorenc W., Ignatowicz R., Kubica E., Seidl G., *Numerical model of shear connection by concrete dowels*, Recent Developments in Structural Engineering Mechanics and Computation, Millpress, Rotterdam 2007.
- [59] Fink J., Petraschek Th., *Innovativer Kronendübel für Stahl – Beton Verbundkonstruktionen*, Stahlbau, 76, Heft 11, 2007.
- [60] Fink J., Ondris L., *New shear connectors for composite girders – experiences with ABAQUS Push – Out Test simulation*, Proceeding of International Symposium “Computational Civil Engineering 2007”, pp. 379-395, Iasi, Romania 2007.
- [61] Fink J., Petraschek Th., *Novel shear connectors experimental investigations and numerical comparisons*, Proceeding of 2nd International Symposium on “Connections between steel and concrete 2007”, pp. 1327-1336, ibidem-Verlag, Stuttgart 2007.
- [62] Fink J., Petraschek Th., Ondris L., *Push – Out Test parametric simulation study of a new sheet – type shear connector*, Projekte an der zentralen Applikationsservern, Berichte 2006, Zentralen Informatikdienst der Technischen Universität Wien, pp. 131-153, Wien 2007.
- [63] Song J., *Untersuchung der Anrißlebensdauer von Betondübel mit Hilfe des Örtlichen Konzepts*, Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Heft 67, TU Darmstadt 2002.
- [64] *Wolfram MATHEMATICA 8 Documentation Center*.
- [65] Glabisz W., *MATHEMATICA® w zagadnieniach mechaniki konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2003.
- [66] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, *CL- und PZ- Verbunddübelleiste*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin 2011, draft.

NORMY I WYTYCZNE

- [67] PN-EN 12390-1:2001/AC:2004 *Badania betonu: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form*.

- [68] PN-EN 12390-2:2011 *Badania betonu: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.*
- [69] PN-EN 12390-3:2011 *Badania betonu: Wytrzymałość na ścislenie próbek do badań.*
- [70] PN-EN 1992-1-1:2004/AC:2008 *Projektowanie konstrukcji z betonu: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [71] PN-EN 10002-1:2004 *Metale – próba rozciągania: Metoda badania w temperaturze otoczenia.*
- [72] PN-82/B-02003 *Obciążenia budowli – Obciążenia zmienne technologiczne - Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.*
- [73] PN-B-03300:2006 *Konstrukcje zespolone stalowo – betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [74] PN-EN 1994-1-1:2008 *Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [75] CEB-FIB, *Model Code 1990*, Comité Euro-International du Béton, London 1993.
- [76] PN-EN 1993-1-1:2006/AC:2009 *Projektowanie konstrukcji stalowych: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [77] PN-EN 1993-1-9:2007/AC:2009 *Projektowanie konstrukcji stalowych: Zmęczenie.*
- [78] PN-EN 1993-1-5:2008/AC:2009 *Projektowanie konstrukcji stalowych: Blachownice.*
- [79] PN-EN 10025-2:2007 *Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych. Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych niestopowych.*

