



*Łukasz Jabłoński*

# Wpływ parametrów styku na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym



MONOGRAFIE

Wpływ parametrów styku na pracę  
statyczną żelbetowych belek  
zespolonych o przekroju teowym



# Monografie – Politechnika Lubelska



Politechnika Lubelska  
Wydział Budownictwa i Architektury  
ul. Nadbystrzycka 40  
20-618 Lublin

Łukasz Jabłoński

# Wpływ parametrów styku na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym



Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej  
Lublin 2020

Recenzenci:

dr hab. inż. Adam Glema, prof. Politechniki Poznańskiej

dr hab. inż. Krzysztof Gromysz, prof. Politechniki Śląskiej

Redakcja i skład: Łukasz Jabłoński

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

© Copyright by Politechnika Lubelska 2020

ISBN: 978-83-7947-398-4

Wydawca: Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej

[www.biblioteka.pollub.pl/wydawnictwa](http://www.biblioteka.pollub.pl/wydawnictwa)

ul. Nadbystrzycka 36C, 20-618 Lublin

tel. (81) 538-46-59

Druk: TOP Agencja Reklamowa Agnieszka Łuczak

[www.agencjatop.pl](http://www.agencjatop.pl)

---

Elektroniczna wersja książki dostępna w Bibliotece Cyfrowej PL [www.bc.pollub.pl](http://www.bc.pollub.pl)

Nakład: 50 egz.

## Spis treści

Streszczenie .....	8
Summary .....	11
1. Wstęp .....	17
1.1. Wprowadzenie .....	17
1.2. Problem badawczy i cel pracy.....	18
1.3. Przedmiot i zakres pracy .....	19
2. Aktualny stan wiedzy o żelbetowych elementach zespolonych .....	22
2.1. Zespolenie w pracy statycznej elementów żelbetowych.....	22
2.1.1. Cechy charakterystyczne żelbetowych elementów zespolonych. 22	
2.1.2. Zjawiska występujące w styku wpływające na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych.....	22
2.1.3. Modele obliczeniowe nośności styku .....	31
2.2. Żelbetowe elementy zespolone o przekrojach teowych w praktyce budowlanej.....	39
2.2.1. Przykłady .....	39
2.2.2. Przekrój teowy i jego parametry geometryczne.....	44
2.3. Dotychczasowe badania czynników wpływających na pracę statyczną żelbetowych elementów zespolonych .....	47
2.3.1. Rodzaje badanych elementów .....	47
2.3.2. Modele badawcze .....	52
2.3.3. Położenie styku w badanych elementach.....	53
2.3.4. Sposoby przygotowania powierzchni styku.....	57
2.3.5. Zbrojenie styku .....	62
2.4. Wnioski oraz problemy naukowo-badawcze wynikające z przeglądu literatury .....	69
3. Podstawy, założenia programu własnych badań i analiz oraz cząstkowe cele pracy .....	72
4. Własne badania laboratoryjne.....	75
4.1. Badania wpływu położenia styku na wysokości elementu na pracę statyczną zespolonej belki żelbetowej o przekroju teowym .....	75
4.1.1. Badane elementy i przebieg badań .....	75

4.1.2. Wyniki badań.....	78
4.1.3. Analiza wyników badań.....	88
4.1.4. Parametryczna analiza wpływu położenia styku na naprężenia styczne .....	92
4.1.5. Wnioski z badań i analiz.....	93
4.2. Badania wpływu różnie kształtowanego styku na pracę statyczną zespolonej belki żelbetowej o przekroju teowym .....	94
4.2.1. Badane elementy i przebieg badań .....	94
4.2.2. Wyniki badań.....	97
4.2.3. Analiza wyników badań.....	112
4.2.4. Wnioski z badań i analiz.....	115
5. Analiza numeryczna żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym	117
5.1. Modele konstytutywne materiałów .....	118
5.1.1. Model konstytutywny betonu .....	118
5.1.2. Model konstytutywny stali zbrojeniowej.....	126
5.1.3. Pozostałe założenia modelu numerycznego.....	126
5.2. Model numeryczny belek zespolonych.....	127
5.2.1. Założenia modelu numerycznego belki .....	127
5.2.2. Dane materiałowe .....	127
5.2.3. Model numeryczny i jego kalibracja .....	131
5.3. Wyniki analiz numerycznych.....	134
5.3.1. Uwagi ogólne.....	134
5.3.2. Deformacja i zarysowanie .....	135
5.3.3. Ugięcia – badania parametryczne .....	141
5.3.4. Odkształcenia zbrojenia.....	148
5.3.5. Stan naprężeniowy w styku .....	151
5.3.6. Podatność styku .....	170
5.4. Wnioski z przeprowadzonych symulacji numerycznych.....	173
6. Zalecenia do projektowania żelbetowych belek zespolonych, w szczególności o przekroju teowym .....	174
6.1. Klasyfikacja mechanizmów zniszczenia belek zespolonych .....	174
6.2. Kryteria obliczeniowe dotyczące stref przypodporowych w projektowaniu belek zespolonych .....	177

6.2.1. Kryteria główne .....	177
6.2.2. Parametry warunkujące zarysowanie styku .....	178
6.3. Algorytm obliczania nośności stref przypodporowych belek zespolonych.....	180
6.4. Weryfikacja algorytmu obliczeniowego na wynikach badań własnych.....	181
7. Podsumowanie i wnioski końcowe.....	183
7.1. Wpływ położenia styku na wysokości .....	184
7.2. Wpływ różnie kreowanego styku.....	184
7.3. Analizy numeryczne żelbetowych elementów zespolonych.....	185
7.4. Zalecenia do projektowania żelbetowych elementów zespolonych.....	186
Literatura.....	187

## Streszczenie

Przedmiotem monografii są zagadnienia pracy statycznej żelbetonowych elementów zespolonych w strefach przypodporowych oraz w styku pod obciążeniem doraźnym. Skoncentrowano się w szczególności na elementach belkowych o przekroju teowym analizując wpływ położenia styku, uogólnionej przyczepności oraz zbrojenia zszywającego na ich pracę statyczną. W tym celu wykorzystano badania doświadczalne przeprowadzone w skali półtechnicznej, metody analityczne mechaniki konstrukcji oraz analizy numeryczne.

W ramach opracowania przeanalizowano stan wiedzy w zakresie żelbetonowych konstrukcji zespolonych. Opisano i usystematyzowano zjawiska występujące w styku wpływające na jego pracę statyczną, najczęściej stosowane w praktyce modele obliczeniowe nośności styku, konstrukcje zespolone o przekroju teowym z punktu widzenia praktyki budowlanej oraz dokonano przeglądu dotychczasowych badań nad przedmiotowymi elementami. Podkreślono, że brak jest badań i analiz elementów zespolonych o przekroju teowym, w szczególności uwzględniających postać zarysowania styku w strefie przypodporowej oraz, że poszukiwane są charakterystyki sztywnościowe wpływające na zmianę rozkładu sił wewnętrznych i ogólną ich nośność. Zwrócono również uwagę na brak precyzyjnych danych dotyczących parametrów styku przyjmowanych do obliczeń oraz jego modelowania numerycznego, zwłaszcza zagadnień kontaktu oraz kohezji.

Badania i analizy własne, zostały zaprogramowane w oparciu o stwierdzone braki. Za punkt wyjścia przyjęto pracę Halickiej (*Halicka 2007*). Za cel postawiono uzupełnienie i poszerzenie podejścia autorki a w szczególności stwierdzenie, czy założenia i wnioski sformułowane dla elementów zespolonych o przekroju prostokątnym są ważne dla elementów o przekroju teowym, a więc czy można je uogólnić na wszystkie belkowe elementy zespolone.

Przebadano modelowe belki z różnie usytuowanym i różnie ukształtowanym stykiem. Przyjęto teowy przekrój poprzeczny, uwzględniając współpracę płyty z zębem w przenoszeniu obciążeń. Zastosowano trzy warianty lokalizacji styku (licząc od spodu belki):  $\frac{3}{4}$  wysokości (pomiędzy półką a środkiem),  $\frac{1}{2}$  wysokości i  $\frac{1}{4}$  wysokości oraz trzy warianty ukształtowania styku: z przyczepnością i zbrojeniem, z przyczepnością bez zbrojenia oraz zbrojone ze zlikwidowaną przyczepnością. We wszystkich przypadkach badano: siłę niszczącą, siłę rysującą, ugięcie i przemieszczenie wzajemne na końcach belki, odkształcenia w zbrojeniu głównym i poprzecznym oraz inwentaryzowano zarysowanie. Wyniki posłużyły w analizach parametrycznych przeprowadzonych w oparciu o metodologię *fib Model Code 2010*. Stwierdzono wpływ geometrii przekroju poprzecznego oraz różnicy modułów sprężystości łączonych betonów na rozkład naprężeń stycznych. Ponadto, położenie i sposób kształtowania przyczepności styku wpływa na obraz zarysowania belki zespolonej i w konsekwencji jej mechanizm zniszczenia. Badania i analizy własne potwierdziły wniosek Halickiej (w stosunku



do przekrojów prostokątnych), że w przypadku belki zespolonej ze zbrojeniem poprzecznym nie można oddzielnie rozpatrywać nośności styku oraz nośności na ścinanie w strefie przypodporowej. Rozpatrywana winna być nośność na ścinanie w strefach podporowych, ale w sposób pozwalający na uwzględnienie istnienia styku. W przypadku stosowania metodologii *fib Model Code 2010* stwierdzono niespójności polegające na różnym podejściu do obliczania składnika przyczepności w stykach sztywnych i niesztywnych oraz niekonsekwentne stosowanie wytrzymałości charakterystycznych i obliczeniowych. Głównym problemem w analizach parametrycznych było obliczenie naprężeń rysujących styk. Zastosowanie modeli normowych wymagało określenia wartości odpowiednich współczynników (parametrów styku) oraz poznania stanu naprężeniowego panującego w styku w chwili zarysowania, a nie w chwili osiągnięcia nośności styku.

Pomocą w rozwiązaniu w/w problemów okazała się analiza numeryczna wykonana w oprogramowaniu ABAQUS. Umożliwiła ona prześledzenie pracy modelu odwzorowującego badane laboratoryjnie belki zespolone, uwzględniającego niezbędne i szczególnie interesujące parametry styku na każdym kroku obciążania aż do zniszczenia włącznie. W analizie opisano przyjęte hipotezy wytrzymałościowe materiałów, założenia i budowę modelu oraz uzyskane wyniki, koncentrując się na szukanych parametrach styku. Uwzględniono różnego typu nieliniowości związane z materiałami, geometrią, kontaktami oraz oddziaływaniem kohezyjnym w styku łączonych powierzchni. Model wykalibrowano na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych i uzyskano brakujące dane pozwalające w pełni opisać pracę styku w złożonym stanie naprężeń. Stwierdzono, że największy wpływ na odpowiedź modelu kształtowanego z przyczepnością ma przemieszczenie w styku  $\delta^f$  a jego wartość powinna być przyjmowana w przedziale 0,05–0,1 mm jako stały parametr materiałowy. Naprężenia przyczepności  $t^o$  oraz współczynnik tarcia  $\mu$  również mają znaczący wpływ na odpowiedź modelu. Ich właściwy dobór prowadzi do zbieżności wyników analizy numerycznej i badań laboratoryjnych. Analizy numeryczne pozwoliły wyodrębnić przedział wielkości składnika adhezji w nośności styku w złożonym stanie naprężeń wynoszący ok. 70–90% wytrzymałości na rozciąganie  $f_{cm}$  słabszego z łączonych betonów oraz określić charakterystyki podatnościowe styków (sztywnych i podatnych) w różnych fazach pracy, przed zarysowaniem, z lokalnym zarysowaniem oraz w chwili występowania maksymalnych naprężeń stycznych.

Uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych i analiz numerycznych dane, w oparciu o sposób obliczania nośności styku przyjęty w *fib Model Code 2010* stanowiły podstawę do opracowania zaleceń do projektowania żelbetowych belek zespolonych. W oparciu o klasyfikację mechanizmów zniszczenia (*Halicka 2007*) i relacje między siłami powodującymi zarysowanie strefy podporowej a siłami rysującymi styk stworzono algorytm obliczania nośności stref przypodporowych belek zespolonych. Weryfikacja algorytmu obliczeniowego na wynikach badań własnych umożliwiła określenie wartości współczynników potrzebnych do

wyznaczenia naprężeni rysujących styk o powierzchni szorstkiej. Na tej podstawie zaproponowano wartości uogólnione, które mogą być wykorzystywane w projektowaniu żelbetowych belek zespolonych.

## Summary

The performance of the support zone and interface of the concrete composite elements under the short-term static load is the subject of the thesis. The influence of the interface location, the generalized adhesion and the joining stirrups of the t-shaped beams are taken under consideration. Thesis has a theoretical and an experimental character. Laboratory tests are carried out in semi-technical scale, mechanical structure analyses and numerical analyses are used.

The current state of knowledge of the concrete composite structures is analyzed. The phenomena in the interface influencing the static performance of composite elements are identified and described. The models of the interface load capacity calculation most often used in the standards, the concrete composite t-shaped constructions according to engineering point of view and the laboratory examination of such elements are presented. The lack of tests and analysis of the t-shaped elements, especially, including the failure mechanism in the support zone is underlined. Stiffness characteristics of the interfaces are searched for. Also, the lack of precise interface parameters data, which are taking into consideration the calculation and the numerical analyses including contact and cohesive behavior in particular are noted.

On the basis of the lacks mentioned and the Halicka's previous works (*Halicka 2007*) the laboratory tests are carried out. The purpose of the investigations is to complete and extrapolate the author's conclusion corresponding to the rectangular cross section composite element to the t-shaped elements, therefore to the all concrete composite beams.

The composite beams with the variously arranged and located interface are tested. Geometry of the t-shaped cross section are adopted, assuming the cooperation of the flange and the web in load caring. Three interface locations: in the distance of  $\frac{3}{4}$  height (between flange and web),  $\frac{1}{2}$  height and  $\frac{1}{4}$  height from the bottom edge and three variants of interface preparation: with adhesion and joining stirrups, with adhesion and without joining stirrups and reinforced with broken adhesion are used. Digitized parameters are: ultimate load, cracking load, deflection and components displacement, strain of the reinforcement and the crack pattern. On the basis of the results and the *fib Model Code 2010* methodology, the parametric study is carried out. The influence of cross section geometry and the difference of modulus of elasticity of concrete parts on tangential stress distribution are stated. What is more, the influence of the interface location and preparation on the crack pattern and failure mechanism are observed. Finally, by the parametric analyses and laboratory tests, the Halicka's conclusion (relate to rectangular sections) stating that the interface resistance and the shear resistance of the support zone cannot be consider separately, in case of the composite beam with transverse reinforcement is confirmed. The shear resistance of the support zone including the interface existence should be considered. As the result of the *fib Model Code 2010* methodology analysis, the inconsistencies of the

adhesion component calculation and characteristic and design values of strengths using in standards formulas are noticed. The main problem in the parametric analyses is to calculate the value of stress causing the interface cracking. Utilization of the standard model requires knowledge of the interface parameters data and the stress conditions corresponding to the interface crack, not to the moment of the ultimate load.

The numerical analyses, performed using the ABAQUS software, constitutes the solution of the problem. Tracking of the necessary and most interesting parameters on each step of the static performance of the numerical model of the beams which were tested in laboratory is enabled. The material strength hypothesis, analysis assumptions, model build and results of simulations in terms of the interface parameters are presented. Some nonlinearity effects related with material strengths, geometry, contacts and cohesion in the interface are included. The model is calibrated on the basis of the laboratory tested beams, then the parameters looked for are read. Key impact on the response of the beam with interface adhesion model has the separation displacement at failure  $\delta^f$ , which should be assumed in the scope of 0,05–0,1 mm, not as the constant concrete parameter. The damage initiation stress  $t^o$  and friction coefficient  $\mu$  have also significant impact on the FEM model response. The appropriate selection of the values leads to the high correspondence of the numerical response to the laboratory tests results. The adhesion component in the interface resistance equal to 70–90% of concrete tensile strength  $f_{cm}$  of the weakest concrete part, and the interface stiffness characteristics (rigid and plastic) in various stages of performance, before cracking, with local cracking and in the moment of maximum shear stress are extracted using numerical analyses.

The recommendations for design of the concrete composite beams, t-shaped in particular, are developed on the basis of the laboratory test, numerical analyses and the interface resistance calculation of the *fib Model Code 2010* methodology. Additionally, algorithm for calculation of the shear resistance in the support zone of composite beams is created, which is based on the failure mechanism classification (*Halicka 2007*) and the relations between forces causing transverse and interface cracking. The cracking shear stress necessary to calculate the interface parameters for the rough surface are verified on laboratory tests results using the author's algorithm. On the basis of these calculations the generalized values of interface parameters which can be used for the design of the concrete composite beams are proposed.

## Spis oznaczeń

Poniżej przedstawiono najważniejsze oznaczenia i symbole stosowane w pracy. Ze względu na różne znaczenie niektórych symboli oraz zachowanie oryginalnej postaci cytowanych wzorów, niektóre symbole i oznaczenia są objaśnione w tekście przy odpowiednich pozycjach.

$b_i$	– szerokość płaszczyzny zespolenia
$b_{eff}$	– szerokość efektywna
$b_{eff,i}$	– szerokość efektywna i-tej pólki
$b_w$	– szerokość środka
$c, c_a, k_T$	– współczynnik zależny od rodzaju powierzchni
$c_r$	– współczynnik wpływu zazębiana kruszywa
$d_p$	– wysokość użyteczna przekroju prefabrykatu
$d_c, d_t$	– parametr degradacji betonu
$f_{cd}$	– wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie
$f_{ck}$	– wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie
$f_{cm}$	– wytrzymałość średnia betonu na ściskanie
$f_{ctd}$	– wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie
$f_{ctm}$	– wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie
$f_{ctm,min}$	– wytrzymałość średnia betonu słabszego z łączonych warstw na rozciąganie
$f_{yd}$	– obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia głównego
$f_{ym}$	– średnia granica plastyczności zbrojenia głównego
$f_{ywd}$	– obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia zszywającego
$f_{ywk}$	– charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zszywającego
$f_{ywm}$	– średnia granica plastyczności zbrojenia zszywającego
$h_n$	– wysokość przekroju nadbetonu
$h_p$	– wysokość przekroju prefabrykatu
$k_p$	– współczynnik efektu skali

$k_Q, k_\tau, k_{\tau,\varepsilon}$	– współczynnik podatności styku
$l_0$	– odległość między punktami zerowymi momentów
$t^o$	– naprężenia przyczepności powierzchni kohezyjnej
$w_0$	– odległość pomiędzy środkami ciężkości warstw
$z$	– ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym
$A_n$	– pole przekroju betonu uzupełniającego
$A_p$	– pole przekroju warstwy elementu pierwotnego
$E_0$	– początkowy moduł sprężystości materiału niezniszczonego
$E_{cm}$	– średni moduł sprężystości betonu
$E_n$	– moduł sprężystości betonu warstwy elementu pierwotnego
$E_p$	– moduł sprężystości betonu warstwy elementu pierwotnego
$E_s$	– średni moduł stali
$I_n$	– moment bezwładności warstwy betonu uzupełniającego
$I_p$	– moment bezwładności warstwy elementu pierwotnego
$I_x$	– moment bezwładności przekroju
$K^o$	– sztywność powierzchni kohezyjnej
$S_x$	– moment statyczny względem osi głównej części przekroju między punktem, w którym oblicza się naprężenia, a krawędzią przekroju
$V_{Sd}, V_{Ed}$	– wartość obliczeniowa siły poprzecznej
$V_{Rd,c}$	– nośność na ścinanie poprzeczne elementów niezbrojonych wg <i>PN-EN 1992-1-1</i>
$V_{Rd,i(cr)}$	– siła poprzeczna powodująca zarysowanie styku
$V_{Rd,max}$	– nośność na ściskanie krzyżulców betonowych wg <i>PN-EN 1992-1-1</i>
$V_{Rd(local,cr)}$	– nośność na ścinanie strefy podporowej z lokalnie zarysowanym stykiem wg ( <i>Halicka, 2007</i> )
$V_{Rd,s}$	– nośność na ścinanie poprzeczne elementów zbrojonych wg <i>PN-EN 1992-1-1</i>
$V_{Rd,w(cr)}$	– siła poprzeczna wywołująca pojawienie się rysy ukośnej

$\alpha$	– kąt pomiędzy płaszczyzną złącza a zbrojeniem poprzecznym
$\beta$	– stosunek siły podłużnej działającej na przekrój poprzeczny nowego betonu do całej siły podłużnej, działającej w rozważanym przekroju w strefie ściskanej, albo w strefie rozciąganej
$\beta_c$	– współczynnik do obliczania wytrzymałości betonowych krzyżulców ściskanych
$\beta_s$	– współczynnik wyciężenia zbrojenia zszywającego
$\gamma_c$	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu
$\delta^f$	– przemieszczenia wzajemne części zespolonych na powierzchni kohezyjnej (separacja) przy zniszczeniu
$\delta^o$	– przemieszczenia wzajemne części zespolonych na powierzchni kohezyjnej
$\varepsilon_c$	– odkształcenia całkowite betonu przy ściskaniu
$\varepsilon_{cl}$	– odkształcenia betonu dla średniej wytrzymałości na ściskanie
$\varepsilon_{cu}$	– odkształcenia graniczne betonu przy ściskaniu
$\varepsilon_{0c}^{el}$	– odkształcenia sprężyste betonu przy ściskaniu
$\tilde{\varepsilon}_c^n$	– odkształcenia niesprężyste betonu przy ściskaniu
$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$	– odkształcenia plastyczne betonu przy ściskaniu uwzględniające stopień jego degradacji
$\varepsilon_t$	– odkształcenia całkowite betonu przy rozciąganiu
$\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$	– odkształcenia rysujące betonu przy rozciąganiu
$\varepsilon_{0t}^{el}$	– odkształcenia sprężyste betonu przy rozciąganiu
$\kappa_1, \kappa_2$	– współczynniki uwzględniające fakt, że zbrojenie zszywające jest poddane równocześnie ścinaniu i zginaniu, a wzajemna relacja tych naprężeń zależy od wielkości przemieszczenia (poślizgu) w styku
$\mu$	– współczynnik tarcia
$V$	– współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu
$\xi$	– wskaźnik wysokości warstwy nadbetonu
$\rho_i$	– stopień zbrojenia poprzecznego w złączu
$\rho_L$	– stopień zbrojenia podłużnego w strefie podporowej



$\sigma_c$	– naprężenia betonu przy ściskaniu
$\bar{\sigma}_c$	– efektywna wartość naprężeń ściskających betonu określająca rozmiar powierzchni pęknięcia i zniszczenia
$\sigma_n$	– naprężenia normalne do powierzchni styku spowodowane działaniem obciążenia zewnętrznego
$\sigma_{s,i(cr)}$	– naprężenia w zbrojeniu zszywającym w linii styku w chwili zarysowania styku
$\tau$	– naprężenia styczne
$\tau_a$	– nośność na ścinanie wynikająca z adhezji i zazębienia mechanicznego
$\tau_{Sdi}, \tau_{Ed}$	– naprężenia styczne w płaszczyźnie styku
$\tau_{Rdi}, V_{Rdi}$	– nośność styku
$\tau_{Rd,i(cr)}$	– naprężenia rysujące styk

# 1. Wstęp

## 1.1. Wprowadzenie

Racjonalne kształtowanie elementów i ustrojów konstrukcyjnych polega na pełnym wykorzystaniu korzystnych cech materiałów i schematów pracy oraz minimalizowanie efektów cech niepożądanych. Tę możliwość dają konstrukcje zespolone, powstające w wyniku celowego dobrania i połączenia elementów składowych wykonanych z materiałów o różnych parametrach wytrzymałościowo-odkształceniowych tak, aby zoptymalizować cechy użytkowe uzyskanego elementu. W całkowitej nośności elementu zespolonego ma udział każdy z elementów składowych. Wyższa nośność, w porównaniu z sumą nośności części pracujących niezależnie, prowadzi do wzrostu zainteresowania elementami zespolonymi w wymagającym, nowoczesnym budownictwie. Jednocześnie zespolenie daje też korzyści technologiczne np. pozwala na częściową prefabrykację lub wykonanie etapowe oraz decyduje o efektywności napraw lub wzmocnień istniejących już konstrukcji.

Osobliwym rodzajem takich konstrukcji są żelbetowe konstrukcje zespolone, łączące w sobie zalety prefabrykatów (zmniejszenie kosztów wykonania przez przeniesienie procesu wykonania do wytwórni, wyższą jakość przez zastosowanie maszyn i form, powtarzalność oraz uproszczenie procesu wznoszenia budynków poprzez brak konieczności stosowania deskowań) i betonu monolitycznego, uciągającego ustrój. W praktyce inżynierskiej żelbetowe elementy zespolone o przekroju teowym spotykane są dość często. Przekrój teowy występuje np. w: stropach gęstożebrowych z prefabrykowanymi lub częściowo prefabrykowanymi żebrami, strefach monolityzowanego wieńcem oparcia prefabrykowanych płyt stropowych (płyt kanałowych lub stropu deskowego) na prefabrykowanej lub monolitycznej belce, czy w elementach konstrukcyjnych mostów, złożonych z prefabrykowanych belek mostowych i monolitycznej płyty.

Jednakże, powszechnie występujące żelbetowe elementy belkowe i płytowo-belkowe składające się z prefabrykatów uzupełnionych betonem monolitycznym postrzegane są jako zespolone głównie w opracowaniach teoretycznych. Niewątpliwe zalety nie sprawiły tak szerokiego nimi zainteresowania jak np. konstrukcjami zespolonymi stalowo-betonowymi, którym poświęcono odrębne normy zarówno polskie jak i europejskie. Projektowanie żelbetowych konstrukcji zespolonych opisano jedynie w ograniczonym zakresie i bez pogłębienia teoretycznego w krótkich rozdziałach norm poświęconych projektowaniu konstrukcji żelbetowych oraz elementów prefabrykowanych. Ze względu na to, że wiele zagadnień pracy statycznej takich elementów jest jeszcze nierozpoznanych, a zawarte w normach dane są fragmentaryczne,

w praktyce projektowej często pomija się fakt zespolenia, przyjmując, że całe obciążenie przejmuje albo prefabrykat albo beton monolityczny.

Na traktowanie konstrukcji jako quasi-monolitycznej pozwala jedynie poprawne ukształtowanie styku między łączonymi elementami. Dlatego też tak ważne jest prawidłowe rozpoznanie naprężeniowo-odkształceniowej charakterystyki styku, w tym naprężeń rysujących styk oraz jego nośności. Zagadnienie wpływu tych parametrów na pracę statyczną elementu zespolonego było już wielokrotnie opisywane przez badaczy w odniesieniu do elementów żelbetowych o przekroju prostokątnym, w nielicznych przypadkach natomiast, elementów o przekroju teowym. Jednym z mało rozpoznanych zagadnień jest tzw. ścinanie w belkach zespolonych – ich praca w strefach przypodporowych oraz w styku.

## 1.2. Problem badawczy i cel pracy

**Podstawą podjęcia prac własnych było stwierdzenie, że brak jest precyzyjnego opisu czynników wpływających na pracę statyczną żelbetowych elementów zespolonych, szczególnie o przekroju teowym.**

**Nieścisłości i braki dotyczą zwłaszcza pracy stref przypodporowych.** Standardowo rozpatruje się dwa oddzielne stany graniczne – nośności styku i nośności strefy podporowej, choć w rzeczywistości są one sprzężone. Dodatkowo normowe sposoby obliczania nośności styku, jako sumy trzech składników: przyczepności, tarcia oraz zbrojenia zszywającego, są niejednoznaczne i nie odzwierciedlają faktycznego charakteru pracy styku elementów zespolonych typu „beton–beton” w szczególności styku zbrojonego po jego zarysowaniu.

W większości dotychczasowych prac naukowych relacjonowane były badania elementów o przekrojach prostokątnych, podczas gdy w praktyce inżynierskiej najczęściej współpracują one z innymi elementami (np. płytami) tworząc przekrój o geometrii teowej. Rozkłady naprężeń w takich przekrojach są inne niż w przekroju prostokątnym, co może wpływać na pracę statyczną całego elementu.

Obserwuje się też rozwój prac teoretycznych, głównie w oparciu o metodę elementów skończonych, w których modeluje się elementy zespolone. Prace te potwierdzają dużą wrażliwość otrzymywanych wyników na sposób opisu zespolenia, w tym parametrów użytych w opisie. A więc jedynie szczegółowo poznana charakterystyka odkształceniowo-naprężeniowa styku pozwoli na racjonalne projektowanie konstrukcji zespolonych z wykorzystaniem efektu zespolenia. Dlatego do określenia parametrów pozwalających na prognozowanie numeryczne pracy styku, jak i całego elementu zespolonego, niezbędne są badania doświadczalne.

Wobec powyższego w niniejszej pracy podjęto problem naukowy, jakim jest: **stworzenie doświadczalno-teoretycznych podstaw opisu pracy żelbetowych elementów zespolonych o przekroju teowym, a w szczególności precyzujących i dopełniających wiedzę na temat wpływu parametrów styku na pracę takich elementów.** Cele cząstkowe sprecyzowano w p. 3.

Uzyskane wyniki i wnioski pozwalają na bardziej optymalne modelowanie numeryczne żelbetowych elementów zespolonych. Potwierdzają, że analizy numeryczne dają wiarygodne wyniki, pod warunkiem prawidłowej oceny parametrów styku. Popularyzacja tych wyników pozwoli na szersze zainteresowanie praktyków korzyściami płynącymi z tytułu świadomego uwzględnienia na etapie projektowania zapasu nośności wynikającego z zespolenia (zmniejszenie kosztów).

Szczególne uwagę zwrócono na strefę przypodporową. W opisie pracy statycznej zawarto aspekt zarówno ścinania przypodporowego, jak również istnienia styku, będące we wzajemnej zależności. Opis ten oparto o założenie, że najistotniejszy jest swoisty stan graniczny zarysowania styku (zarysowanie lokalne lub na całej długości), a nie tradycyjny stan graniczny nośności styku. W parametrycznej analizie numerycznej przyjęto za cel określenie parametrów powierzchni kohezijnej (odpowiadających zjawiskom adhezji i tarcia) determinujących pracę styku oraz ewolucję jego zniszczenia, uwzględniającą wyżej wspomniany stan graniczny zarysowania styku.

### **1.3. Przedmiot i zakres pracy**

Przedmiotem monografii są zagadnienia pracy statycznej żelbetowych elementów zespolonych w strefach przypodporowych oraz w styku pod obciążeniem doraźnym. Skoncentrowano się w szczególności na elementach belkowych o przekroju teowym.

Praca statyczna konstrukcji zespolonych jest zagadnieniem złożonym, uzależnionym od wielu czynników. W literaturze znaleźć można cały szereg prac związanych z cząstkowymi zagadnieniami obejmującymi: nośność styku pomiędzy elementami betonowymi badaną na próbkach modelowych oraz na elementach (płytach, belkach, ustrojach złożonych), pracę statyczną elementów zespolonych pod obciążeniem doraźnym cyklicznym i kinematycznym, czy wpływ zjawisk reologicznych. Ze względu na możliwość występowania zbyt wielu czynników wpływających na pracę statyczną w rozprawie ograniczono się do najistotniejszych (uogólniona przyczepność, zbrojenie zszywające, położenie styku) pomijając wpływ parametru czasu (skurcz i pełzanie betonu), wpływ obciążeń zmęczeniowych lub dynamicznych, parametrów technologicznych betonu (rodzaju cementu, kruszywa, dodatków, stosunku w/c, wieku betonu, pielęgnacji i warunków wilgotnościowych), czy współczynnika skali.

Do realizacji przedmiotu pracy wykorzystano badania doświadczalne przeprowadzone w skali półtechnicznej, metody analityczne mechaniki konstrukcji oraz analizy numeryczne.

Pierwszym etapem opracowania (rozdział 2) jest analiza stanu wiedzy w zakresie żelbetowych konstrukcji zespolonych. W pierwszej kolejności opisano zjawiska występujące w styku wpływające na jego pracę statyczną oraz najczęściej stosowane w praktyce modele obliczeniowe nośności styku. Następnie przedstawiono konstrukcje zespolone z punktu widzenia praktyki budowlanej w kontekście elementów o przekrojach teowych. Rozdział zamyka przegląd dotychczasowych badań nad przedmiotowymi elementami oraz podsumowanie z wnioskami i określeniem problemów naukowo-badawczych występujących w podejmowanym zagadnieniu.

Kolejny etap to własne badania laboratoryjne żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym zaprogramowane w oparciu o wyspecyfikowane w rozdziale 2 wnioski i braki w wyżej wymienionym przedmiocie. Podstawy, założenia i szczegółowy program zestawiono przekrojowo we wstępnym rozdziale 3. W rozdziale 4 opisano przeprowadzone badania belek z różnie usytuowanym i różnie ukształtowanym stykiem pod obciążeniem doraźnym. Przyjęto trzy warianty lokalizacji styku (licząc od spodu belki):  $\frac{3}{4}$  wysokości (pomiędzy półką a środkiem),  $\frac{1}{2}$  wysokości i  $\frac{1}{4}$  wysokości oraz trzy warianty ukształtowania styku: z przyczepnością i zbrojeniem, z przyczepnością bez zbrojenia oraz zbrojone ze zlikwidowaną przyczepnością. Rozdział zamknęły analizy parametryczne przeprowadzone w oparciu o metodologię *fib Model Code 2010* i wnioski końcowe z badań własnych. Uzyskane dane stały się podstawą opisu numerycznego pracy statycznej belki zespolonej zawartego w rozdziale 5.

Model numeryczny stworzono w oprogramowaniu ABAQUS wykorzystującym metodę elementów skończonych. Zaprezentowano przyjęte hipotezy materiałowe, sposób budowy i kalibrację z wynikami badań laboratoryjnych. Analiza MES umożliwiła prześledzenie szukanego stanu naprężeniowego na powierzchni styku w chwili jego zarysowania oraz określenie podatności przed i po zarysowaniu styku. Rozdział 5 dopełniły wnioski dotyczące modelowania numerycznego żelbetowych elementów zespolonych (w szczególności połączeń kohezyjnych) i wyniki szczegółowych analiz.

Podstawą opracowania zaleceń do projektowania w/w elementów, wyartykułowanych w rozdziale 6, stały się dane uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych i analiz numerycznych. W oparciu o klasyfikację mechanizmów zniszczenia (*Halicka 2007*), relacje między siłami powodującymi zarysowanie strefy podporowej a siłami rysującymi styk oraz sposób obliczania nośności styku przyjęty w *fib Model Code 2010*, stworzono algorytm obliczania nośności stref przypodporowych belek zespolonych. Weryfikując algorytm własny określono wartości współczynników potrzebnych do obliczenia naprężeń rysujących styk, które mogą być wykorzystywane w projektowaniu żelbetowych belek zespolonych.

Pracę podsumowano w rozdziale 7. Odnosząc się do założonego na wstępie problemu badawczego sformułowano uogólnione wnioski na temat wpływu parametrów styku na pracę statyczną żelbetowych elementów zespolonych w szczególności o przekroju teowym jak również wskazano możliwe kierunki dalszych badań w przedmiotowym obszarze.

## **2. Aktualny stan wiedzy o żelbetowych elementach zespolonych**

### **2.1. Zespolenie w pracy statycznej elementów żelbetowych**

#### **2.1.1. Cechy charakterystyczne żelbetowych elementów zespolonych**

Żelbetowe elementy zespolone składają się zazwyczaj z dwóch lub więcej komponentów wykonanych z betonów o różniących się cechach wytrzymałościowych, odkształceniowych, a nierzadko również reologicznych. Ze względu na to występuje w nich szereg osobliwości, takich jak:

- redystrybucja sił wewnętrznych w przekroju wynikająca z procesów technologicznych wykonywania (faza montażowa – praca samego prefabrykatu, faza użytkowa – do współpracy włącza się dojrzewający nadbeton),
- niejednorodność przekroju pod względem cech materiałowych i reologicznych,
- istnienie styku między częściami składowymi, wpływającego na pracę statyczną całego elementu,
- przegrupowanie sił wewnętrznych będące skutkiem monolityzacji całego ustroju konstrukcyjnego, powodującej zmianę schematu statycznego najczęściej ze statycznie wyznaczalnego na statycznie niewyznaczalny (*Halicka, 2007*).

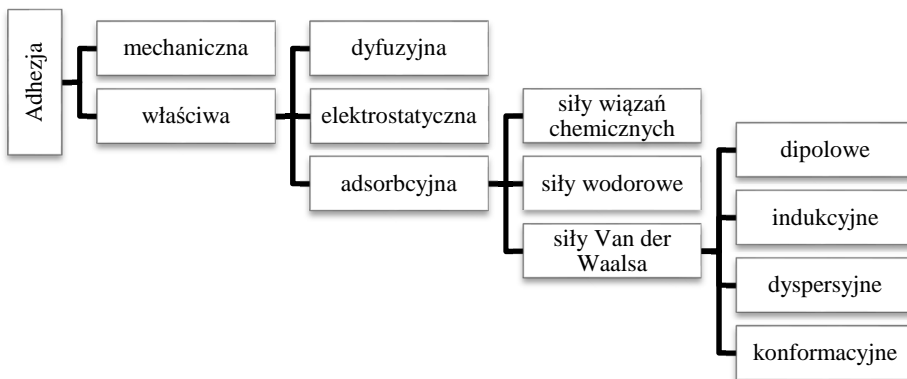
Przykłady najczęściej występujących w praktyce żelbetowych elementów zespolonych zaprezentowano i opisano w kolejnym punkcie niniejszej pracy (p. 2.2).

#### **2.1.2. Zjawiska występujące w styku wpływające na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych**

##### **2.1.2.1 Zjawisko adhezji**

Przyczepność, czy też adhezja, rozumiana jest zwykle jako ogół zjawisk występujących na granicy dwóch stykających się ciał i powodujących ich wzajemne „szczępienie” (łac. „adhaesio”). Powstały układ charakteryzuje się właściwościami materiału szcpego (np. kleju) i ciał łączonych oraz występowaniem granicy rozdziału między nimi. Umowny podział jakościowy czynników sprawczych adhezji przedstawiono na Rys. 2.1 (*Halicka, 2007, Domińczuk, 2011*):





Rys. 2.1. Czynniki sprawcze adhezji (Halicka, 2007)

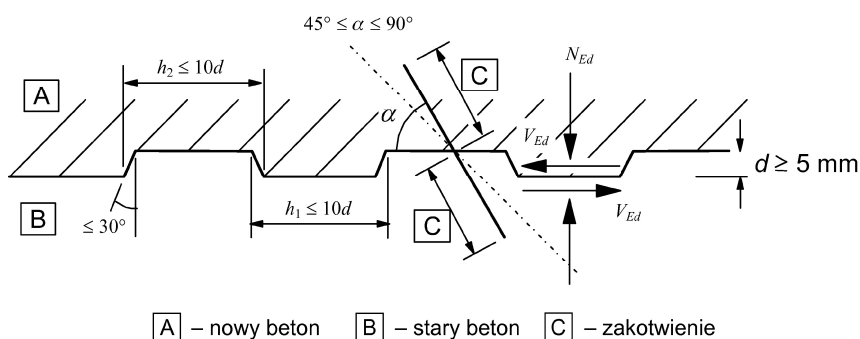
Szczególnym przypadkiem takiego układu jest łączenie dwóch betonów, z których jeden jest „dojrzały” (pełne lub częściowo zrealizowane wiązania chemiczne) a drugi „świeży” (mieszanka betonowa w fazie wiązania). Rolę spoiwa pełni tu zaczyn cementowy „świeżej” mieszanki betonowej. Pod względem chemicznym materiały układu mają bardzo zbliżone właściwości, wydaje się zatem, że największe znaczenie dla rozwoju przyczepności mają siły międzycząsteczkowe umożliwiające dokładne wniknięcie „świeżego” zaczynu w pory i nierówności powierzchni „starego” elementu. Następnie w czasie wiązania „świeżej” mieszanki mogą wytworzyć się wiązania chemiczne pomiędzy niezhidratyzowanymi jeszcze ziarnami cementu powierzchni dojrzałej lub nadbudowywane krysztalów już tam istniejących. Ogół przenikających się wzajemnie zjawisk (dyfuzji, przyciągania elektrostatycznego czy adsorbcji) występujących w strefie przypowierzchniowej przed stwardnieniem zaczynu można sklasyfikować jako adhezję właściwą. Po stwardnieniu zaczynu następuje wzajemne zazębianie cząstek z równoległym rozwinięciem powierzchni kontaktu w szwie, co można sklasyfikować jako adhezję mechaniczną (Halicka, 2007).

Efektywność tak rozumianej przyczepności między betonami zależy w dużej mierze od stopnia wypełnienia porów i nierówności styku. Zanieczyszczenia powierzchni, a także pęcherzyki powietrza i nadmiar wody będący skutkiem intensywnego nawilżania lub segregacji zaczynu powodują jej obniżenie. Dlatego też, dla przykładu zgodnie z *PN-B-03264* zaleca się, aby powierzchnia przewidziana do zespolenia była: szorstka, oczyszczona, bez zacieków mleczka cementowego, odpowiednio nawilżona przed betonowaniem. Ponadto, dopuszcza się stosowanie środków szepnych a konsystencja mieszanki betonu uzupełniającego powinna umożliwiać jej poprawne zagęszczenie bez segregacji składników.

Przyczepność jest podstawowym parametrem wpływającym na nośność styku dwóch betonów, a w konsekwencji ich pracy statycznej w przekroju czy elemencie zespolonym. W tradycyjnej praktyce projektowej określana jest ona na podstawie cech wytrzymałościowych słabszego z betonów i uzależniona od rodzaju powierzchni warstwy stykowej. Za miarę przyczepności przyjmuje się największą wartość tzw. naprężeń przyczepności, przeciwstawiających się naprężeniom w styku powodowanym przez obciążenia zewnętrzne lub wymuszenia. Mogą one dotyczyć styków w prostym stanie naprężenia jak rozciąganie, ścinanie jak również w stanie złożonym (ściananie z rozciąganiem, ścinanie ze ściskaniem lub skręcanie). Niniejsza praca koncentruje się na stykach ścinanych z uwzględnieniem naprężeń normalnych do ich powierzchni. Przekroczenie przez naprężenia w styku naprężeń przyczepności prowadzi do odseparowania połączonych części.

Chropowatość powierzchni jest głównym czynnikiem kształtującym przyczepność w styku, dlatego aktualne normy bazują na podziale opartym na technologii wykonania, rozróżniając następujące rodzaje powierzchni:

- bardzo gładka – uzyskana w formie stalowej, z tworzyw sztucznych lub gładkiej formie drewnianej,
- gładka – uzyskiwana w formie ślizgowej lub metodą prasowania, a po wibrowaniu swobodne powierzchnie pozostawione są bez dodatkowych zabiegów,
- szorstka – pozostawiona w stanie szorstkim po zabetonowaniu np. poprzez poddanie zabiegowi zgrabiania wywołującego bruzdy o głębokości nie mniejszej niż 3 mm w rozstawie nie większym niż 40 mm, przez odślonięcie kruszywa, lub inne metody przynoszące podobne skutki,
- z wrębami – celowo ukształtowana jak na Rys. 2.2.



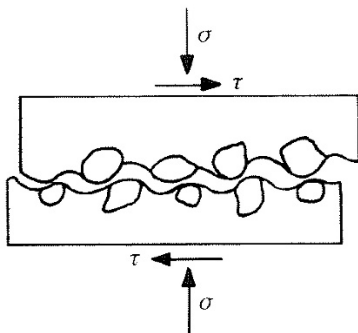
Rys. 2.2. Połączenie z wrębami (PN-EN 1992-1-1)

Powyższej sklasyfikowanym powierzchniom styku można przypisać współczynniki określające nośność na podłużne ścinanie, wynikające z adhezji.

W przypadku powierzchni specjalnie przygotowywanych, np. poprzez zgrabienie lub ukształtowanie wrębów, w nierówności betonu zespalanego wnikają również cząstki kruszywa zwiększając adhezję mechaniczną. Blokowanie się kruszywa w zarysowanym styku to zjawisko zwane „aggregate interlock”, które szerzej opisane zostało w kolejnym podrozdziale.

### 2.1.2.2 Zjawisko „aggregate interlock”

Jednym z podstawowych mechanizmów przenoszenia sił stycznych w rysie elementu betonowego (również w zarysowanym styku) jest zjawisko zazębiania kruszywa zwane „aggregate interlock” (Rys. 2.3). Ze względu na fakt, że powierzchnie rysy są chropowate ich przemieszczenie powoduje zazębianie się nierówności i możliwe jest przeniesienie naprężeń ścinających przez tarcie.



Rys. 2.3. Zjawisko „aggregate interlock”

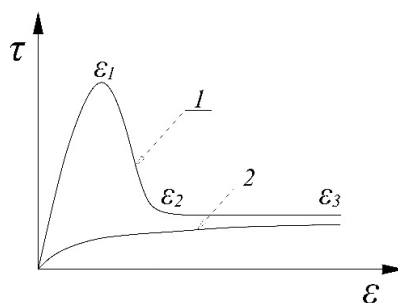
Zjawisko „aggregate interlock” było przedmiotem zainteresowania wielu badaczy, na przykład Tirassa (*Tirassa, 2018*). Krytyczny przegląd literatury przedmiotu przedstawia także Słowik (*Słowik, 2016*). Głównym wnioskiem wynikającym z tego przeglądu jest zależność efektu od uziarnienia kruszywa w betonie. Wraz ze zmniejszeniem maksymalnego wymiaru kruszywa naprężenia ścinające przenoszone przez tarcie w rysie spadają. Spadek naprężeń związany jest również ze wzrostem szerokości rozwarcia rysy. W zjawisku tym duże znaczenie ma relacja wytrzymałości zaczynu cementowego i wytrzymałości kruszywa. W przypadku wytrzymałości zaczynu większej od kruszywa, rysa przecina ziarna kruszywa znacząco ograniczając chropowatość powierzchni, a w konsekwencji efektywność całego zjawiska. Innym, sygnalizowanym przez badaczy, aspektem związanym z kruszywem jest jego rodzaj. Ze względu na różne powierzchnie kruszyw używanych w betonie mają one również wpływ na tarcie w płaszczyźnie styku (*Słowik, 2016*).

### 2.1.2.3 Zjawisko tarcia

Tarcie, jako kolejne po adhezji zjawisko determinujące pracę styku, również ma istotny wpływ na pracę statyczną elementu zespolonego.

Zjawisko tarcia w styku ujawnia się wraz z wystąpieniem naprężeń zewnętrznych dociskających powierzchnie zespolenia elementów. Jest ono charakteryzowane przez współczynnik tarcia  $\mu$  definiowany jako stosunek naprężeń stycznych  $\tau$  do naprężeń normalnych  $\sigma$  wywieranych na powierzchnię styku.

Najpopularniejsze teorie opisujące tarcie, (teorie molekularno-mechaniczne Deriagina czy Kragielskiego) zakładają, że współczynnik tarcia jest sumą efektu adhezji, niezależnej od przyłożonego naprężenia dociskającego, oraz tarcia właściwego. Teoria Kragielskiego, w przypadku tarcia właściwego, uwzględnia dodatkowo siły spójności (analogia do adhezji właściwej) i mechanizm blokowania (w funkcji szorstkości) powstałe w wyniku przyłożonego obciążenia. Można odnieść to do tradycyjnie rozpatrywanego tarcia statycznego (przy próbie wzajemnego przemieszczenia) oraz tarcia kinematycznego (występującego w trakcie ruchu). W przypadku styku betonów istotne są obydwa – jeśli nie dopuszczamy zarysowania styku (rozważamy styk sztywny) odpowiednie będą wielkości adhezji statycznej i spoczynkowego współczynnika tarcia. W przypadku styków podatnych, z możliwością przemieszczania się łączonych elementów po zerwaniu przyczepności, działać będzie tarcie kinematyczne. Zasadę działania tarcia zobrazować można na wykresie zależności odkształceń do naprężeń stycznych w styku ścinanym niezbrojonym (Rys. 2.4.). W pierwszym etapie pracy styku działa łącznie adhezja fizykochemiczna i mechaniczna. Po przekroczeniu przez naprężenia ścinające wartości rysujących styk ( $\varepsilon_1$ ), adhezja stopniowo zanika włączając tarcie właściwe ( $\varepsilon_2$ ) aż do odkształceń niszczących styk ( $\varepsilon_3$ ).



Rys. 2.4. Zależność „naprężenie ścinające – odkształcenie” w styku ścinanym niezbrojonym: 1 – styki o powierzchni szorstkiej, 2 – styki o powierzchni bardzo gładkiej,  $\varepsilon_1$  – odkształcenie przy działaniu łącznie adhezji fizykochemicznej i mechanicznej (tarcie spoczynkowe),  $\varepsilon_2$  – odkształcenie po stopniowym wyłączeniu adhezji fizykochemicznej (tarcie spoczynkowo-kinematyczne),  $\varepsilon_3$  – odkształcenie przy zniszczeniu styku (tarcie kinematyczne)

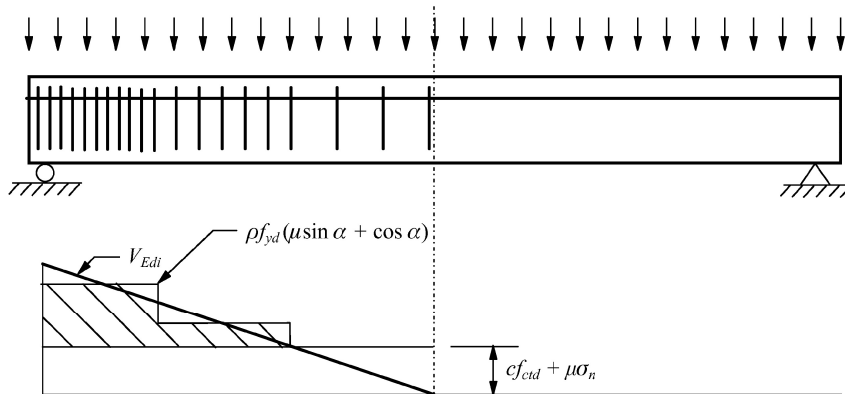
Powszechna hipoteza Coulomba, stanowiąca podstawę metod normowych pozwala na określenie nośności styku niezbrojonego z uwzględnieniem naprężeń tarcia. Zakłada się w niej, że o nośności styków niezbrojonych decyduje spójność –  $C$  oraz tarcie, zależne od współczynnika  $\mu$  uwzględniającego składnik przyczepności specyficznej oraz efektu blokowania wg teorii Kragielskiego (Halicka, 2007):

$$\tau_{Rli} = C + \mu \sigma_n \quad (2.1)$$

W praktyce, analogicznie jak dla przyczepności, wartość współczynnika tarcia uzależniono od sposobu przygotowania powierzchni styku (patrz klasyfikacja przedstawiona w p. 2.1.2.1). W normie *PN-EN 1992-1-1* przyjęto ograniczenie naprężeń ściskających do wartości 60% obliczeniowej wytrzymałości na ściskanie betonu, oraz osłabienie nośności (ujemna wartość naprężeń  $\sigma_n$ ) w przypadku działania naprężeń rozciągających styk.

#### 2.1.2.4 Zbrojenie zszywające

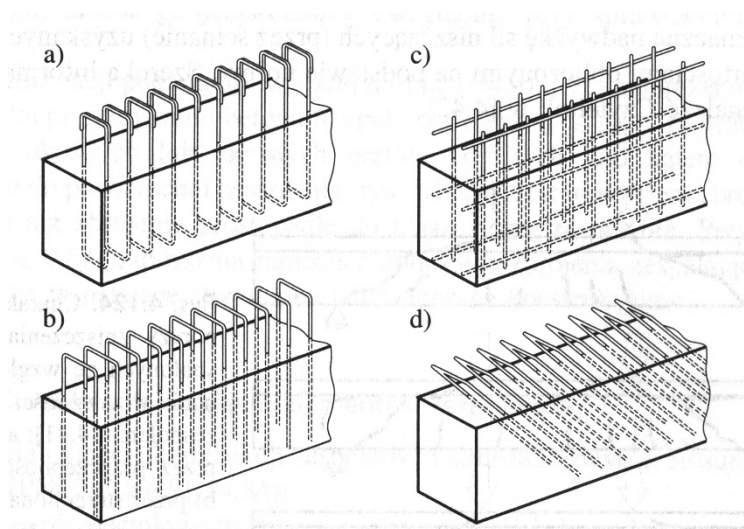
Zbrojenie styku wprowadza się w celu zwiększenia nośności na podłużne ścinanie. Gdy naprężenia styczne przekraczają wartość sumy składników wynikających z przyczepności i tarcia w styku, zachodzi obliczeniowa konieczność wprowadzenia zbrojenia zszywającego. Obrazowo przedstawia to schemat Rys. 2.5. zawarty w normie *PN-EN 1992-1-1*.



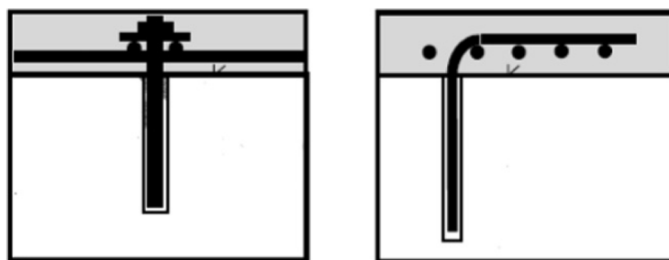
Rys. 2.5. Wykres obrazujący obliczeniowo potrzebne zbrojenie złącza (*PN-EN 1992-1-1*)

Tradycyjnie, jako zbrojenie styku wykorzystuje się odpowiednio ukształtowane zbrojenie poprzeczne (na ścinanie) elementów żelbetowych. Warunkiem uwzględniania tego zbrojenia w nośności styku jest jego poprawne zakotwienie w częściach składowych elementu zespolonego. Można je wykonywać klasycznie w postaci strzemion, pętli lub siatek zgrzewanych nachylonych pod kątem od  $45^\circ$

do 90° do osi podłużnej styku ( Rys. 2.6) lub jako różnego rodzaju łączniki mechaniczne kotwione wtórnie w części prefabrykowanej elementu (Rys. 2.7).



Rys. 2.6. Przykład klasycznego zbrojenia zszywającego stosowanego w belkach żelbetowych (Starosolski, 2011)



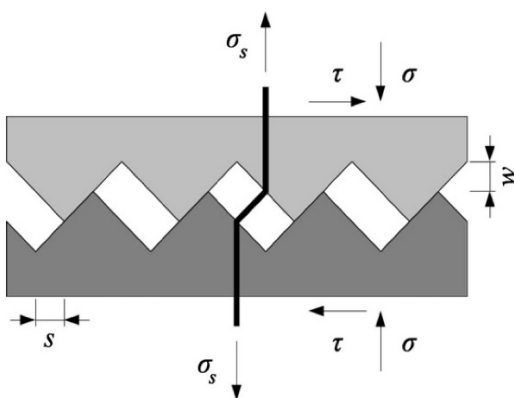
Rys. 2.7. Przykłady łączników mechanicznych wykorzystywanych jako zbrojenie styku (Mansour, 2015)

Istnienie zbrojenia w styku powoduje występowanie dwóch podstawowych zjawisk wpływających na nośność styku, opisanych w kolejnych podrozdziałach.

#### 2.1.2.5 Zjawisko „shear-friction”

Zjawisko „shear-friction” jest podstawą teorii pozwalającej na oszacowanie nośności zbrojonego styku typu „beton–beton” poddanego siłom stycznym. Teoria oparta o to zjawisko, po raz pierwszy, zaprezentowana została przez *Birkelanda* w 1966 r. i zaadoptowana we wszystkich późniejszych normach do

projektowania konstrukcji żelbetowych (Santos, Julio, 2012). Zakłada ona, że przenoszenie naprężeń stycznych w styku zbrojonym poddanym równoległe ścinaniu i ścisnaniu odbywa się przez tarcie z poślizgiem między powierzchniami. Uwzględnia się w niej również fakt, że w zarysowanej powierzchni występuje blokowanie się kruszywa (zjawisko „aggregate interlock”) oraz praca trzpieniowa zbrojenia (zjawisko „dowel action”). Mechanizm działania można opisać następująco: po przyłożeniu siły stycznej do styku następuje, równocześnie, wzajemne przemieszczenie  $s$  oraz rozwarcie styku  $w$ , będące skutkiem nierówności powierzchni. Reakcja zbrojenia zszywającego (w wyniku rozwarcia styku) dociska zazębione powierzchnie styku zwiększając wzajemne tarcie. Przytoczony opis teorii obrazuje najczęściej prosty model „zębów piły”, przedstawiony na Rys. 2.8 (Halicka, 2007; Santos, 2012).



Rys. 2.8. Model zjawiska „shear-friction” (Santos, 2012)

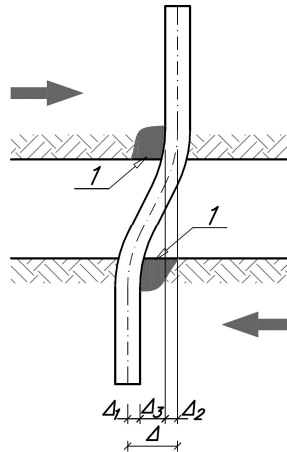
Badaniami nad zjawiskiem „shear-friction” zajmowali się m.in.: Mattock, Walraven (Mattock A.H. i in., 1972; Walraven i in., 1987), jedne z najnowszych badań zaprezentował Xiao (Xiao i in., 2016).

#### 2.1.2.6 Zjawisko „dowel action” (siła klockująca)

Wzrost szerokości zarysowania, jak wspomniano wyżej, wpływa na zmniejszenie efektu zazębienia kruszywa, a wtedy siła styczna jest w większym stopniu przenoszona przez elekt klockujący zbrojenia „dowel action”. Efekt wzrasta w miarę zwiększania się poślizgu między powierzchniami w styku, któremu przeciwstawia się zbrojenie poprzeczne. Efekt klockujący można opisać jako konsekwencję powstania odkształcenia  $\Delta$  pomiędzy dwoma nieodkształconymi częściami pręta na przeciwległych powierzchniach zarysowanego styku. Odkształcenie całkowite składa się z odkształceń pręta i betonu wokół niego



$(\Delta_1 + \Delta_2)$  oraz odkształcenia samego pręta w rysie pomiędzy płaszczyznami styku  $(\Delta_3)$  Rys. 2.9.



Rys. 2.9. Zjawisko „dowel action”: 1 – strefa miażdżenia betonu

Zjawisko „dowel action” charakteryzowane jest poprzez formę odkształcenia pręta w strefie „swobodnej” pomiędzy płaszczyznami styku, a jego wartość określa stosunek granicy plastyczności zbrojenia do przenoszonej siły poprzecznej (Jelić i in. 1999). Wyróżnia się trzy mechanizmy efektu „dowel action” (Rys. 2.10.):

- a) zginanie – składnik związany z wytworzeniem się przegubów plastycznych w pręcie, a jego wartość  $F_{du,1}$  można określić na podstawie wyrażania:

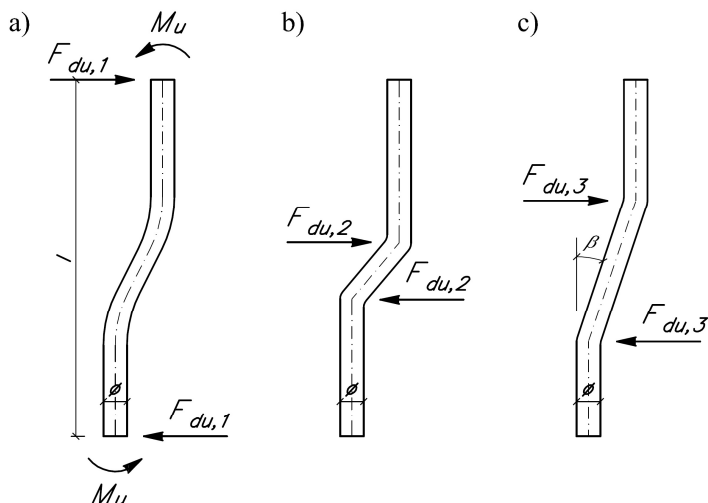
$$F_{du,1} = \frac{2M_u}{l} = \frac{4\phi A_s f_{sy}}{3\pi l}, \quad (2.2)$$

- b) ścinanie – siła  $F_{du,2}$  przenoszona przez czyste ścinanie pręta:

$$F_{du,2} = \frac{A_s f_{sy}}{\sqrt{3}}, \quad (2.3)$$

- c) złamanie – jeśli występuje znaczne przemieszczenie pomiędzy osiami zbrojenia -siła osiowa  $F_{du,3}$  w odkształconym pręcie stanowi składową siły poprzecznej:

$$F_{du,3} = A_s f_{sy} \cos \beta. \quad (2.4)$$



Rys. 2.10. Mechanizmy działania zjawiska „dowel action”

### 2.1.3. Modele obliczeniowe nośności styku

#### 2.1.3.1 Stan graniczny nośności styku

Zarówno *ModelCode2010*, jak i *Eurokod 2-1-1* oraz wcześniejsza polska norma *PN-B-03264: 2002* stan graniczny nośności styku na ścinanie zapisują w formie naprężeniowej. Naprężenia styczne w płaszczyźnie styku betonów, które stwardniały w różnych terminach, powinny spełniać warunek:

$$\tau_{Sdi} \leq \tau_{Rdi} \quad (2.5)$$

W powyższym wyrażeniu  $\tau_{Sdi}$  jest obliczeniową wartością naprężenia stycznego w płaszczyźnie styku, daną wzorem:

$$\tau_{Sdi} = \beta \frac{V_{Sd}}{z \cdot b_i} \quad (2.6)$$

gdzie:

$\beta$  – stosunek siły podłużnej działającej na przekrój poprzeczny nowego betonu do całej siły podłużnej, działającej w rozważanym przekroju w strefie ściskanej, albo w strefie rozciąganej,

$V_{Ed}$  – wartość obliczeniowa siły poprzecznej,

$z$  – ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym,

$b_i$  – szerokość płaszczyzny zespolenia.

### 2.1.3.2 Analiza modelu nośności styku przewidzianego w normie PN-B-03264: 2002

Zasady projektowania konstrukcji zawarte w polskiej normie *PN-B-03264: 2002* wskazywały na konieczność spełnienia wymagań stanów granicznych w stosunku do elementów łączonych oraz ustroju zespolonego zarówno w trwałej jak i przejściowej sytuacji obliczeniowej. Według zawartych tu wytycznych konstrukcję można uznać za zespoloną jeżeli: zachowana jest nośność na ścinanie podłużne połączenia prefabrykatu z betonem uzupełniającym, zachowana jest ciągłość w przekazywaniu sił normalnych przez elementy współpracujące oraz między nimi, klasa betonu uzupełniającego jest nie niższa niż B20 oraz grubość warstwy betonu uzupełniającego jest nie mniejsza niż 40 mm.

Nośność na ścinanie podłużne w płaszczyźnie zespolenia prefabrykatu z betonem uzupełniającym osiąga się poprzez przyczepność naturalną, tarcie oraz odpowiednie zbrojenie poprzeczne. Określona jest wzorem:

$$\tau_{Rdi} = k_T f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho_i f_{ywd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd}, \quad (2.7)$$

gdzie:

$k_T$  – współczynnik zależny od rodzaju powierzchni podany w Tab. 2.1.,

$f_{ctd}$  – wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie określona dla betonu niższej klasy,

$\mu$  – współczynnik tarcia przy ścinaniu podany w Tab. 2.1.,

$\sigma_n$  – naprężenie wywołane przez siłę prostopadłą do płaszczyzny zespolenia: dodatnie przy ściskaniu,

$\rho_i$  – stopień zbrojenia poprzecznego w złączy,

$f_{ywd}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia poprzecznego w złączy,

$\alpha$  – kąt pomiędzy płaszczyzną złącza a zbrojeniem poprzecznym, zawarty w przedziale  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ,

$v$  – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu.

Współczynniki opisujące zależność przyczepności i tarcia od rodzaju powierzchni wg *PN-B-03264* przedstawia Tab. 2.1.

Tab. 2.1. Wartości współczynników  $\mu$  i  $k_T$  wg *PN-B-03264*

Rodzaj powierzchni	Współczynnik tarcia $\mu$	$k_T$
monolit	1,0	0,62
z wrębami	0,9	0,50
szorstka	0,7	0,45
gładka	0,6	0,35
bardzo gładka	0,5	0,02

Zbrojenie na ścinanie podłużne w złączu jest obliczeniowo potrzebne, kiedy zachodzi warunek:

$$\tau_{Sdi} > k_T f_{ctd} + \mu \sigma_n, \quad (2.8)$$

gdzie:

$\tau_{Sdi}$  – podłużne naprężenia ścinające w płaszczyźnie zespolenia od obciążeń obliczeniowych,  
pozostałe współczynniki jak we wzorze (2.7).

Normowe zasady kształtowania zbrojenia zszywającego są zgodne z przedstawionymi w p.2.1.2.4.

### 2.1.3.3 Analiza modelu nośności styku przyjętego w normie *PN-EN 1992-1-1: 2008*

Norma *PN-EN 1992-1-1* podobnie jak *PN-B-03264: 2002* wymaga spełnienia warunku (2.5), przy czym  $\tau_{Sdi}$  zastąpiono  $v_{Edi}$  a  $\tau_{Rdi}$  zastąpiono  $v_{Rdi}$ . Analogicznie do wzoru (2.7) określono również obliczeniową nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho_i f_{ywd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}, \quad (2.9)$$

gdzie:

$c$  – współczynnik zależny od szorstkości płaszczyzny wg Tab. 2.2.,

$\mu$  – współczynnik tarcia przy ścinaniu podany wg Tab. 2.2.,

$\sigma_n$  – naprężenie normalne do powierzchni styku (dodatnie przy ściskaniu i ujemne przy rozciąganiu), nie większe niż  $0,6 f_{cd}$ , wywołane przez najmniejsze obciążenie zewnętrzne powierzchni, które zawsze działa jednocześnie z siłą ścinającą styk; jeżeli  $\sigma_n$  jest naprężeniem rozciągającym –  $c f_{ctd} = 0$ .

Pozostałe współczynniki jak we wzorze (2.7).

Współczynniki opisujące zależność przyczepności i tarcia od rodzaju powierzchni wg *PN-EN 1992-1-1* przedstawia Tab. 2.2.

Tab. 2.2. Wartości współczynników  $\mu$  i  $c$  według *PN-EN 1992-1-1*

Rodzaj powierzchni	Współczynnik tarcia $\mu$	$c$
z wrębami	0,9	0,50
szorstka	0,7	0,20
gładka	0,6	0,35
bardzo gładka	0,5	0,025÷0,01

Podobnie jak w normie *PN-B-03264: 2000* można stosować schodkowy rozkład zbrojenia poprzecznego a udział nośności poszczególnych składników na tle wykresu sił poprzecznych przedstawia Rys. 2.5.

#### 2.1.3.4 Metoda wg *fib Model Code 2010*

Prenorma *fib Model Code 2010* zawiera znacznie więcej informacji i zaleceń niż dwa poprzednie modele. Ujęto je w rozdziale 6, poświęconym zagadnieniom kontaktu materiałów (podrozdział 6.3) oraz w rozdziale 7 poświęconym projektowaniu (podrozdział 7.3 dotyczący ścinania).

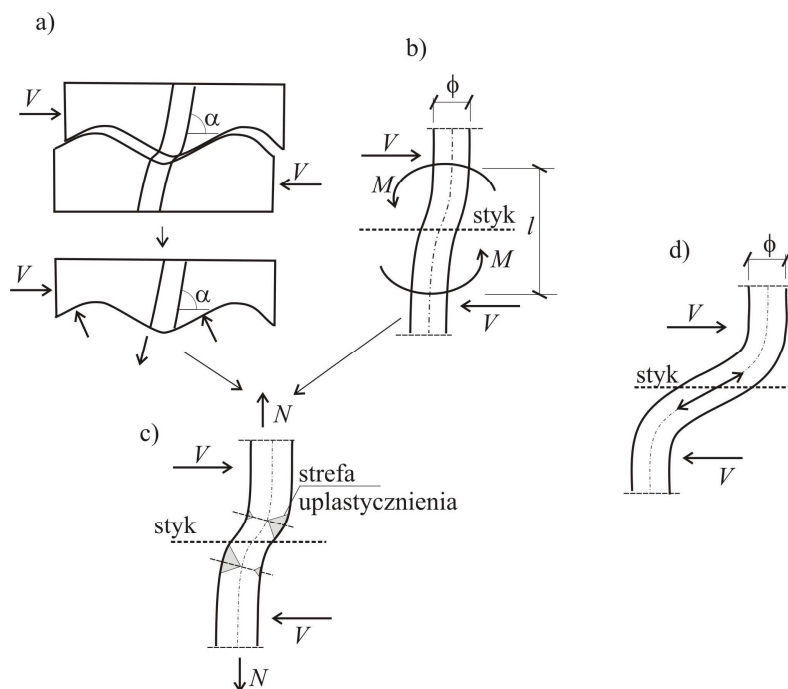
W styku może występować różny stan naprężeń: ściskanie, rozciąganie, ścinanie lub stan złożony (ścinanie ze ścisaniem lub ścinanie z rozciąganiem). Podobnie jak *PN-EN 1992-1-1*, *fib Model Code 2010* odnosi się głównie do ścinania uznając, że siły rozciągające styk winny być przeniesione przez zbrojenie.

Wyrażenie opisujące obliczeniową nośność graniczną na ścinanie styku zbrojonego przyjęte w *fib Model Code 2010* zostało rozszerzone w stosunku do *PN-EN 1992-1-1* o działanie trzpieniowe zbrojenia zszywającego styk. Tak więc, o nośności styku decydują trzy mechanizmy: mechanizm „A” – przyczepność, mechanizm „B” – tarcie i mechanizm „C” – działanie trzpieniowe zbrojenia zszywającego styk („dowel action”).

Mechanizm „A”. Na wartość naprężeń przyczepności składa się adhezja wynikająca z wiązań fizykochemicznych i efekt zazębienia mechanicznego powstającego wskutek wypełnienia przez beton nowej nierówności powierzchni betonu starego. Przyczepność zależy silnie od szorstkości powierzchni styku oraz jej czystości (zanieczyszczenia znacznie redukują przyczepność). W komentarzu do *fib Model Code 2010* do czynników wpływających na przyczepność zaliczono także: klasę wytrzymałości betonów, jakość warstwy górnej starego betonu, porowatość i wilgotność betonu starego, właściwości betonu nowego i jego skurcz oraz wiek betonów.

Mechanizm „B”. Tarcie w styku wynika z docisku od zewnętrznego naprężenia o wartości  $\sigma_n$  oraz docisku zbrojeniem „shear friction” (Rys. 2.11.a).

Mechanizm „C”. Wzajemne przemieszczenie łączonych betonów (poślizg) prowadzi do wzajemnych przemieszczeń fragmentów prętów zszywających zakotwionych w nowym i starym betonie, co skutkuje zginaniem prętów i otwieraniem styku (Rys. 2.11.b). Maksymalne wartości momentów zginających pojawiają się przy przemieszczeniu równym 0,1–0,2 średnicy pręta. Z tego powodu maksymalne naprężenia w zbrojeniu wynikające z jego rozciągania muszą być ograniczone do wartości  $\kappa_{fywd}$ ,  $\kappa_1 < 1,0$  (Rys. 2.11.c). Przy poślizgach większych może dojść do tzw. efektu przegięcia i wzrostu siły rozciągającej w przecie (Rys. 2.11.d).



Rys. 2.11. Modele działania zbrojenia zszywającego według *fib ModelCode 2010*: a) mechanizm powstawania siły rozciągającej w przecie nachylonym do styku pod kątem  $\alpha$  („shear friction”), b) działanie trzpieniowe („dowel action”), c) strefy uplastycznienia pręta w wyniku łącznego działania siły rozciągającej i momentu zginającego, d) wzrost siły rozciągającej w przecie przy dużych przemieszczeniach (tzw. efekt przegięcia) (*Halicka, Jabłoński, 2015*)

W przeciwieństwie do *PN-EN 1992-1-1* zapisano wyraźnie, że poszczególne mechanizmy są współzależne, a maksymalne wartości poszczególnych składników zachodzą przy różnych poślizgach. Jest to wyraźny postęp w stosunku do podejścia *PN-EN 1992-1-1*, bowiem wzór w Eurokodzie obowiązał do sumowania wszystkich składników w ich nominalnie maksymalnej wielkości, co było wielokrotnie kwestionowane np. (*Halicka, 2007*). Różnicą w stosunku do Eurokodu jest także uwzględnienie działania trzpieniowego zbrojenia zszywającego. W *PN-EN 1992-1-1* zakładano, że w stanie granicznym nośności styku granica plastyczności zbrojenia zszywającego osiągnana jest jedynie wskutek rozciągania.

Ogólne wyrażenie służące obliczaniu granicznego naprężenia ścinającego, które może być przeniesione przez styk w przypadku zbrojenia prostopadłego do styku zostało przyjęte na podstawie badań (*Randl, Wicke, 2000*) i zapisane następująco:

$$\tau_{Rdi} = A + B + C = \tau_a + \mu(\sigma_n + \rho_i \kappa_1 f_{ywd}) + \kappa_2 \rho_i \sqrt{f_{ywd} f_{cd}} \quad , \quad (2.10)$$

gdzie:

$\tau_a$  – nośność na ścinanie wynikająca z adhezji i ząbienia mechanicznego,

$\mu$  – współczynnik tarcia w styku,

$\rho_i$  – stopień zbrojenia zszywającego styk ( $\rho_i = \frac{A_s}{A_c}$ , gdzie  $A_s$  jest polem przekroju

zbrojenia zszywającego przecinającego styk o polu powierzchni  $A_c$ ),

$f_{ywd}$  – granica plastyczności zbrojenia zszywającego,

$f_{cd}$  – wytrzymałość betonu na ściskanie w warunkach trójosiowego obciążenia,

$\kappa_1$  i  $\kappa_2$  – współczynniki uwzględniające fakt, że zbrojenie zszywające jest poddane równocześnie ścinaniu i zginaniu, a wzajemna relacja tych naprężeń zależy od wielkości przemieszczenia (poślizgu) w styku.

To, który składnik jest dominujący zależy od charakterystyki styku w zakresie sztywności (zależność „naprężenie ścinające – poślizg”), o której decyduje obecność i stopień zbrojenia zszywającego i szorstkość powierzchni styku. Prenorma *fib Model Code 2010* wyróżnia „silne połączenie adhezyjne”, w wyniku którego powstaje styk sztywny oraz „słabe połączenie adhezyjne” tworzące styk „niesztywny”.

**Styk sztywny.** Gdy nie ma zbrojenia zszywającego, lub jest ono bardzo małe ( $\rho_i < 0,05\%$ ), a wzajemne przemieszczenia połączonych części są niewielkie – do 0,05 mm, styk można określić jako sztywny. Mechanizm zniszczenia polega na zerwaniu adhezji, a następnie przemieszczeniu wzajemnym łączonych części, któremu towarzyszy zniszczenie ząbienia mechanicznego (stopniowa redukcja mikronierówności i pęknięcie wystających części styku). W tym przypadku zbrojenie nie powinno być obliczeniowo brane pod uwagę i wyrażenie (2.10) przyjmuje postać:

$$\tau_{RdI} = A + B = \tau_a + \mu\sigma_n = c_a f_{cd} + \mu\sigma_n \leq 0,5\nu f_{cd}, \quad (2.11)$$

gdzie:

$c_a$  – współczynnik przyczepności zależny od szorstkości styku,  $\mu$  i  $\sigma_n$  jak we

wzorze (2.10),  $\nu = 0,55 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} < 0,55$ .

Zapis pierwszego składnika we wzorze (2.11) oznacza, że wartość przyczepności zależy od wytrzymałości betonu i określa się ją w odniesieniu do wytrzymałości na rozciąganie betonu  $f_{ctd}$ . Niestety, podobnie jak w *PN-EN 1992-1-1* nie podano, którego z łącznych betonów wytrzymałość jest tu uwzględniana. We wcześniejszych polskich normach brano pod uwagę wytrzymałość słabszego z betonów, choć wielu badaczy wskazuje na większy wpływ betonu nowego.

**Styk niesztywny.** Styk jest niesztywny jeśli stopień zbrojenia zszywającego  $\rho_i \geq 0,05\%$ . Zniszczenie takiego styku zachodzi przez osiągnięcie granicy plastyczności w zbrojeniu zszywającym przy poślizgach połączonych części od

0,5 do 1,5 mm, przy czym naprężenia przenoszone przez połączenie mogą rosnać po zerwaniu przyczepności tak długo, jak długo rosnać siły w zbrojeniu zszywającym. Praca styku niesztynnego opiera się głównie na działaniu tarcia i działaniu trzpieniowym zbrojenia zszywającego, w którym maksymalne naprężenie wynikające z rozciągania osiągnąć może  $\kappa_1 f_{ywd}$ . Uwzględnia się jedynie cześć przyczepności wynikającej z zazębienia kruszywa (sama adhezja zostaje pominięta). W przypadku gdy pręty nie są prostopadłe do styku, lecz nachylone do niego pod kątem  $\alpha$  uwzględnia się także składową siły w prętach równoległą do styku równą  $\rho_i \kappa_1 f_{ywd} \cos \alpha$ . Ostateczna postać wyrażenia opisującego graniczne naprężenia ścinające styk niesztynny jest następująca:

$$\begin{aligned} \tau_{Rdi} &= A + B + C + \rho_i \kappa_1 f_{ywd} \cos \alpha = \\ &c_r f_{ck}^{1/3} + \mu(\sigma_N + \rho_i \kappa_1 f_{ywd} \sin \alpha) + \kappa_2 \rho_i \sqrt{f_{ywd} f_{cd}} + \rho_i \kappa_1 f_{ywd} \cos \alpha = \\ &c_r f_{ck}^{1/3} + \mu \sigma_N + \rho_i \kappa_1 f_{ywd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \rho_i \sqrt{f_{ywd} f_{cd}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

gdzie:

$c_r$  – współczynnik wpływu zazębiana kruszywa, pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.10).

Nośność graniczna styku wina być jednak ograniczona do wartości:

$$\tau_{Rdi} \leq \beta_c v f_{cd}, \quad (2.13)$$

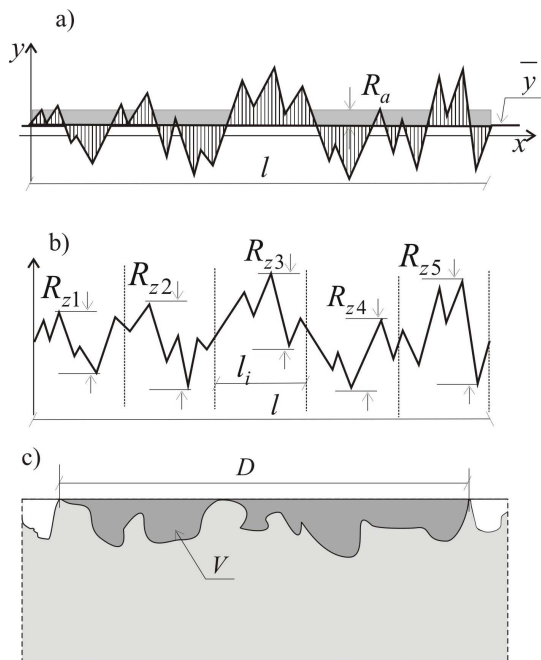
gdzie:

$\beta_c$  – współczynnik do wytrzymałości krzyżulców ściskanych, pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.10).

Prenorma *fib Model Code 2010* rozróżnia: powierzchnię bardzo gładką (np. betonowaną w stalowej formie), gdzie parametr szorstkości  $R_t$  jest niemierzalny, gładką (np. piaskowaną lub czyszczoną wodą pod ciśnieniem) przy  $R_t < 1,5$  mm, szorstką (lekko chropowatą, nieobrabaną) przy  $R_t \geq 1,5$  mm oraz bardzo szorstką (np. obrabaną strumieniem wody pod wysokim ciśnieniem lub nacinaną) przy  $R_t \geq 3$  mm. Do tej ostatniej kategorii zaliczono także powierzchnię z celowo ukształtowanymi wrębami, przy czym zalecana geometria wrębów jest taka sama jak w *PN-EN 1992-1-1* (Rys. 2.1). Pomimo zdefiniowania w *fib Model Code 2010* parametrów  $R_a$  („średnia szorstkość”) i  $R_z$  („średnia wysokość od szczytu do doliny”) przedstawiona klasyfikacja powierzchni opiera się o parametr  $R_t$ , będący wynikiem badania szorstkości powierzchni metodą wyrównania piaskiem (Rys. 2.12). Zastosowanie tej metody ograniczone jest jednak jedynie do badania powierzchni poziomych oraz charakteryzujących się dosyć dużą chropowatością. Nie podano wartości parametrów  $R_a$  i  $R_z$ , jedynie przybliżoną zależność  $R_t \approx 0,5R_z$ . Równocześnie w komentarzu zwrócono uwagę,



że klasyfikacja powyższa nie jest dokładna i zawsze dla określenia kategorii wymagana jest ocena inżynierska.



Rys. 2.12. Sposób określania parametrów szorstkości powierzchni według *fib ModelCode 2010*: a) szorstkość średnia, b) średnia wysokość „od szczytu do doliny”, c) metoda „piaskowa” (*PN-EN 1766:2017-03*)

Wszystkim kategoriom przypisano wartości współczynników występujących we wzorach (2.11) i (2.12). Współczynniki te przytoczono w Tab. 2.3. Współczynniki  $c_a$  są takie same, jak w *PN-EN 1992-1-1*, również współczynniki  $\mu$  dla większości powierzchni są takie same (wyjątek stanowi powierzchnia bardzo szorstka, gdzie w *PN-EN 1992-1-1* przewidziano jeden współczynnik  $\mu = 0,9$ , podczas gdy w *fib Model Code 2010* w zależności od wytrzymałości betonu 0,8 lub 1,0). Współczynników  $\kappa_1$ ,  $\kappa_2$ , i  $\beta_c$  w *PN-EN 1992-1-1* nie ma, natomiast współczynnika  $c_r$  nie można porównać wprost – w *PN-EN 1992-1-1* jest to współczynnik przy wytrzymałości betonu na rozciąganie  $f_{ctd}$ , natomiast w *fib Model Code 2010* – przy wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie podniesionej do potęgi  $1/3$  -  $f_{ck}^{1/3}$  (*Halicka, Jabłoński, 2015*).

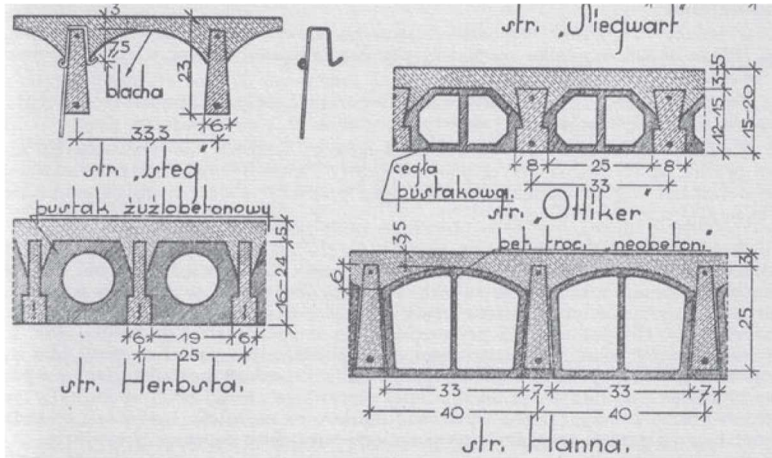
Tab. 2.3. Współczynniki stosowane we wzorach (2.11) i (2.12) w zależności od szorstkości powierzchni styku wg *fib Model Code 2010*

Rodzaj powierzchni	$c_a$	$c_r$	$\kappa_1$	$\kappa_2$	$\beta_c$	$\mu$	
						$f_{ck} \geq 20$	$f_{ck} \geq 35$
bardzo szorstka	0,5	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0
szorstka	0,4	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	
gładka	0,2	0	0,5	1,1	0,4	0,6	
bardzo gładka	0,025	0	0	1,5	0,3	0,5	

## 2.2. Żelbetowe elementy zespolone o przekrojach teowych w praktyce budowlanej

### 2.2.1. Przykłady

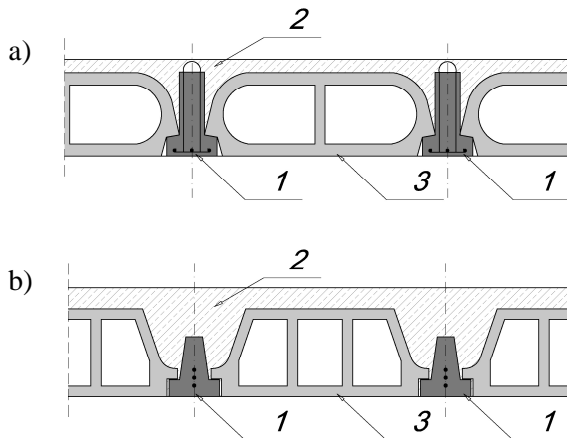
Budownictwo ogólne stanowi niewątpliwie obszar budownictwa, w którym konstrukcje zespolone mają najdłuższą tradycję. Wprowadzenie w ostatnim stuleciu do powszechnego stosowania żelbetu, wywołało rewolucję budowlaną. Pierwsze konstrukcje żelbetowe, stropy płytowe lub płytowo-belkowe, wykonywane były jako monolityczne w pełnym szalunku. Technologii betonowej, ze względu na pracochłonność wykonania i koszty materiałów, używano głównie do budynków o większym znaczeniu. Szybko przekonano się jednak, że ze względu na trwałość i duże możliwości wykorzystania, jest to technologia rozwojowa. W celu zmniejszenia kosztów związanych z realizacją obiektów monolitycznych powstały systemy częściowo lub całkowicie prefabrykowane. Połączenie elementów prefabrykowanych (belek stropowych) i monolitycznego betonu uzupełniającego (płyta) zapoczątkowało rozwój żelbetowych konstrukcji zespolonych. Jedne z najprawdopodobniej najstarszych ich zastosowań, mających jednocześnie przekrój teowy, przedstawiają systemy stropów „Isteg”, „Ottiker”, „Herbsta” czy „Hanna” (Rys. 2.13).



Rys. 2.13. Historyczne systemy żelbetonowych stropów zespolonych (Mielnicki, 1938; Nicer, 2009)

Systemy te podobne są do współcześnie wykonywanych stropów gęstożebrowych „DZ” lub stropów na belkach sprężonych „Rector” (Rys. 2.14). Ich konstrukcja składa się z:

1. prefabrykowanego – żelbetowego lub sprężonego żebra, będącego głównym elementem belki zespolonej (stanowi on zwykle część środkową i pas dolny belki zespolonej),
2. betonu monolitycznego (tzw. nadbetonu) stanowiącego półkę górną belki zespolonej, czasem też uzupełnienie jej środkową,
3. pustaków, wypełniających przestrzeń pomiędzy żebrami.



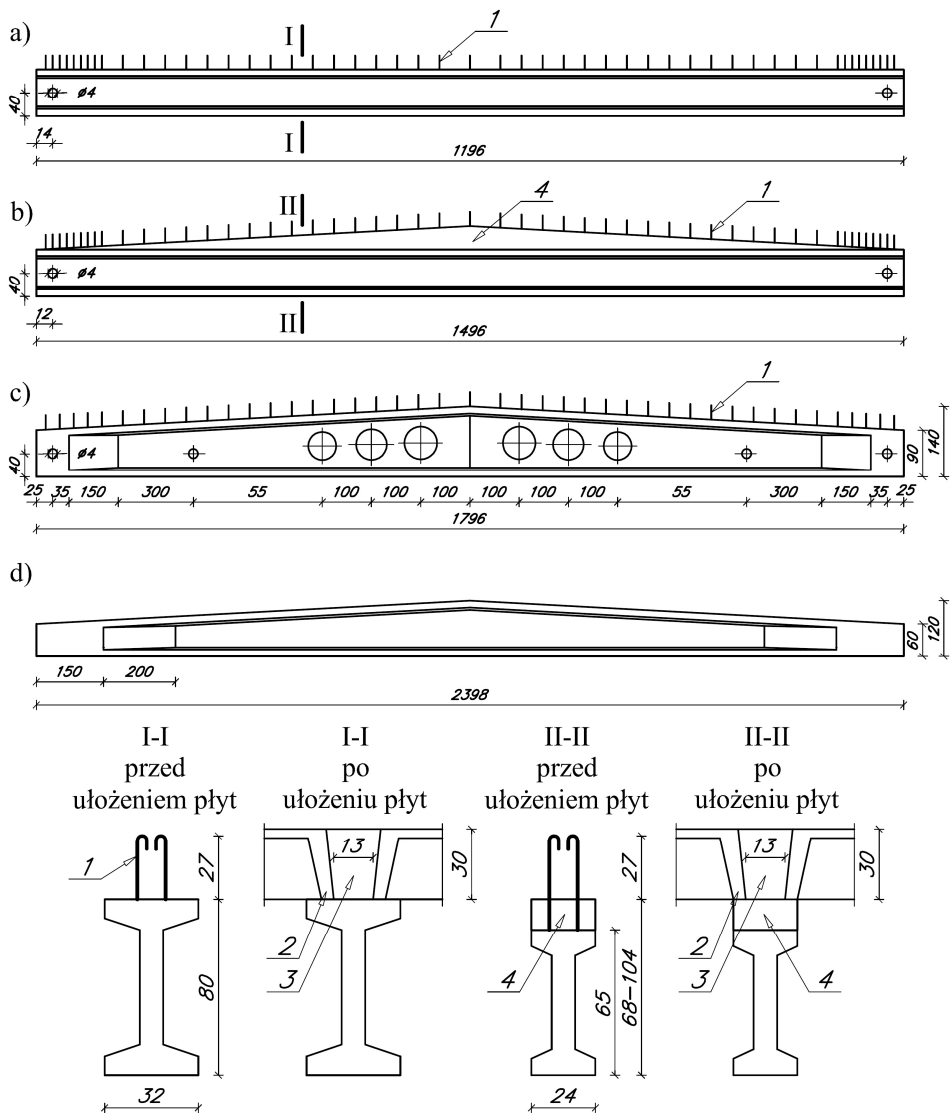
Rys. 2.14. Współczesne systemy gęstożebrowych, żelbetonowych stropów zespolonych (opis w tekście): a) strop DZ, b) strop z belką sprężoną RECTOR

Budownictwo przemysłowe było kolejnym segmentem branży budowlanej, do którego zawiąły konstrukcje zespolone wykorzystujące ponadto elementy sprężone. Po prototypowych zastosowaniach konstrukcji sprężonych w latach 40, nastąpił ich rozwój zwłaszcza w konstrukcjach przekryć dachowych. W Polsce okres ten przypada na lata 1950–1970, w których powstały (opracowane przez Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego „Bistyp”) całe systemy dźwigarów strunobetonowych SBI 50, 65, 80, dźwigarów 90-140 SBSFF–90/18, oraz dźwigarów kablobetonowych KBO-18, KBOS 18, 21, 24, w których dzięki zespoleniu z płytami dachowymi, uzyskano obniżenie masy dźwigarów o około 25% w stosunku do pracujących bez zespolenia (*Dyduch, Ajdukiewicz, 1999*). Pokazano je na Rys. 2.15. Korzyściami wynikającymi z zespolenia było nie tylko zwiększenie ramienia sił wewnętrznych, wpływającego na nośności dźwigarów, ale również stężenie poprzeczne układu konstrukcyjnego zapobiegające wyboczeniu.

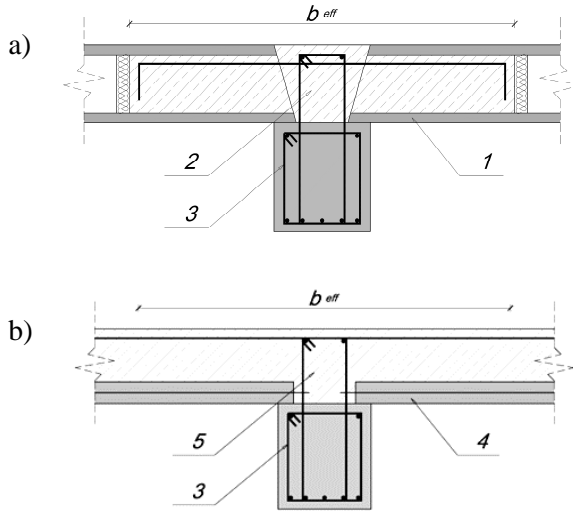
Belki zespolone powstają również w konstrukcjach stropów, gdy na prefabrykowanej lub monolitycznej belce oparte są płyty prefabrykowane lub półprefabrykowane, monolityzowane wieńcem. Przykładem są belki, na których oparto płyty kanałowe Rys. 2.16.a. lub też płyty stropu deskowego potocznie nazywanego „filigran” Rys. 2.16.b.

Mniej popularne są stropy zespolone, w których prefabrykaty stanowią „deskowanie tracone” zarówno płyt jak i belek. W stropach takich prefabrykaty mogą być rozłącznymi „deskowaniami traconymi” płyty i belki (Rys. 2.17.a), lub scalonymi elementami płytowo-belkowymi (Rys. 2.17.b).

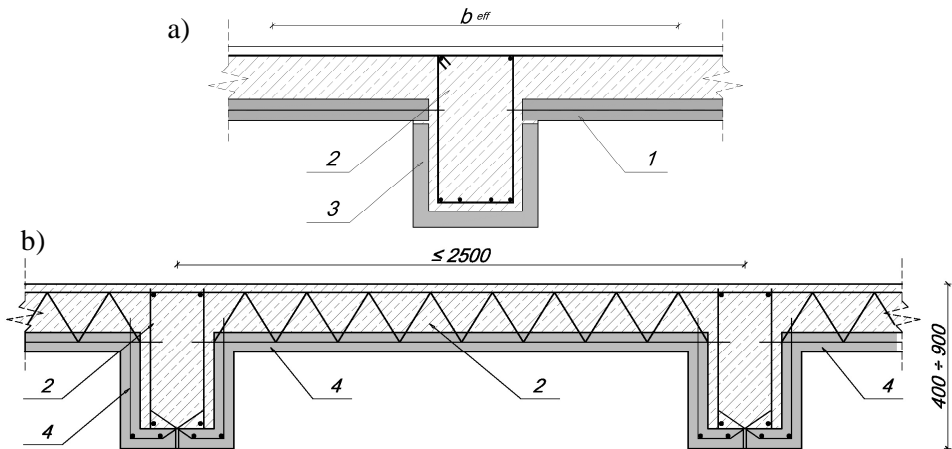
Zespolone elementy belkowe występują również w mostownictwie. Przykład zespolonych belek mostowych pokazano na Rys. 2.18 (*Jabłoński, 2011*).



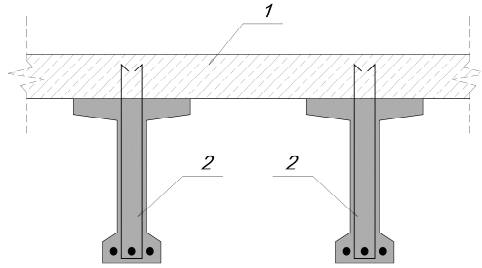
Rys. 2.15. Dźwigary strunobetonowe: a) dźwigar o pasach równoległych, SB-I-80/12, b) dźwigar o pasach równoległych z betonem spadkowym SBn-I-65/15, c) dźwigar dwuspadkowy SBSFF-90/18, d) dźwigar SBL-24, e) przekroje poprzeczne ze szczegółami oparcia płyt dachowych; 1 – strzemia wystające z dźwigarów, 2 – płyta żebrowa, 3 – nadbeton między płytami, B15, 4 – nadbeton spadkowy B35.



Rys. 2.16. Belki zespolone o przekroju teowym utworzone przez: a) prefabrykowaną lub monolityczną belkę oraz monolityczny wieniec i częściowo wypełnione betonem monolitycznym fragmenty płyt kanałowych, b) prefabrykowaną lub monolityczną belkę oraz płyty prefabrykowane stropu deskowego „filigran” i beton uzupełniający: 1 – płyta wielokanałowa, 2 – beton uzupełniający (wieniec i częściowe wypełnienie kanałów), 3 – belka stropowa, 4 – płyta stropu deskowego, 5 – beton monolityczny



Rys. 2.17. Stropy zespolone z prefabrykatami traktowanymi jako „deskowanie tracone”: a) z rozdzielnymi prefabrykatami kształtującymi belkę i płytę, b) z prefabrykatami scalonymi (strop ABE): 1 – prefabrykowany element płytowy stropu, 2 – beton uzupełniający, 3 – prefabrykowana u-kształtna belka, 4 – prefabrykat scalony typu AB



Rys. 2.18. Zespólone elementy mostowe: 1 – płyta monolityczna, 2 – dźwigar prefabrykowany

### 2.2.2. Przekrój teowy i jego parametry geometryczne

Sprawdzając stan graniczny nośności na zginanie belek w stropie płytowo-belkowym, zgodnie z *PN-EN 1992-1-1*, uznaje się, że część płyty (w strefie działania momentu dodatniego), przylegająca bezpośrednio do belki, współpracuje z nią w przenoszeniu obciążenia, tworząc przekrój teowy. Na szerokości pasma płyty współpracującego z belką naprężenia przyjmują wartość stałą. Szerokość płyty współpracującej z żebrzem (tzw. szerokość efektywna) określona jest z warunku jednakowych ugięć płyty stropowej pracującej w kierunku prostopadłym do belki i belki współpracującej z pasmem płyty o szerokości zastępczej. Na długości odcinka belki o niezmiennym znaku momentu zginającego –  $l_0$ , przy założeniu równomiernych naprężeń, przyjmuje się stałą wartość szerokości współpracującej (Rys. 2.19.b). Efektywna szerokość  $b_{eff}$  zależy od szerokości środnika  $b_w$ , rozpiętości przęseł, rodzaju podparcia i obciążenia (Rys. 2.19.a):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w, \quad (2.14)$$

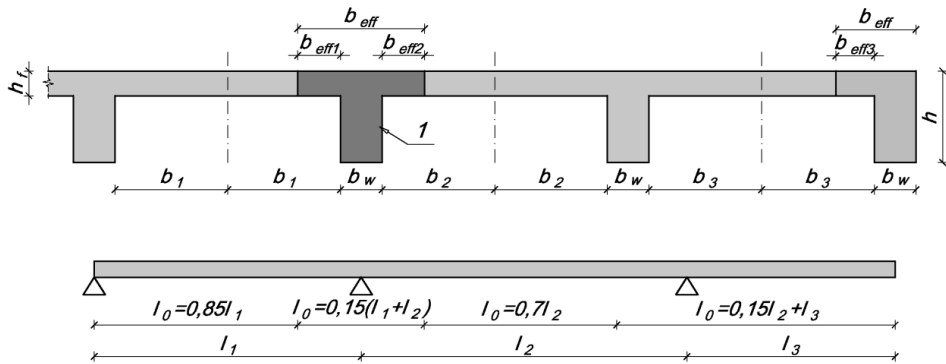
przy czym szerokość efektywna po jednej stronie środnika jest równa:

$$b_{eff,i} = 0, 2b + 0, 1l_0, b_{eff,i} \leq 0, 2l_0, b_{eff,i} \leq b_i, \quad (2.15)$$

gdzie:

$l_0$  – odległość między punktami zerowymi momentów,

$b_i$  – połowa rozpiętości belki w przęśle.



Rys. 2.19. Określenie szerokości współpracującej w belkach teowych: a) oznaczenia, b) długość  $l_0$  między punktami zerowych momentów: 1 – przekrój teowy

W przypadku, gdy obciążenia siłami skupionymi są większe niż pozostałe całkowite obciążenia belki, szerokość współpracującą należy zmniejszyć o 20%.

Elementy zespolone winny być tak projektowane, aby w styku między prefabrykatem i betonem monolitycznym zapewnić współpracę. Współpraca ta jest pełna, jeśli styk między prefabrykatem a betonem monolitycznym pozostaje niezarysowany aż do zniszczenia elementu (PN-EN 1992-1-1). W takim przypadku do określania szerokości efektywnej można stosować wyrażenia (2.14) i (2.15).

Szczegółowe zasady określania szerokości efektywnej stropów gęstożebrowych podano w normach dotyczących takich stropów (PN-EN 15037-1). W przypadku, gdy żebra są zespolone z udziałem prefabrykatów żelbetowych lub sprężonych, szerokości te należy ustalać następująco:

- w stropach z płytą monolityczną układaną nad prefabrykatami i z niewspółpracującym wypełnieniem (pustakami)  $b_{eff}$  jest równe odległości między osiami sąsiadujących prefabrykatów (Rys. 2.20.a),
- w stropach zespolonych, w których pustaki współpracują z belkami i uzupełniającym betonem, przy czym współpraca ta nie jest poparta wynikami badań (Rys. 2.20.b,c):

$$b_{eff} = b_0 + 0,33b_1, \quad (2.16)$$

- w stropach zespolonych, w których pustaki w pełni współpracują z belkami i uzupełniającym betonem, co jest potwierdzone badaniami (Rys. 2.20.d,e):

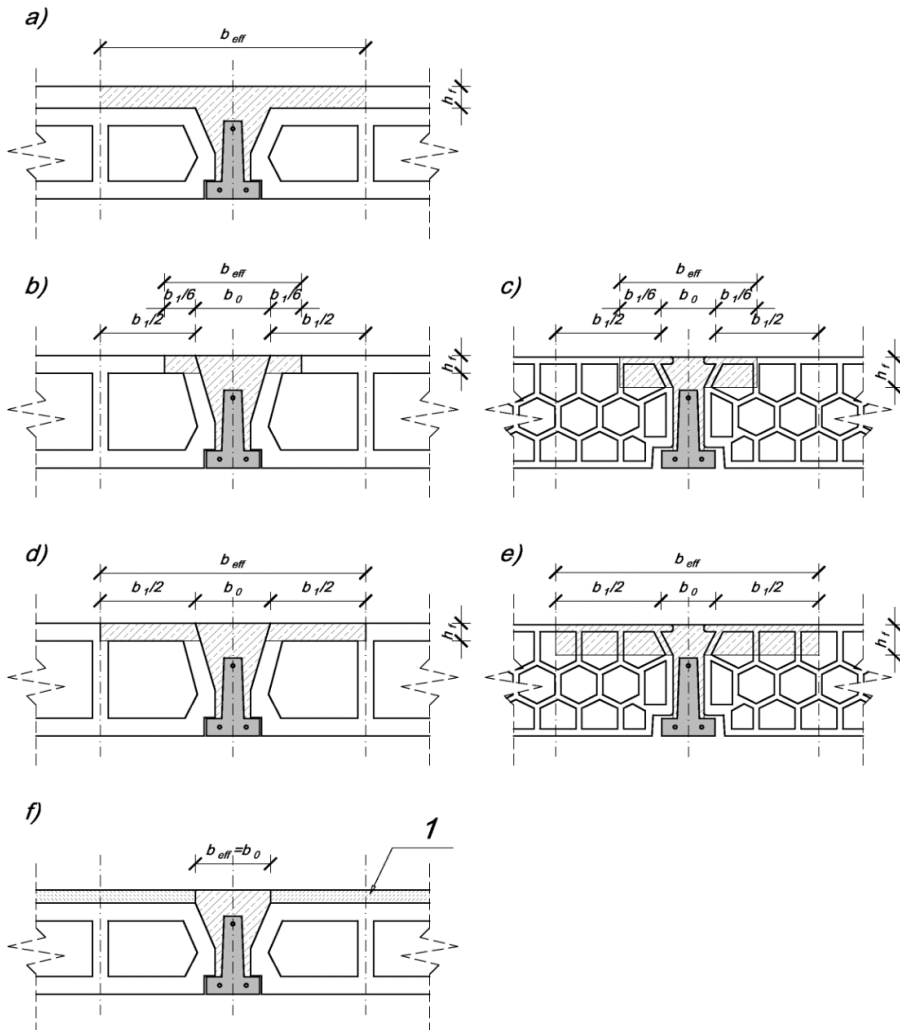
$$b_{eff} = b_0 + b_1, \quad (2.17)$$



- d) w stropach, w których beton uzupełniający wypełnia jedynie przestrzeń między pustakami Rys. 2.20.f.:

$$b_{eff} = b_0. \quad (2.18)$$

We wzorach (2.16)–(2.18),  $b_0$  oznacza szerokość betonu uzupełniającego mierzoną w poziomie górnej krawędzi pustaka, a  $b_1$  – szerokość górnej krawędzi pustaka współpracującego (Jabłoński, 2011).



Rys. 2.20. Sposób określania szerokości współpracującej  $b_{eff}$  w stropach gęstożebrowych o żebach zespolonych wg PN-EN 15037-1 (Jabłoński, 2011): 1 – warstwa wyrównująca.

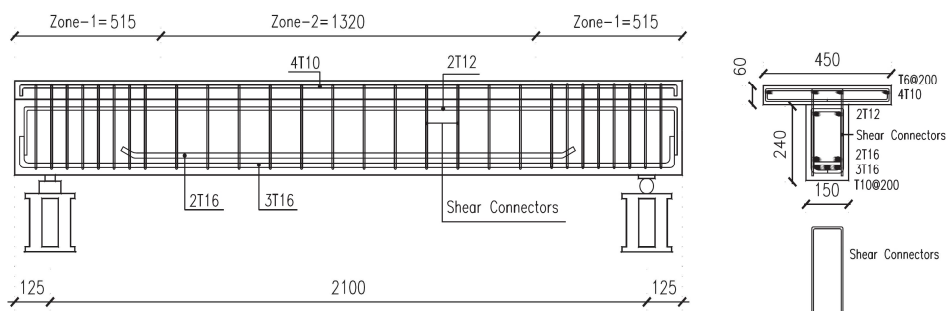
### 2.3. Dotychczasowe badania czynników wpływających na pracę statyczną żelbetowych elementów zespolonych

Obszerny przegląd badań pracy styku w żelbetowych elementach zespolonych przedstawiony został w pracy (Halicka, 2007). Autorka stwierdza, że badacze koncentrowali się głównie na: wpływie zespolenia na nośność takich elementów (Emberson i in., 1996; Głuszyński i in., 1974; Priebe i in., 1986; Sadowska-Buraczewska, 2004; Saiidi i in., 1990; Ziara, 2000; Tan i in., 1999), momencie rysującym (Emberson i in., 1996; Priebe i in., 1986), ugięciu (Diazmati i in., 2004; Emberson i in., 1996; Priebe i in., 1986; Sadowska-Buraczewska, 2004; Saiidi i in., 1990; Ziara, 2000), naprężeniach w zbrojeniu głównym (Sadowska-Buraczewska, 2004) oraz odkształceniach betonu ściskanego (Priebe i in., 1986; Sadowska-Buraczewska, 2004). Natomiast napotkała niewiele opisów badań, które określały charakterystykę naprężeniowo-odkształceniową w styku zginanych elementów zespolonych. W niniejszym rozdziale przedstawiono uaktualniony przegląd badań nad żelbetowymi elementami zespolonymi zarówno belkowymi jak i płytowymi, poddanyymi zginaniu i/lub ścinaniu (Ajdukiewicz i in., 2008; Cavaco i in., 2017; Cavaco i in., 2018; Derkowski, 2016; Girhammar i in., 2008; Gohnert, 2003; Gromysz, 2013; Ibrahim i in., 2016; Jarząbek i in., 2005; Kmiecik, 2012; Mahmoud i in., 2014; Mones i in., 2013; Nowakowski i in., 2002; Sadowska-Buraczewska, 2011; Sadowski i in., 2017; Śledziwski, 2018; Tawadrous i in., 2018). Dla syntetycznego opisu badanych czynników wpływających na pracę statyczną elementów zespolonych, literaturę przedmiotu przedstawiono z podziałem na: rodzaje badanych elementów, modele badawcze, położenie styku w badanych elementach, sposoby przygotowania powierzchni styku oraz stosowanie zbrojenia w styku.

#### 2.3.1. Rodzaje badanych elementów

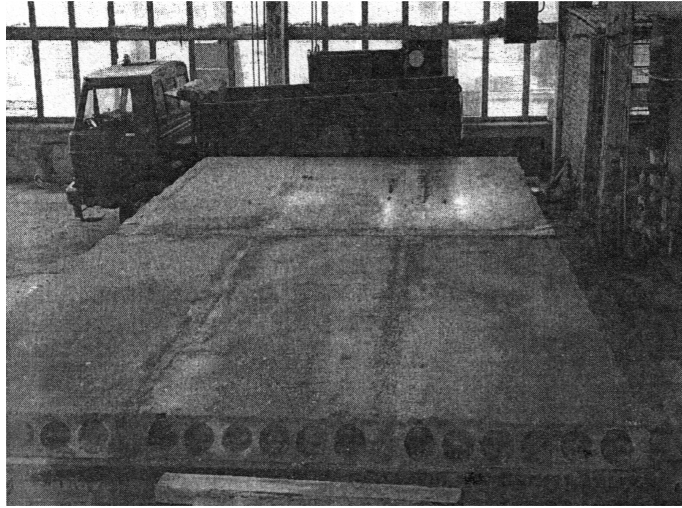
Większość przeprowadzonych dotychczas badań koncentrowała się na pracy statycznej elementów belkowych zespolonych o klasycznym przekroju prostokątnym z częścią prefabrykowaną (wykonaną pierwotnie) oraz dobetonowywaną w późniejszym okresie. Belki wykonywano głównie w skali półtechnicznej: przekrój 100 x 200 mm, długość 1600 mm (Głuszyński i in., 1974); przekrój 152 x 241 mm, rozpiętość 2286 mm (Gillum i in., 2001) przekrój 100-250 x 210 mm, długość 750 mm (Gohnert, 2003); przekrój 80 x 140 mm, długość 1500 mm (Halicka, 2007); przekrój 80 x 200 mm, długość 1700 mm (Priebe i in., 1986); przekrój 150 x 310 mm, długość 2000 mm (Sadowski i in., 2017).

Podobnie, elementy belkowe zespolone, ale o bardziej złożonej geometrii przekroju, w kształcie litery T badali m.in.: (Sadowska-Buraczewska, 2011), która wykonała elementy badawcze o wymiarach 80 x 120 mm i rozpiętości 1100 mm z półką z betonu o wysokiej wytrzymałości oraz (Mahmoud i in., 2013), który wykonał belki o wymiarach – półka 60 x 450 mm, środnik 150 x 240 mm i rozpiętości 2100 mm (Rys. 2.21).



Rys. 2.21. Przykład badanej belki zespolonej o przekroju teowym (Mahmoud, 2013)

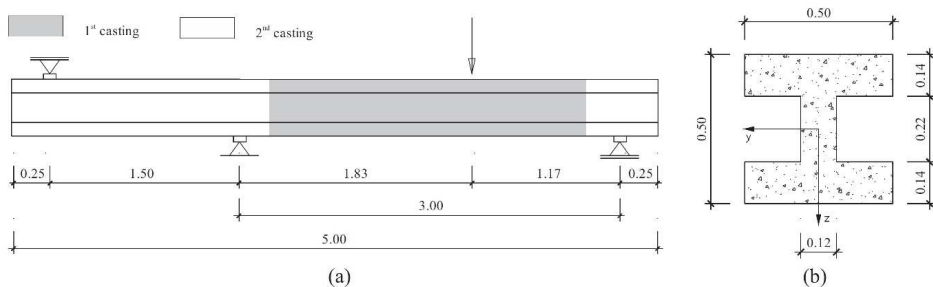
Elementy o przekroju teowym badano również w skali naturalnej, symulując pracę dźwigarów, na których opierają się płyty stropowe. W pracy (Ackermann *i in.*, 1990) autor przedstawia badania dźwigarów o długości 5970 mm, składających się z prefabrykatu o wymiarach 280 x 580 mm, na którym oparte były płyty stropowe, a przestrzeń między płytami wypełniona była betonem monolitycznym o przekroju 120 x 275 mm. Relację z badań podobnych elementów przedstawia (Tan *i in.*, 1999). Badał on belki żelbetowe złożone z prefabrykatu o przekroju 800 x ~300 mm (wartość różna w poszczególnych seriach) oraz betonu monolitycznego, uzupełniającego o przekroju 400 x ~180 mm. Długość całkowita belek wynosiła 5000 mm a rozpiętość między podporami 4000 mm. Badania fragmentu stropu zespolonego (Rys. 2.22) składającego się z belki prefabrykowanej o przekroju 200 x 300 mm i długości 4500 mm, na której oparto sześć prefabrykowanych płyt stropowych kanałowych typu „Żerań” o wymiarach 1490 x 4690 mm z betonem uzupełniającym pomiędzy płytami przedstawił także (Jarzqbek *i in.*, 2005).



Rys. 2.22. Widok fragmentu stropu z płyt kanałowych typu „Żerań” przygotowany do badań laboratoryjnych (Jarzqbek i in., 2005)

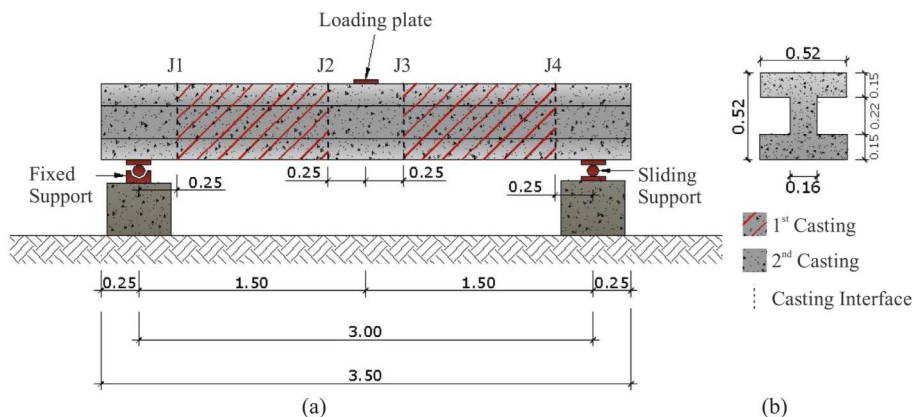
Ponadto, przeprowadzano badania innych stropów zespolonych w skali naturalnej. Na przykład (Nowakowski i in., 2002) przedstawiają badania poligonomowe częściowo sprężonego stropu gęstożebrowego o rozpiętości 10 m, składającego się z prefabrykowanych belek i pustaków oraz betonu monolitycznego kształtującego żebra i płytę.

Wśród prac dotyczących badania żelbetowych belek zespolonych znajdują się również takie, które opisują belki o przekrojach dwuteowych (Cavaco i in., 2017). Przekrój belki wysokości 500 mm składa się z półek o wymiarach 140 x 500 mm i środnika 120 x 220 mm. Całkowita długość wynosi 5000 mm. Zespolenie betonu z betonem, symulujące przerwę roboczą, realizowane jest w przekrojach poprzecznych rozmieszczonych na długości belki (Rys. 2.23).



Rys. 2.23. Przykład badanej belki zespolonej o przekroju dwuteowym (Cavaco, 2017)

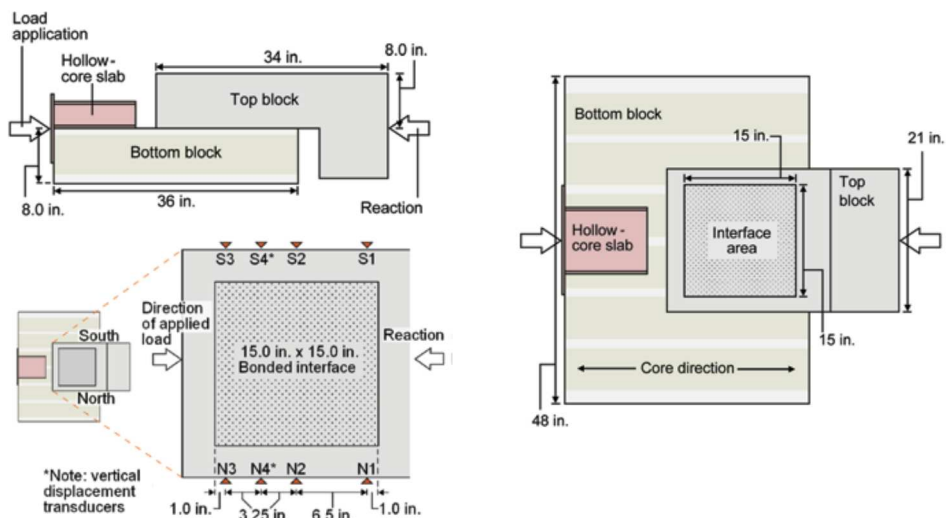
Autor (*Cavaco i in., 2018*) przeprowadza dalsze badania na podobnych elementach, przekrój belki wysokości 520 mm składa się z półek o wymiarach 150 x 520 mm i środnika 160 x 220 mm. Całkowita długość wynosi 3500 mm. Zespolenie realizowane jest tym razem wariantowo w przekrojach poprzecznych oraz ukośnych na długości belki (Rys. 2.24).



Rys. 2.24. Przykład badanej belki zespolonej o przekroju dwuteowym (*Cavaco, 2018*)

Część badaczy skoncentrowało swoją uwagę na badaniu zespolenia stropów z płyty kanałowych uzupełnionych warstwą nadbetonu. I tak (*Girhammar i in., 2008*) badali płyty kanałowe grubości 200 mm i rozpiętości 6360 mm pokryte warstwą nadbetonu (bez lub zbrojonego włóknami stalowymi) grubości 80 mm. Płyty kanałowe sprężone rozpiętości 6900 mm, wysokości 320 mm uzupełnione nadbetonem grubości 50 mm bez wcześniejszego specjalnego przygotowywania powierzchni prefabrykatu oraz bez zbrojenia zszywającego badań również (*Ajdukiewicz i in., 2008*). Zespolenie płyty kanałowej z nadbetonem w teście ścinania typu „push-off” badali *Mones i Derkowski*. Autorzy wykorzystywali fragmenty płyt: 1219 x 910 x 203 mm, z warstwą nadbetonu grubości 50 mm (Rys. 2.25) (*Mones i in., 2013*) oraz 570 x 500 x 200 mm uzupełnionego warstwą nadbetonu grubości 100mm (*Derkowski, 2016*). Natomiast (*Ibrahim i in., 2016*) badali płyty kanałowe grubości 152 mm, długości 4300 mm pokryte warstwą nadbetonu grubości ~80 mm układanego w różnych warunkach wilgotnościowych. Nieco odmiennie elementy badali (*Mansour i in., 2015*). Na pełnej prefabrykowanej płycie grubości 100 mm, szerokości 500 mm i długości 3200 mm z różnie uszorstnioną powierzchnią układali nadbeton grubości 50 mm zbrojony włóknami stalowymi (Rys. 2.26). Żelbetowe płyty warstwowe, składające się z dwóch warstw betonu, współpracujących w przenoszeniu obciążeń: dolnej, która stanowi element prefabrykowany i górnej będącej betonem uzupełniającym, układanym na budowie, badań (*Gromysz, 2013*). Płyty o wymiarach:

długość – 2490 mm, szerokość – 590 mm i wysokość – 180 mm, składały się z warstwy dolnej (2030 x 590 x 50 mm) reprezentującej element prefabrykowany i górnej, przechodzącej w strefie przypodporowej w wieniec o szerokości 230 mm i wysokości równej wysokości płyty.



Rys. 2.25. Wymiary i schemat badania próbek typu push-off; 1 in.= 25,4 mm (Mones i in., 2013)



Rys. 2.26. Przykład badanej płyty zespolonej z warstwą nadbetonu (Mansour i in., 2015)

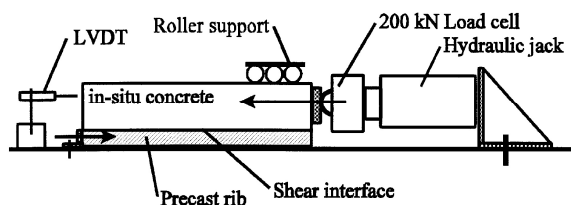
### 2.3.2. Modele badawcze

Klasycznym modelem, w którym przeprowadzano badania większości elementów był schemat zginanej i/lub ścinanej belki wolnopodpartej obciążonej jedną lub dwiema siłami skupionymi (Cavaco i in., 2018; Gillum i in., 2001; Girhammar i in., 2008; Głuszyński i in., 1974; Gromysz, 2013; Halicka, 2007; Ibrahim i in., 2016; Mansour i in., 2015; Priebe i in., 1986; Sadowska-Buraczewska, 2004, 2011; Sadowski i in., 2017). System podwójnych trawersów wymuszających obciążenie, belki wolnopodpartej, czterema siłami skupionymi zastosowali w swoich badaniach (Mahmoud i in., 2013). Modyfikację schematu trójpunktowego zginania z próbą symulacji rzeczywistego przekazywania obciążenia bezpośrednio na część prefabrykowaną (jak w stropach zespolonych z płytami kanałowymi), poprzez zastosowanie trawersu poprzecznego, zaprezentował (Tan i in., 1999). Nieco inny schemat, belki podpartej w trzech miejscach i obciążonej siłą skupioną w jednym z przęseł testował (Cavaco i in., 2017).

Obciążanie stropów wykonywanych w skali naturalnej realizowano zazwyczaj jako powierzchniowe analizując jednocześnie pracę przestrzenną ustroju (Ackermann i in., 1990; Jarząbek i in., 2005).

Podstawowym mierzonym przez badaczy parametrem było ugięcie elementu. Ponadto badacze bardzo często mierzyli przemieszczenie (poślizg wzajemny) części zespolonych lub/i odkształcenia betonu na wysokości elementu (tensometry nasadowe, elektrooporowe lub indukcyjne). Badania uzupełniały pomiary odkształceń zbrojenia głównego oraz strzemion.

Ciekawy schemat badania typu „push-off” fragmentu belki wykonał (Gohnert, 2003). Jak przedstawiono na Rys. 2.27., element prefabrykowany jest zablokowany, a część monolityczna przepychana siłownikiem, wymuszając w styku naprężenia ścinające.



Rys. 2.27. Schemat badania typu „push-off” fragmentu belki (Gohnert, 2003)

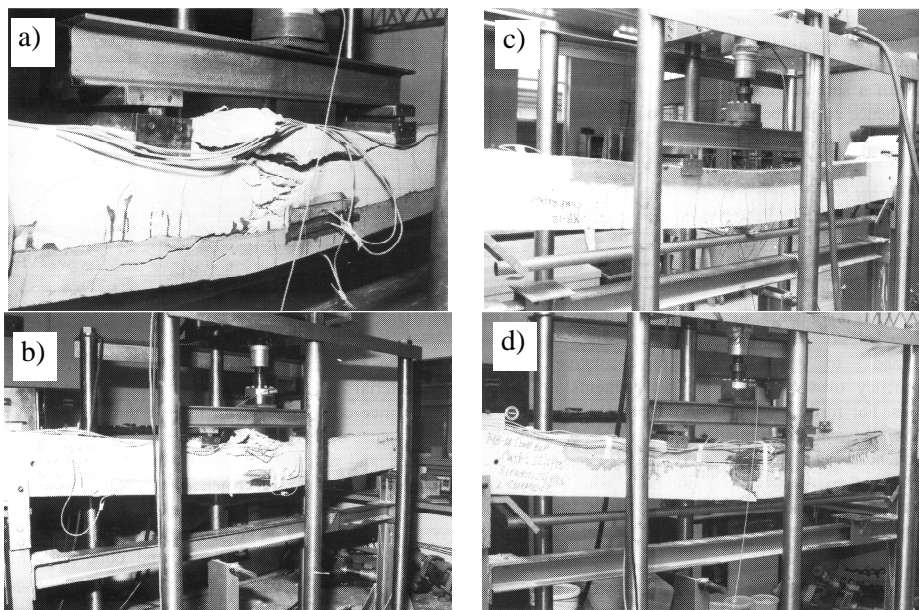
Podobny typ badań „push-off” w większej skali, na fragmentach płyt kanałowych, przeprowadził wspomniany wcześniej (Mones i in., 2013). Wymiary próbki i schemat badania przedstawia Rys. 2.25. Autorskie stanowisko do badań zespolenia płyt kanałowych z nadbetonem wykonał (Derkowski 2016). Zrealizowano je w taki sposób, aby uzyskać efekt podłużnego ścinania w wyniku działania siły

tnącej w osi styku. W tym celu wykonano układ stalowych trawersów. Element badawczy ustawiono w płaszczyźnie pionowej, opierając go na trawersie przykręconym do powierzchni bocznej nadbetonu. Cały układ spoczywał na nieodkształcalnym podłożu – stalowej belce o dużej sztywności. Siłę pionową z lewara przykładano przez stalowy trawers przykręcony do prefabrykatu. Dodatkowo autor uwzględnił efekt docisku nadbetonu do prefabrykatu w styku zespolenia, stosując układ stalowych klamer (ceowniki C120) skrzyżowanych ze sobą dwoma prętami gwintowanymi. W każdy z prętów wprowadzono wstępną siłę ok. 10 kN za pomocą klucza dynamometrycznego.

### 2.3.3. Położenie styku w badanych elementach

Dotychczas niewielu badaczy żelbetowych elementów zespolonych analizowało wpływ położenia styku w elemencie. Tradycyjnie, przeważająca liczba badanych elementów miała styk podłużny między prefabrykatem a betonem uzupełniającym zlokalizowany w górnej części lub połowie wysokości przekroju (Ackermann i in., 1990; Girhammar i in., 2008; Głuszyński i in., 1974; Ibrahim i in., 2016; Jarząbek i in., 2005; Mansour i in., 2015; Priebe i in., 1986; Sadowska-Buraczewska, 2004, 2011; Sadowski i in., 2017; Mahmoud i in., 2013; Tan i in., 1999). Badacze nie analizowali jednak wpływu tego położenia na pracę statyczną takiego elementu. Zagadnienie to, jako nieliczni, podjęli (Emberson i in., 1996) oraz (Gillum i in., 2001). Przykładowo Emberson i Mays wykonali badania belek żelbetowych o wymiarach 150 x 230 x 2540 mm, w których występowały wypełnienia różnymi materiałami naprawczymi prawie na całej długości belki („łatki” – 150 x 70 x 1760 mm) rozmieszczone w strefie ściskanej lub rozciąganej przekroju (Rys. 2.28). W badaniach mierzono odkształcenia włókien przystykowych warstwy pierwotnej i wypełniającej. Zaobserwowano znaczący wpływ różnicy modułów sprężystości łączonych materiałów na rozkład naprężeń w belce. Materiały naprawcze o module sprężystości mniejszym niż element pierwotny powodowały wzrost naprężeń w elemencie pierwotnym oraz odpowiednio wzrost naprężeń stycznych w styku. Ponadto gdy łąta z materiału o mniejszym module zlokalizowana była w strefie ściskanej przekroju, belki osiągały większe ugięcia i szybciej ulegały zniszczeniu. Zachowanie odwrotne obserwowano, gdy moduł sprężystości materiału naprawczego był wyższy niż elementu pierwotnego. Czynnikiemami wpływającymi była: różnica modułów sprężystości, lokalizacja i wielkość łąty naprawczej. Obserwacja dała podstawę zalecenia do stosowania materiałów naprawczych o modułach sprężystości wyższych niż moduł elementu naprawianego.



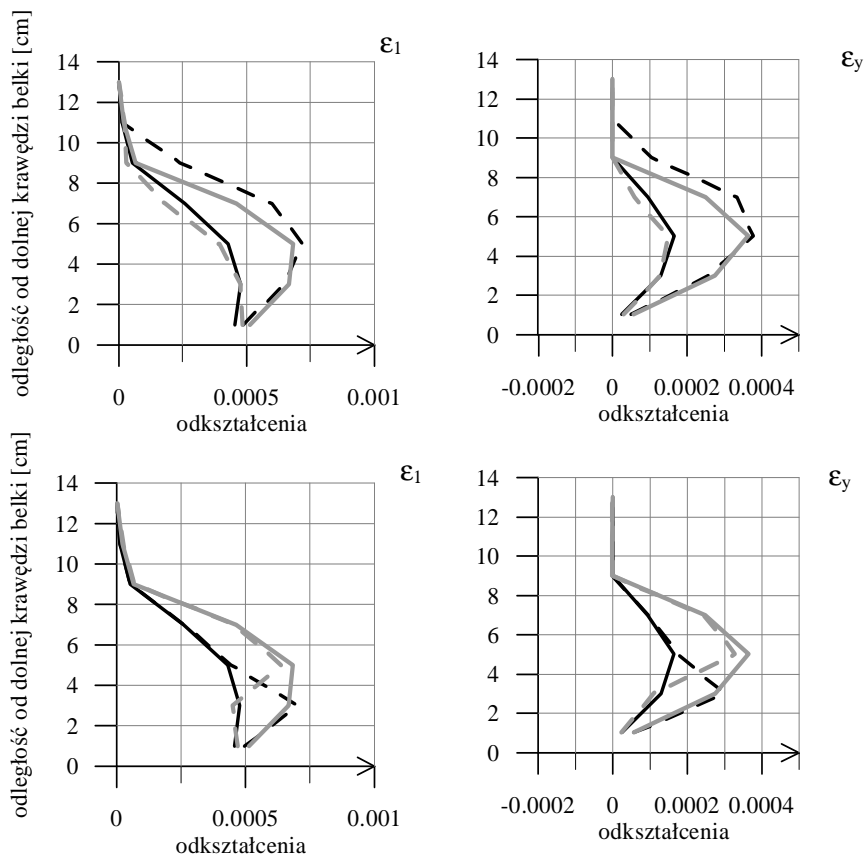


Rys. 2.28. Obrazy zniszczenia belek naprawianych łątami z różnych materiałów naprawczych w strefie: a) i b) ściskanej, c) i d) rozciąganej (Emberson i in., 1996)

Natomiast (Gillum i in., 2001) w swoich badaniach rozważali styk położony w górnej i dolnej części przekroju, analizując rozkład naprężeń w styku na jego długości oraz obraz zarysowania belki. Stwierdzili, że styk w strefach belek poddanych działaniu momentu dodatniego (górną część przekroju belek swobodnie podpartych) narażony jest na rozwarstwienie, natomiast w dolnych częściach przekroju tych belek styk nie jest strefą krytyczną (występują tylko lokalne rozwarstwienia). Ponadto zaobserwowali, że stosowanie środka szepnego skutkowało nieznacznym wzrostem nośności belki oraz zmniejszeniem ugięcia w chwili zniszczenia o 26–40% w stosunku do belek bez zastosowanego środka szepnego.

Najpełniej wpływ położenia styku opisała (Halicka, 2007). Autorka rozważała styk położony w: górnej części, połowie wysokości i dolnej części belki zespolonej. Dla wariantowych lokalizacji styku, w przekroju podporowym belki, sporządziła rozkłady odkształceń na wysokości elementu (Rys. 2.29). Rozkład tych naprężeń porównała z obrazami zarysowań poszczególnych badanych serii belek. Analizując te wykresy autorka zaobserwowała, że w przypadku styku zlokalizowanego w górnej strefie przekroju rozkład odkształceń na wysokości belki zespolonej jest zbliżony do belki monolitycznej wykonanej z betonu takiego, jak warstwa dolna. Natomiast w przypadku belki ze stykiem w dolnej części przekroju

rozkład odkształceń na wysokości był zbliżony do belek monolitycznych w zależności od wytrzymałości betonu w analizowanej warstwie, natomiast w strefie styku występowały wartości pośrednie.



Rys. 2.29. Rozkład odkształceń na wysokości belek badawczych w przekroju podporowym w zależności od lokalizacji styku i wytrzymałości na ściskanie betonów składowych (Halicka, 2007)

Z kolei (Cavaco i in., 2017, 2018) podeszli do zagadnienia położenia styku w zginanych i ścinanych żelbetowych elementach belkowych inaczej. Przede wszystkim styk zlokalizowano w przekrojach poprzecznych (Rys. 2.30) lub ukośnych (Rys. 2.31) na długości belki, jako następstwo naturalnego procesu technologicznego (przerwy robocze).



Rys. 2.30. Widok belki przygotowanej do zespolenia z poprzeczną przerwą roboczą (Cavaco, 2017)



Rys. 2.31. Widok belki przygotowanej do zespolenia z ukośną przerwą roboczą (Cavaco, 2018)

Autorzy analizowali zachowanie się zespolenia poddanego jednocześnie kombinacji zginania i ścinania. Badali wpływ istnienia styku w możliwych miejscach wystąpienia przegubów plastycznych na pracę statyczną całego elementu, jak również możliwość stosowania wyrażań normowych do określania nośności styku w złożonym stanie naprężeń. Wyniki badań pokazały, że obecność styku betonów układanych w różnym wieku (poprzecznej przerwy roboczej) nie wpłynęła ani na ogólną nośność na zginanie jak i ścinanie belek. Jednakże, można było zauważyć „przedwczesne” zarysowanie styku w strefie naprężeń rozciągających występujące przed zarysowaniem pojawiającym się w strefie podparcia. Ponadto istnienie styku w strefie podporowej wpływało na morfologię zarysowania. Rysa ukośna przebiegała w miejscu występowania zespolenia (w styku), co zwiększało jej szerokość i determinowało mechanizm przenoszenia sił (zjawiska „aggregate interlock” i „dowel action”) (Cavaco i in., 2017). Badania kolejnych serii belek potwierdziły również, że po uformowaniu się przegubów plastycznych, w przekrojach zespolonych, występuje poślizg wzdłuż styku łączonych części (zgodnie z rozwojem rysy w styku), a sztywność na zginanie belki znacząco maleje. Natomiast w przypadku styków formowanych pod kątem 45° do osi podłużnej zaobserwowano zniszczenie prawie identyczne z belką monolityczną (Cavaco i in., 2018).

### 2.3.4. Sposoby przygotowania powierzchni styku

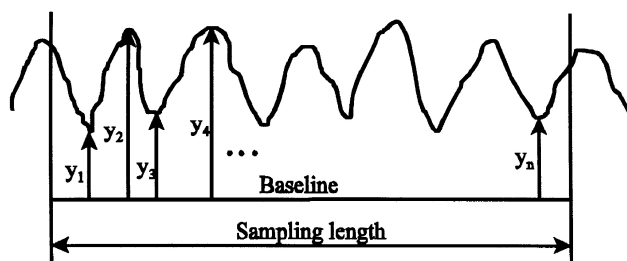
Najszerzej analizowanym przez badaczy czynnikiem wpływającym na pracę statyczną betonowych elementów zespolonych był sposób przygotowania powierzchni styku łączonych elementów. Proces technologiczny wykonywania elementów badawczych dzielił się zazwyczaj na etapy. W pierwszym etapie wykonywano część pierwotną (prefabrykat) z różnorodnie przygotowywaną powierzchnią styku. Powierzchnię kształtowano w „świeżym” betonie lub po jego stwardnieniu albo pozostawiano w stanie naturalnego uformowania np. (Ackermann i in., 1990; Girhammar i in., 2008). Po określonym czasie na przygotowany prefabrykat układano warstwę nowego betonu kształtując docelowo element.

Wśród badanych styków występowało wiele różnych wariantów, (Głuszyński i in., 1974) badali styki z przyczepnością o powierzchni gładkiej lub gładkiej z połową szerokości pokrytą folią (częściowo złamana przyczepność) oraz o powierzchni szorstkiej lub szorstkiej z połową szerokości pokrytą folią. Stwierdzili, że siła niszcząca belkę ze stykiem szorstkim była o 60% wyższa niż siła niszcząca belkę ze stykiem gładkim, a ugięcie belki ze stykiem szorstkim w chwili zniszczenia było większe o 83%.

W przypadku belek bez zbrojenia zszywającego ze stykiem zlokalizowanym w połowie wysokości (Priebe i in., 1986) siła niszcząca była 2,1 razy większa, moment rysujący 1,3 razy większy, natomiast ugięcie mniejsze o 30% dla belki ze stykiem chropowatym w stosunku do belki ze stykiem gładkim. Natomiast dla belek ze stykiem zbrojonym, uzyskano jednakowe nośności, moment rysujący większy o 34%, a ugięcie większe o 35% w przypadku chropowatej powierzchni styku w stosunku do belki ze stykiem gładkim.

Z kolei (Tan i in., 1999) wykonywali w „świeżym” betonie prefabrykatu bruzdy poprzeczne szerokości i głębokości około 10 mm w rozstawie około 150 do 180 mm. Jednakże, nie podali jaki wpływ wywarło takie ukształtowanie powierzchni.

Szeroki zakres chropowatości przebadał (Gohnert, 2003). W trakcie wykonywania prefabrykatu stosował druciane szczotki lub grabie kształtując poprzeczne nierówności o różnej amplitudzie w rozstawie nieprzekraczającym 20 mm. Wartość chropowatości ustalił na podstawie zmodyfikowanych procedur zawartych w normie brytyjskiej BS 1134. Za pomocą mikrometru zmierzył wysokości szczytów i dolin ustalając ich średnią wartość. Obliczona chropowatość  $R_z$  była różnicą między średnią wartością szczytu i doliny (Rys. 2.32).

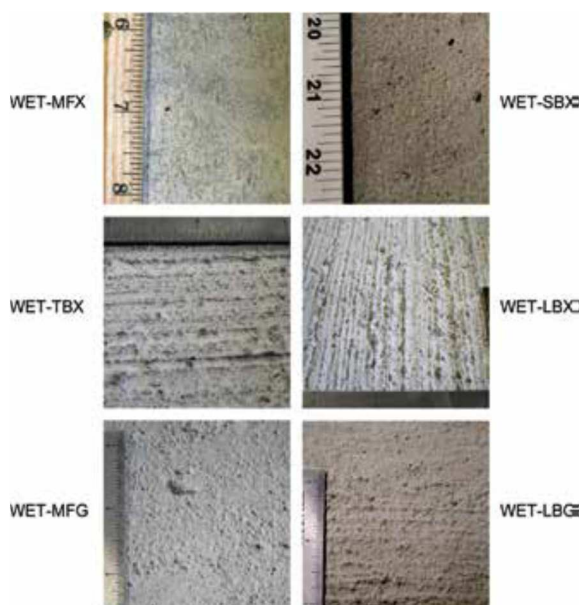


Rys. 2.32. Schemat metody pomiaru chropowości powierzchni (Gohnert, 2003)

Autor zaobserwował znaczący trend wzrostowy nośności na ścinanie w styku w zależności od wzrostu chropowości, jednakże trudno było stwierdzić jednoznacznie zależność między wytrzymałością na poprzeczne ścinanie w styku a wytrzymałością betonu na ściskanie.

Stalowe szczotki do wykonania nierówności powierzchni w „świeżym” prefabrykacie stosował również (Mansour i in., 2015). Przygotował on trzy serie prefabrykowanych płyt z powierzchnią gładką, szorstką z bruzdami w kierunku poprzecznym oraz szorstką z bruzdami w kierunku podłużnym elementu. Największe nośności uzyskano dla płyt z poprzecznie bruzdowaną powierzchnią styku w porównaniu do płyt gładkich.

Analizą wpływu przygotowania powierzchni płyty kanałowej na zespolenie z warstwą nadbetonu zajmowali się (Mones i in., 2013). Autorzy stosowali różnorodne techniki przygotowywania powierzchni „na sucho” i „mokro” przez: wykańczane maszynowe, piaskowane, podłużnie lub poprzecznie grabienie oraz rowkowanie (Rys. 2.33). Następnie przeprowadzali badanie „push-off” zgodnie ze schematem na Rys. 2.25. Ustalili, że: występuje wysoka liniowa zależność między szorstkością i obecnością warstwy mleczka cementowego na powierzchni prefabrykatu a nośnością na podłużne ścinanie; piaskowanie powierzchni, poprzez usunięcie warstwy mleczka poprawia połączenie adhezyjne; rowkowanie poprzeczne jest najefektywniejszą formą przygotowania powierzchni; zalecenia normy *ACI 318-11* co do ograniczeń naprężeń stycznych są konserwatywne – zbadana nośność na ścinanie we wszystkich wariantach przygotowania powierzchni jest wyższa.



Rys. 2.33. Przykłady powierzchni płyty kanałowej przygotowanej różnymi technikami „na mokro” (Mones i in., 2013)

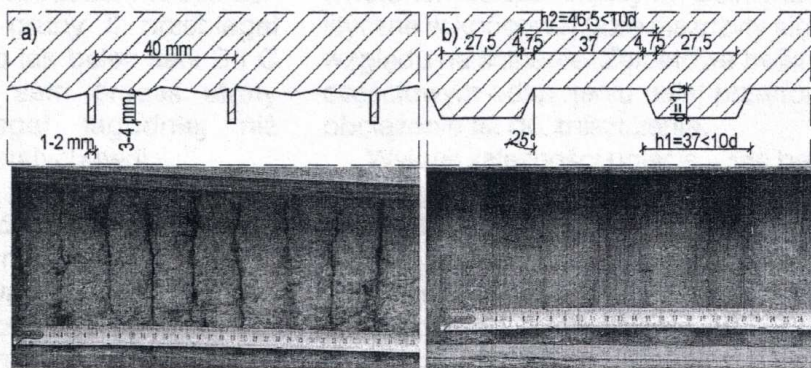
Przegląd zaleceń normowych i studium dotychczasowych badań różnych autorów dotyczących zespolenia płyt kanałowych z nadbetonem przedstawili (Derkowski i in., 2015). Wyniki własnych analiz obliczeniowych porównali z rezultatami badań doświadczalnych prowadzonych w różnych ośrodkach naukowych. Autorzy ustalili, że obliczenia według *PN-EN 1992-1-1* dają zaniżone wartości nośności na ścinanie elementów bez zbrojenia zszywającego. Dużo lepszą zgodność obliczeń z wynikami badań uzyskuje się dla obliczeń prowadzonych według wcześniej obowiązujących przepisów lub informacji zawartych w *fib Model Code 2010*. Wyprowadzony wniosek zainspirował do badań, które zaprezentowano w publikacji (Derkowski, 2016). Na oryginalnym stanowisku opisanym w p. 2.3.2. autor badał nośność na ścinanie płyt kanałowych z nadbetonem powszechnie stosowanych w Polsce, próbując doświadczalnie określić współczynnik adhezji  $c$  oraz współczynnik tarcia  $\mu$ . Uzyskano wartość (po odrzuceniu skrajnych wyników)  $c_l = 0,21$  przy zmienności  $v_{c_l} = 5,3\%$ . Średnia wartość  $c$  przekracza wartość podawaną przez obecnie obowiązujące normy *PN-EN 1992-1-1* dla powierzchni „gładkich”. Podobną kwalifikację powierzchni górnej stropu uzyskano na podstawie pomiaru średniej szorstkości powierzchni metodą wyrównania piaskiem drobnym. Średnia wartość współczynnika tarcia  $\mu$ , uzyskana w badaniach z wyeliminowaną przyczepnością adhezyjną ( $c = 0$ ), wyniosła 0,67. Taka wartość również klasyfikuje badaną powierzchnię jako „gładką”. Badania potwierdziły, że w przypadku typowych płyt stropowych udział efektu tarcia

w nośności złącza na ścinanie podłużne jest znikomy i może być pomijany w obliczeniach. Ponadto, stosowany przy produkcji prefabrykatów proces podłużnego, maszynowego rowkowania ich powierzchni górnej, z uwagi na dość płytki profil bruzd, pozwala na zakwalifikowanie powierzchni styku wg *PN-EN 1992-1-1* jedynie jako „gładkiej”. Przyjęcie lepszych parametrów zespolenia powinno być każdorazowo poprzedzone analizą szorstkości powierzchni styku w danym typie elementu.

Wpływ, między innymi, różnie kształtowanej powierzchni zespolenia na nośność żelbetowych płyt warstwowych obciążonych doraźnie, cyklicznie i kinematycznie badał, z kolei (*Gromysz, 2013*). Autor wyróżnił trzy rodzaje powierzchni zespolenia: zatartą – uzyskiwaną po wyrównaniu stalową kielnią, z wrębami 5 x 50 mm rozstawionymi co 100 mm i z usuniętą przyczepnością przez zastosowanie cienkiej przekładki ze styropianu i smaru na całej szerokości zespolenia. W badaniach stwierdzono, że założony w normie *PN-EN 1992-1-1* brak przemieszczeń warstwy górnej względem dolnej występuje w płytach warstwowych tylko w szczególnym przypadku powierzchni zespolenia, ukształtowanej w postaci wrębów oraz powierzchni, na której nie wydzielilo się mleczko cementowe. W pozostałych przypadkach występuje przemieszczenie, które zmniejsza sztywność płyt warstwowych w porównaniu z płytami monolitycznymi.

W kontekście zespolenia w żelbetowych płytach warstwowych autor stwierdził, że w przypadku połączeń nieodkształcalnych naprężenia styczne (wyznaczone wg. wzorów normowych) są w całości równoważone przez siły adhezji właściwej oraz występowanie nieodkształcalnego zespolenia nie wpływa na sztywność płyty warstwowej. Natomiast w przypadku połączeń odkształcalnych, poddanych statycznym wymuszeniom kinematycznym, sztywność warstwy kontaktowej nie jest stała i maleje wraz ze wzrostem amplitudy przemieszczeń w styku. Najmniejszą sztywnością cechowały się powierzchnie zatarte kielnią, na których wydzielilo się mleczko cementowe a największą powierzchnie wykonane jako odlewy z formy.

Wpływ ukształtowania powierzchni styku badali również (*Sadowski i in., 2017*). Przygotowali oni trzy wariantowo ukształtowane serie belek, w pierwszej styk był zatarty na gładko w drugiej szorstki z poprzecznymi bruzdami szerokości 1–2 mm i głębokości 3–4 mm w rozstawie co 40 mm, a w trzeciej wykonano wręby zgodnie z wytycznymi EC2 (Rys. 2.34).



Rys. 2.34. Przygotowanie powierzchni belek (schemat oraz widok): a) powierzchni szorstka (poprzeczne liniowe bruzdy co 40mm), powierzchnia z wrębami (Sadowski i in., 2017)

Autorzy sformułowali opinię, że nośność styku na rozwarstwienie między betonami ułożonymi w różnych terminach zależy nie tylko od przygotowanej powierzchni. Na tę nośność ma również wpływ sztywność elementu (stopień zbrojenia prefabrykatu), a w konsekwencji odkształcenia i krzywizna elementu. Jednakże potwierdzili, że powierzchnia styku prefabrykatu z betonem uzupełniającym ma duży wpływ na nośność elementu oraz zachowanie się elementu zwłaszcza w końcowej fazie pracy. Ponadto powstające zarysowanie elementów jest procesem wywołującym jednoczesne rozwarstwienie styku i zarysowanie ukośne elementu, prowadząc do zniszczenia w złożonym stanie naprężenia (Sadowski i in., 2017).

Powierzchnia styku w badaniach (Halicka, 2007) przygotowana została po stwardnieniu zawibrowanego betonu pozostawionego w formach. Przed ułożeniem warstwy nadbetonu styk serii z przyczepnością uszorstniono szczotką drucianą i nawilżono, a w przypadku serii bez przyczepności pokryto środkiem antyadhezyjnym mającym na celu zlikwidowanie przyczepności właściwej. Wyniki badań belek z wariantowo kreowanym stykiem porównano z wartościami obliczonymi wg *PN-B-03264: 2002*. Autorka stwierdziła, że nośność oraz siła rysująca styk w każdym badanym przypadku była wyższa od obliczonej wg metody normowej, co więcej w przypadku styku niezbrojonego rzeczywisty współczynnik przyczepności był większy o 75–100% w stosunku do rekomendowanego normowo. Ukształtowanie styku było kluczowym aspektem wpływającym na zachowanie się elementu. Porównując ugięcia można było zauważyć, że do chwili zarysowania styku były one zbliżone we wszystkich seriach, natomiast później ugięcie belek ze stykiem niezbrojonym rośnie znacznie szybciej. Zlikwidowanie adhezji właściwej poprzez zastosowanie środka antyadhezyjnego wykazało, że adhezja mechaniczna jest istotnym składnikiem adhezji całkowitej



a w porównaniu z belkami ze stykami zbrojonymi z przyczepnością stwierdzono, że adhezja właściwa stanowi około 50% adhezji całkowitej (Halicka, 2007).

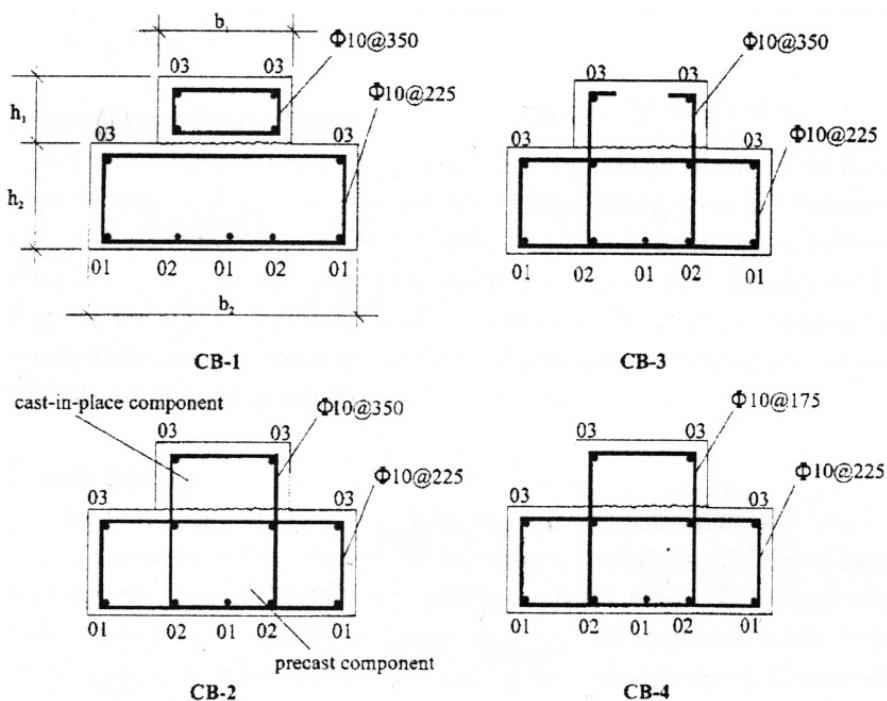
Podobnie styki kształtował (Cavaco i in., 2017). Powierzchnię starego betonu oczyszczano i żłobiono za pomocą strumienia powietrza pod ciśnieniem odsłaniając kruszywo w celu ociążenia minimum 3 mm chropowatości. Powierzchnię sklasyfikowano wg *PN-EN 1992-1-1* jako „szorstką”. W badaniach z 2018 r. (Cavaco i in., 2018) ukształtowaną powierzchnię sklasyfikowano wg *PN-EN 1992-1-1* jako „gładką” i powleczono dodatkowo środkami szepnymi na bazie lateksu lub epoksydu. Autorzy nie zaobserwowali jednak znaczącego wpływu stosowania środka szepnego na nośność styku.

Dotychczas omawiane sposoby przygotowywania powierzchni styku odnosiły się głównie do ustalenia wpływu określonej chropowatości na przyczepność, tymczasem autorzy (Ibrahim i in., 2016) podjęli próbę oceny wpływu nie tylko chropowatości, ale również warunków wilgotnościowych panujących w chwili zespalania (układania warstwy nadbetonu) na przyczepność. Przygotowali dwa rodzaje prefabrykowanych płyt kanałowych, z powierzchnią gładką (pozostawioną oryginalnie od producenta) oraz uszorstnioną szczotkami drucianymi z pomiarem uzyskanej wartości chropowatości. Następnie przez odpowiednie zwilżanie płyt określili trzy typy warunków wilgotnościowych powierzchni: suche (wilgotność powierzchni 12–13%), optymalnie wilgotne (wilgotność powierzchni 26–28%) oraz mokre (wilgotność powierzchni 41–43%). Na tak przygotowanych powierzchniach układano warstwę nadbetonu zbrojonego siatką stalową o oczku 200 mm. Badania wykazały, że płyty kanałowe o powierzchni szorstkiej wzmacniane nadbetonem wykazują większą: sztywność, nośność, mniejszy poślizg w styku w chwili zniszczenia oraz bardziej plastyczny charakter zniszczenia niż płyty o powierzchni gładkiej. Co więcej stwierdzili, że warunki wilgotnościowe powierzchni styku w trakcie układania nadbetonu mają wpływ na nośność płyty. Optymalnie wilgotne warunki skutkują zwiększoną nośnością płyt z powierzchnią szorstką i gładką w stosunku do tych samych powierzchni w warunkach suchych lub mokrych (Ibrahim i in., 2016).

### **2.3.5. Zbrojenie styku**

Zbrojenie styku jest kolejnym, po chropowatości powierzchni, najczęściej analizowanym w literaturze przedmiotu parametrem. W zależności od specyfiki elementów i ich zastosowania w praktyce badano wyłącznie styki niezbrojone np. (Girhammar i in., 2008; Ibrahim i in., 2016; Mansour i in., 2015) lub wariantowo jako styk niezbrojony i zbrojony np. (Halicka, 2007; Tan i in., 1999) albo wręcz badano wpływ stopnia zbrojenia w styku na pracę elementów zespolonych (Kmieciak, 2012, Gromysz, 2013, Mahmoud i in., 2013). W dalszej części rozdziału przybliżone zostaną badania z zastosowaniem styków zbrojonych.

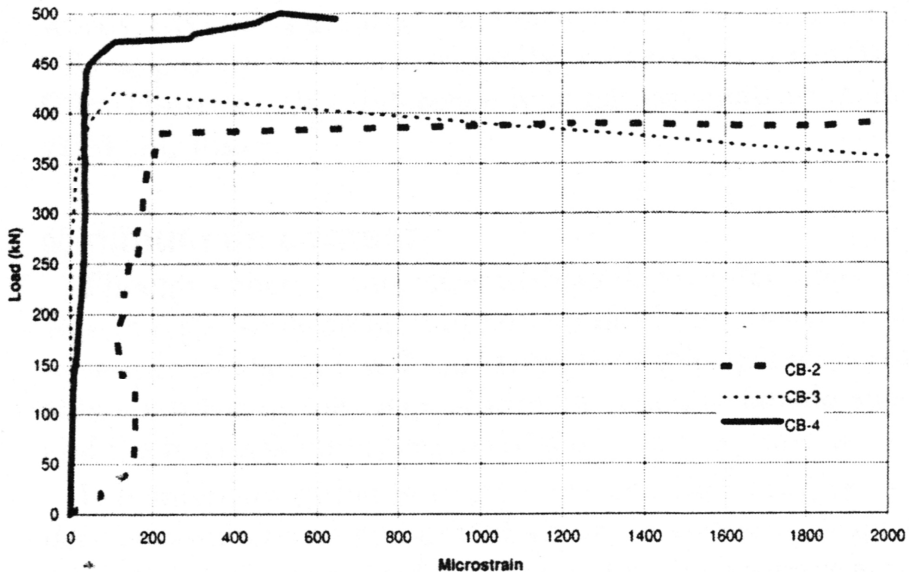
Zbrojenie zszywające styku stanowiły zazwyczaj strzemiona będące jednocześnie zbrojeniem poprzecznym belki na ścinanie. Badacze wariantowali stopień zbrojenia, kształt prętów lub ich rozmieszczenie w miejscach newralgicznych. Wśród prac dotyczących styków zbrojonych można przedstawić m. in. pracę (*Tan i in., 1999*), w której autorzy badają wariantowo dwa stopnie zbrojenia  $\rho_i = 0,11\%$  ( $\phi 10$  mm co 350 mm) i  $\rho_i = 0,22\%$  ( $\phi 10$  mm co 175 mm) oraz dwa rodzaje strzemiona o kształcie zamkniętym lub otwartym (Rys. 2.35). Stosowana stal miała granicę plastyczności 492 MPa. Bezpośrednio na strzemionach na wysokości styku łączonych betonów badacze instalowali tensometry mierzące odkształcenia prętów. Przykładowy wykres zależności obciążenie – naprężenie w strzemionie przedstawia Rys. 2.36.



Rys. 2.35. Warianty próbek i rodzaje stosowanego zbrojenia (*Tan i in., 1999*)

Wyniki przeprowadzonych badań zależały od stopnia zbrojenia i jego kształtu. Siła niszcząca i siła rysująca styk belek ze zbrojeniem były większe o 16% (stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,11\%$ ) do 42% (stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,22\%$ ) w stosunku do belek ze stykiem niezbrojonym. Natomiast ugięcie belek zbrojonych było większe o 9% (stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,11\%$  i strzemiona otwarte) i 50% (stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,11\%$  i strzemiona zamknięte) oraz 31% (stopień zbrojenia

$\rho_i = 0,22\%$  i strzemiona zamknięte) w stosunku do belek ze stykiem niezbrojonym.

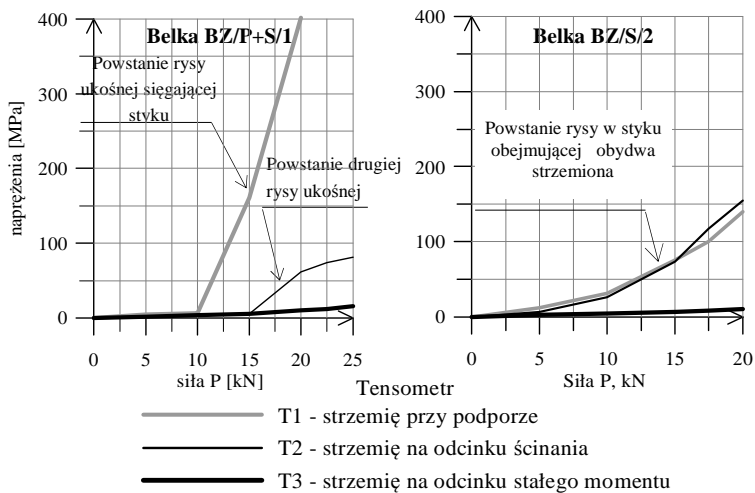


Rys. 2.36. Przykładowy wykres zależności obciążenia do odkształceń w strzemionach w strefie podporowej belki (Tan i in., 1999)

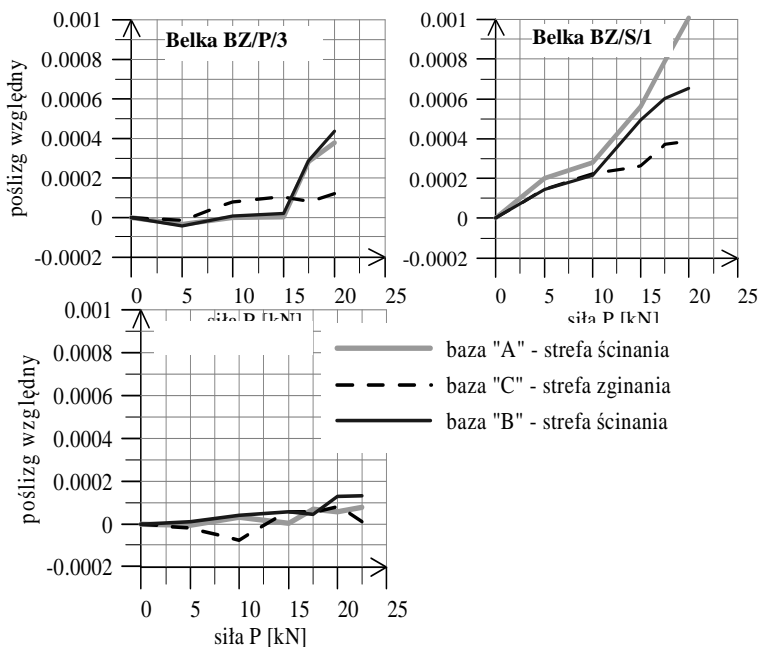
Styki zbrojone badała również Halicka (Halicka, 2007), która przyjęła jeden stały stopień zbrojenia zszywającego we wszystkich seriach  $\rho_i = 0,2\%$  ( $\phi 4$  mm co 150 mm) stosując strzemiona otwarte (w pełni zakotwione w nadbetonie) o granicy plastyczności 414 MPa. Podobnie jak poprzednik mierzyła odkształcenia zbrojenia tuż nad stykiem, a przykładowy wykres zależności siła – naprężenie w strzemieniu przedstawia Rys. 2.37.

Analiza odkształceń zbrojenia zszywającego potwierdziła, że pod wpływem naprężeń ścinających styk, w chwili jego zarysowania, średnie naprężenia w strzemionach są dalekie od granicy plastyczności (Halicka, 2007).

Istotna dla określenia pracy styku w elemencie zespolonym jest znajomość przemieszczeń w styku (poślizgu wzajemnego części składowych). W badaniach Halickiej największe, zmierzone w środku rozpiętości elementu, wartości poślizgu wynosiły 0,03 mm dla styku niezbrojonego oraz 0,084 mm dla styku zbrojonego. Wykresy różnicy odkształceń włókien przystykowych w zależności od obciążenia przedstawiają wykresy – Rys. 2.38.



Rys. 2.37. Naprężenia w strzemiach w zależności od przyłożonego obciążania, wykresy reprezentatywne serii BZ/P+S – z przyczepnością i strzemiem oraz BZ/S – ze strzemiem bez przyczepności (Halicka, 2007)



Rys. 2.38. Wykresy zależności różnicy odkształceń włókien przystykowych od wielkości obciążenia serii: BZ/P – z przyczepnością bez strzemiem zszywających, BZ/P+S – z przyczepnością i strzemiem oraz BZ/S – ze strzemiem bez przyczepności (Halicka, 2007)

Bardzo ciekawe i jak dotąd unikalne, teoretyczne badania parametryczne wpływu stopnia zbrojenia styku przeprowadził *Kmieciak (Kmieciak, 2012)*. Na podstawie wniosków z badań wstępnych (*Kmieciak i in., 2011*) autor określił zależność funkcyjną opisującą minimalny stopień zbrojenia zszywającego uwzględniającego charakterystykę naprężeniowo-odkształceniową zespolonego elementu żelbetowego, a w szczególności stan jego zarysowania. Rozważania teoretyczne bazowały na metodologii wyznaczania minimalnego stopnia zbrojenia na ścinanie poprzeczne. Założenia tej metody opierają się na warunku, że minimalne zbrojenie zszywające powinno zapewnić przeniesienie siły poprzecznej powodującej zarysowanie styku przed siłą powodującą powstanie rysy ukośnej:

$$V_{Rd,i(cr)} = f(\rho) \geq V_{Rd,c} \quad (2.19)$$

gdzie:

$V_{Rd,i(cr)}$  – siła poprzeczna powodująca zarysowanie styku,

$f(\rho)$  – funkcja stopnia zbrojenia zszywającego,

$V_{Rd,c}$  – nośność na ścinanie poprzeczne elementów niezbrojonych wg *PN-EN 1992-1-1*.

Występująca w wyrażeniu (2.19) zależność funkcyjna związana była z wieloma zmiennymi: składnikami nośności związanymi z adhezją i tarciem (zgodnie z klasycznym ujęciem normowym), klasą stali oraz kątem przecięcia płaszczyzny zespolenia przez zbrojenie zszywające, relacjami geometrycznymi oraz wytrzymałościowymi prefabrykatu i nadbetonu, stopniem zbrojenia podłużnego w strefach przypodporowych. Uwzględniając powyższe autor wyprowadził wzór określający minimalne zbrojenie zszywające:

$$\rho_{\min} = \frac{9,147k_p \rho_L^{1/3} \frac{f_{cm}^{1/2} d_p}{\gamma_c h_p} \xi (\xi^3 + 3\xi^2 + 3\xi + 1)^{-1} - 0,7 \frac{f_{cm} c}{\gamma_c}}{\beta_s f_{ywd} \mu}, \quad (2.20)$$

gdzie:

$f_{cm}$  – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie określona dla betonu niższej klasy,

$\gamma_c$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu,

$\rho_L$  – stopień zbrojenia podłużnego w strefie podporowej,

$d_p$  – wysokość użyteczna przekroju prefabrykatu,

$h_p$  – wysokość przekroju prefabrykatu,

$\xi$  – wskaźnik wysokości warstwy nadbetonu,  $\xi = h_n/h_p$ ,

$h_n$  – wysokość przekroju nadbetonu,

$c$  – współczynnik zależny od rodzaju powierzchni prefabrykatu,

$\beta_s$  – współczynnik wyężenia strzemion,

$f_{ywd}$  – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia zszywającego,

$\mu$  – współczynnik tarcia przy ścinaniu,

$k_p$  – współczynnik efektu skali.

W tym punkcie zwrócić należy uwagę, że w wyrażeniu (2.20) wprowadzono stosunek wysokości użytecznej przekroju prefabrykatu do wysokości przekroju prefabrykatu  $d_p/h_p$ . Analiza wyrażenia prowadzi jednak do wniosku, że powinien zostać zastosowany stosunek wysokości użytecznej całego przekroju zespolonego do wysokości przekroju prefabrykatu  $d/h_p$ .

Minimalny stopień zbrojenia jest silnie skorelowany z klasą betonu  $f_{ctm}$ , stopniem zbrojenia podłużnego  $\rho_L$ , oraz umiejscowieniem złącza na wysokości przekroju. Ze względu na wzajemne zależności współczynnika tarcia  $\mu$ , współczynnika adhezji  $c$  i wyężenia strzemion  $\beta_s$  od rodzaju powierzchni złącza, przestrzegając warunków odpowiedniego przygotowania, wyrażenie (2.20) zostało uproszczone do postaci:

$$\rho_{\min, \text{simpl}} = A_{\text{simpl}} \rho_L^{1/3} f_{ctm}^{1/2} \xi (\xi^3 + 3\xi^2 + 3\xi + 1)^{-1} - B_{\text{simpl}} f_{ctm}, \quad (2.21)$$

gdzie:

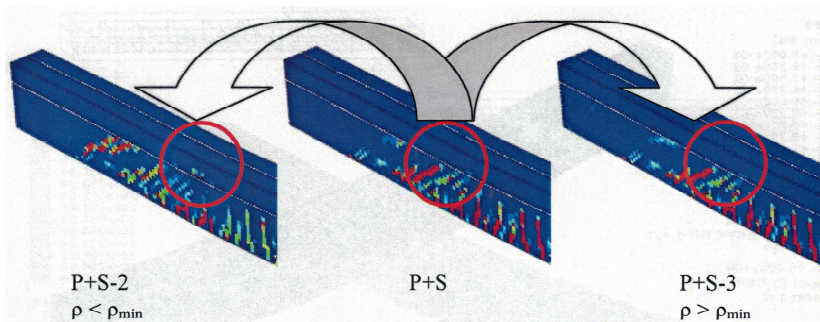
$f_{ctm}$ ,  $\rho_L$ ,  $\xi$  – jak w wyrażeniu (2.20),

$A_{\text{simpl}}$ ,  $B_{\text{simpl}}$  – stałe określające wpływ przygotowania powierzchni prefabrykatu wg Tab. 2.4.

Tab. 2.4. Stałe związane z profilem chropowatości powierzchni prefabrykatu

Rodzaj powierzchni	$A_{\text{simpl}}$	$B_{\text{simpl}}$
Bardzo gładka	0,3606	0,00038
Gładka	0,3005	0,00256
Szorstka	0,1288	0,00219
Z wrębami	0,1002	0,00213

Poprawność oszacowania minimalnej ilości zbrojenia zszywającego zweryfikowano z wynikami badań: *Halicka, 2007; Priebe i in., 1986; Sadowska-Buraczewska, 2008* oraz z wynikami własnych badań numerycznych. W tym celu w oparciu o badania Halickiej, autor zweryfikował podstawowy model numeryczny belki zespolonej i wprowadził modyfikacje polegające na: usunięciu lub dodaniu jednego strzemienia w strefie podporowej i w efekcie otrzymaniu stopnia zbrojenia styku  $\rho_i = 0,088\%$  lub  $\rho_i = 0,265\%$  na odcinku strefy podporowej. Następnie porównał morfologię zarysowania (Rys. 2.29) i degradację sztywności wariantowanych modeli oraz przedstawił pracę strzemion zszywających na odcinku ścinania.



Rys. 2.39. Wpływ stopnia zbrojenia na postać zarysowania – parametr SDEG (Kmieciak, 2012)

Analizy numeryczne potwierdziły dużą wrażliwość wyników ze względu na stopień zbrojenia styku. Zmniejszenie stopnia zbrojenia poniżej minimalnego obliczanego wg procedury własnej powodowało, że inicjacja zarysowania rozpoczynała się od delaminacji styku.

Autor przedstawił również uwagi, pomocne przy modelowaniu numerycznym betonowych elementów zespolonych. Zauważył, że definiowanie styku jako płaszczyzny kohezyjnej pozwala na wystarczająco dokładne odwzorowanie zespolenia konstrukcji typu beton-beton przy globalnej analizie zachowania elementu. Ponadto wskazał, że wskaźnikiem określającym chropowatość styku zespolenia może być przyczepność definiowana jako poziom naprężeń i odkształceń, przy których następuje delaminacja połączenia (Kmieciak, 2012).

Szeroki zakres stopnia zbrojenia styku w żelbetowej belce zespolonej o przekroju teowym zbadał (Mahmoud i in., 2013). Belki zbrojone były łącznikami  $\phi 4$  mm (granica plastyczności 640 MPa) i  $\phi 6$  mm (granica plastyczności 548 MPa) w dwóch strefach, przypodporowej i stałego momentu, jak na Rys. 2.21. Badacze zróżnicowali rozstaw łączników w tych strefach a ich warianty przedstawia tabela 2.3.

Tab. 2.5. Warianty rozmieszczenia łączników zszywających w badaniach (Mahmoud i in. 2013)

Numer belki	Średni stopień zbrojenia	Strefa podporowa	Strefa stałego momentu
B02	0,212	$\phi 6$ mm co 200 mm	$\phi 6$ mm co 200 mm
B03	0,212	$\phi 4$ mm co 81 mm	$\phi 4$ mm co 81 mm
B04	0,308	$\phi 6$ mm co 130 mm	$\phi 6$ mm co 130 mm
B05	0,308	$\phi 4$ mm co 55 mm	$\phi 4$ mm co 55 mm
B06	0,212	$\phi 6$ mm co 130 mm	$\phi 6$ mm co 285 mm
B07	0,212	$\phi 4$ mm co 55 mm	$\phi 4$ mm co 110 mm

Następnie porównali morfologię zarysowania, ugięcie w środku przęsła i przemieszczenie poziome między półką a środkiem. Analiza wykazała, że siła niszcząca belkę ze stykiem o stopniu zbrojenia  $\rho_i = 0,2\%$  stanowiła 46%, podczas, gdy przy stopniu zbrojenia  $\rho_i = 0,3\%$  stanowiła 68% siły niszczącej belkę kontrolną (monolityczną), niezależnie od średnicy zbrojenia styku. Ustalili również, że przy jednakowym stopniu zbrojenia  $\phi 4$  mm powodują mniejszą sztywność belki w porównaniu do  $\phi 6$  mm (ugięcie jest większe o 44% przy  $\rho_i = 0,2\%$ ; o 105% przy  $\rho_i = 0,3\%$ ). Ponadto, zmniejszenie sztywności belki, powoduje koncentrowanie zbrojenia w strefach podporowych (ugięcie jest większe o 83% dla  $\phi 6$  mm oraz o 26% dla  $\phi 4$  mm) (Mahmoud i in., 2013).

Badania wpływu zbrojenia na nośność elementów zespolonych przeprowadzono nie tylko dla belek. Wspomniany już wcześniej Gromysz (Gromysz, 2013) analizował wpływ intensywności zbrojenia pionowego przecinającego styk oraz typ i ilość zastosowanych prętów zbrojenia dolnego (przęsłowego) zakotwionego w wieńcu w żelbetowych płytach warstwowych. Autor zastosował zbrojenie przęsłowe w postaci 6 prętów  $\phi 16$  mm, do którego w części płyt dospawano zbrojenie pionowe w postaci kratowniczek  $\phi 10$  mm. W poszczególnych płytach wariantowano ilość kratowniczek oraz kształt zbrojenia podłużnego w rejonie podpór (pętle o różnej długości zakotwienia; pręty proste kotwione lub niekotwione w wieńcu).

We wnioskach sformułowanych na podstawie przeprowadzonych badań autor stwierdził m. in., że zastosowanie pełnego zakotwienia całego zbrojenia przęsłowego w wieńcu podporowym, nawet przy braku przyczepności w płaszczyźnie zespolenia, zapewniało wystąpienie pełnej nośności elementu (przepisy normowe nie uwzględniają wpływu zapewnienia nośności elementu zespolonego przez odpowiednie zakotwienie zbrojenia w wieńcu, co w rzeczywistości występuje). W sytuacji, gdy zbrojenie przęsłowe nie jest dostatecznie zakotwione w podporze występuje zniszczenie płyt przez wyrwanie zbrojenia z podpory, któremu towarzyszy przemieszczenie wzajemne części zespolonych. Ponadto, maksymalne wartości naprężeń stycznych w zespoleniu, gdzie od początku procesu obciążania następowało wzajemne przemieszczenie warstw (elementy prefabrykowane z wydzielonym na powierzchni mleczkiem cementowym) zależały od stopnia zbrojenia pionowego oraz szerokości zespolenia. Ich maksymalna wartość występowała przy wzajemnym przemieszczeniu części składowych równym około 0,1 mm.

#### **2.4. Wnioski oraz problemy naukowo-badawcze wynikające z przeglądu literatury**

Przeprowadzone rozpoznanie literaturowe wskazuje, iż zagadnienie wpływu parametrów styku na pracę statyczną zginanych i ścinanych elementów zespolonych było już wielokrotnie opisywane w odniesieniu do żelbetowych przekrojów prostokątnych (Głuszyński i in., 1974, Halicka, 2007), w nielicznych przypadkach



natomiast przekrojów o kształcie teowym (*Tan i in., 1999*). Zwraca uwagę fakt, że badania wykonywane były głównie na belkach i płytach o niewielkich wymiarach, mało zaś jest badań na elementach w skali naturalnej (*Ackermann i in., 1990*). Zauważyć można, również, coraz więcej prac analitycznych podejmujących zagadnienie przy wykorzystaniu metody elementów skończonych (*Halicka, 2007, Kmieciak, 2012*). Autorzy potwierdzają zasadność i ogromne możliwości wykorzystania modeli teoretycznych opartych na tej metodzie, jednocześnie sugerując, że badania laboratoryjne powinny prowadzić do określenia charakterystycznych stałych, stanowiących parametry modeli teoretycznych.

Największe zainteresowanie badaczy budził wpływ ukształtowania styku (rodzaj powierzchni, zastosowanie zbrojenia zszywającego) oraz jego położenia (strefa ściskana lub rozciągana) na nośność, morfologię zarysowania, ugięcie oraz sposób zniszczenia elementu zespolonego. Niemniej jednak przeprowadzane obecnie badania, zarówno elementów o przekroju prostokątnym (*Ibrahim i in., 2016, Sadowski i in., 2017*), jak i teowym (*Mahmoud i in., 2013, Cavaco i in., 2018*) świadczą, że zagadnienie to nie zostało dokładnie rozpoznane i pozostają luki oraz nieścisłości wymagające uzupełnienia lub nowego podejścia. Ponadto rozwój analiz numerycznych wymaga znajomości poprawnego modelowania i kalibracji parametrów modelu teoretycznego z rzeczywistymi wynikami badań laboratoryjnych (*Kmieciak, 2012*).

Poniżej zestawiono najistotniejsze, dotąd nierozpoznane, problemy naukowo-badawcze, które stały się inspiracją badań i analiz własnych opisanych w niniejszej pracy. Są one następujące:

1. Brak jest badań i analiz elementów zespolonych o przekroju teowym. W szczególności fakt, że belka zespolona jest zdolna do przenoszenia dalszych obciążeń po rozwarstwieniu, zwłaszcza lokalnym, styku został udowodniony w badaniach laboratoryjnych belek o przekroju prostokątnym. Brakuje dowodów zarówno badawczych, jak i analitycznych co do prawdziwości takiego stwierdzenia w przypadku belek o przekroju teowym oraz badań zarysowania zespolonych belek teowych.
2. Brak jest zaawansowanych analiz numerycznych wskazujących na to, że dla pracy belki zespolonej istotny jest nie tyle stan graniczny nośności styku, ile jego charakterystyka w zakresie sztywności, zwłaszcza w fazie zarysowanej, wpływająca na zmianę rozkładu sił wewnętrznych i ogólną jej nośność.
3. Brak jest precyzyjnych danych dotyczących wartości parametrów styku (przyczepność, sztywność, stan naprężeniowy, stopień zbrojenia) oraz ich wpływu na pracę statyczną belek zespolonych. Dane przyjmowane do obliczeń są często intuicyjne, a podane w normach wskazują raczej na tendencję, a nie precyzyjne wartości.
4. Brak jest rekomendacji w zakresie wiarygodnego modelowania numerycznego betonowych elementów zespolonych, zwłaszcza zagadnień kontaktu oraz kohezji.

Dodatkowo w procesie projektowania konstrukcji zespolonych coraz większy nacisk kładzie się na aspekt ekonomiczny oraz stosowanie coraz dokładniejszych metod obliczeniowych odzwierciedlających rzeczywistą pracę ustroju. Optymalne wykorzystanie nośności części składowych możliwe jest jedynie w przypadku poprawnie ukształtowanego zespolenia, które wymaga rozpoznania naprężeniowo-odkształceniowej charakterystyki styku, naprężeń rysujących styk oraz jego nośności.

### 3. Podstawy, założenia programu własnych badań i analiz oraz cząstkowe cele pracy

Własne badania i analizy zostały zaprogramowane w oparciu o wyspecyfikowane w p. 2.4. wnioski z analizy literatury przedmiotu wskazujące na braki w zakresie wiedzy na temat zespolonych elementów betonowych.

Jako przedmiot badań przyjęto zatem elementy zespolone o przekroju teowym. Takie elementy, pomimo szerokiego zastosowania praktycznego były przedmiotem nielicznych prac (patrz p. 2.3.1) i praktyka w tym zakresie znacznie wyprzedziła prace teoretyczne.

Jako podstawowe zagadnienie wymagające rozwiązania uznano strefę przypodporową i wpływ istnienia styku na jej pracę. Za punkt wyjścia w tych analizach przyjęto pracę Halickiej (*Halicka 2007*), w której autorka rozważa zagadnienia strefy przypodporowej w elementach prostokątnych wskazując na wpływ położenia styku i wzajemnych relacji wytrzymałościowych łączonych betonów na pracę statyczną belki zespolonej, poprzez wpływ tych parametrów na rozkład naprężeń decydujących o nośności strefy podporowej belki. Przeprowadzone przez autorkę badania laboratoryjne (p. 2.3.3) oraz analizy metodą warstwowania MCFT wykazały zróżnicowane zachowanie się belek w zależności od położenia styku (różne mechanizmy zniszczenia) oraz zmieniający się rozkład naprężeń stycznych na wysokości elementu (Rys. 2.29), który nie ma odzwierciedlenia w normowych opisach sprawdzenia stanu granicznego nośności styku (2.6).

Ponadto autorka wskazuje na fakt, że dla pracy statycznej elementów zespolonych w przekroju prostokątnym istotna jest nie tyle nośność styku, ile przede wszystkim wartość obciążenia rysującego styk (*Halicka, 2007*). Po zarysowaniu styk staje się podatny, co ma podstawowy wpływ na dystrybucję sił wewnętrznych w przekroju, w szczególności ścinających, a zarysowanie styku skutkuje zmniejszeniem nośności i sztywności elementu, co potwierdził w swoich pracach również Gromysz (*Gromysz, 2011*). Możliwość osiągnięcia maksymalnej nośności belki zespolonej o przekroju prostokątnym na zginanie i ścinanie występuje jedynie, gdy styk aż do chwili zniszczenia belki pozostanie niezarysowany lub zarysuje się jedynie lokalnie na niewielkim odcinku. Za warunek obliczeniowy uzyskania takiego mechanizmu zniszczenia uznano, aby najpierw pojawiła się rysa ukośna, a dopiero w drugiej kolejności rysa w styku (rysa w styku może być przedłużeniem rysy ukośnej). W przeciwnym razie, gdy rysa w styku poprzedza rysę ukośną, następuje delaminacja styku i rozdzielenie elementów składowych, które zaczynają pracować niejako oddzielnie. Niezależna praca elementów składowych obniża nośność całej belki. Kryterium obliczeniowe pozwalające uniknąć delaminacji styku (*Halicka, 2007*) można wyrazić jako:

$$V_{Rd,i(cr)} \geq V_{Rd,w(cr)} \cdot \quad (2.22)$$

W wyrażeniu (2.22)  $V_{Rd,w(cr)}$  jest siłą poprzeczną wywołującą pojawienie się rysy ukośnej, która może być utożsamiana z nośnością na ścinanie elementów niezbrojonych  $V_{Rd,c}$  jak w standardowej metodzie obliczania nośności na ścinanie strefy podporowej wg *PN-EN 1992-1-1*. Natomiast  $V_{Rd,i(cr)}$  interpretowana jest jako siła poprzeczna powodująca zarysowanie styku. Wartość tej siły może być obliczona na podstawie naprężeń stycznych rysujących styk przy zastosowaniu procedury sprężystej analizy warstwowej.

Programując badania własne postawiono za cel uzupełnienie i poszerzenie wyżej wymienionego podejścia, a w szczególności stwierdzenie, czy założenia i wnioski Halickiej sformułowane dla elementów zespolonych o przekroju prostokątnym są ważne dla elementów o przekroju teowym, a więc czy można je uogólnić na wszystkie belkowe elementy zespolone. Stwierdzenie takie mogłoby być podstawą do zmodyfikowania dotychczasowego normowego podejścia do projektowania elementów zespolonych.

Jako kolejny cel postawiono odnalezienie wartości naprężeń stycznych  $\tau_{Rd,i(cr)}$  powodujących zarysowanie styku, oraz określenie ich poszczególnych czynników (adhezja, tarcie, zbrojenie), bowiem Halicka jedynie szacowała te wartości, przyjmując za podstawę obliczenia naprężeń rysujących styk zmodyfikowany wzór normowy (*PN-EN 1992-1-1*) i zakładając, że naprężenia powodujące zarysowanie styku są mniejsze niż nośność na ścinanie styku, a naprężenia w zbrojeniu są znacznie niższe niż granica plastyczności.

Ostatnim celem stał się opis numeryczny betonowych elementów zespolonych o przekroju teowym przy wiarygodnych wartościach parametrów styku, ustalonych na podstawie wyników badań laboratoryjnych i analiz parametrycznych modelu numerycznego. Dlatego pełny program prac obejmuje zarówno badania laboratoryjne, jak i analizę numeryczną elementów zespolonych o przekroju teowym.

Program badań laboratoryjnych obejmuje modelowe belki z różnie usytuowanym i różnie ukształtowanym stykiem. Przyjęto teowy przekrój poprzeczny, uwzględniając współpracę płyty z żebrzem w przenoszeniu obciążeń. Parametry geometryczne przyjęto zgodnie z wytycznymi normy *PN-EN 1992-1-1* (p. 2.2.1). Element zaprojektowano w skali półtechnicznej, długości 1800 mm i wymiarach półki 640 x 50 mm oraz środnika 80 x 150 mm (Rys. 4.1 i Rys. 4.14). Relacje z badań przedstawiono w publikacjach (*Jabłoński, 2014; Halicka, Jabłoński, 2016*) oraz opisano szczegółowo w p. 4.1. W pierwszym etapie, badaniu poddano trzy serie belek z różnie usytuowanym stykiem, zlokalizowanym w jednej czwartej, połowie i trzech czwartych wysokości (między półką a środnikiem). We wszystkich przypadkach badano: siłę niszczącą, siłę rysującą, ugięcie i przemieszczenie wzajemne na końcach belki, odkształcenia w zbrojeniu głównym i poprzecznym oraz inwentaryzowano zarysowanie. Pierwotnie planowano zastosowanie do pomiaru odkształceń systemu optycznego Aramis. Podczas badań zrealizowano rejestrację zachowania się belki tym systemem. Jednak ostatecznie system Aramis okazał się nieprzydatny dla uzyskania

parametrów niezbędnych do analitycznego opisu wzajemnych przemieszczeń łączonych elementów w styku do chwili pojawienia się rysy. Wielkość odkształceń przed zarysowaniem zawierała się w granicach szumu pomiarowego.

W drugim etapie przebadano cztery serie belek zespolonych z różnie ukształtowanym stykiem, zlokalizowanym między półką a środkiem. Styk w poszczególnych seriach był zbrojony z zagwarantowaną lub ograniczoną przyczepnością betonów oraz niezbrojony, wyłącznie z przyczepnością. Relacje z badań przedstawiono w publikacjach (*Jabłoński, Halicka, 2015, 2017*) oraz opisano szczegółowo w p. 4.2.

Wyniki badań laboratoryjnych posłużyły do analizy numerycznej przedstawionej w p.5, częściowo relacjonowanej już w pracy (*Jabłoński, 2018*). Analizy wykonano przy użyciu oprogramowania ABAQUS. Zakres analiz obejmował: deformacje, ugięcia, zarysowanie modelu, odkształcenia i naprężenia w prętach zbrojeniowych, prześledzono także stan naprężeniowy na powierzchni styku w charakterystycznych etapach obciążania uzyskując szukane wartości naprężeń. W ostatnim etapie analiz numerycznych, prześledzono przemieszczenia wzajemne części składowych i określono współczynniki podatności styku.

Założono, że analizy wyników badań laboratoryjnych i analizy numeryczne posłużą do sformułowania algorytmu postępowania przy projektowaniu zespolonych elementów żelbetowych o dowolnym przekroju (prostokątnym i teowym). Zadanie to zrealizowano w p. 6.

## 4. Własne badania laboratoryjne

### 4.1. Badania wpływu położenia styku na wysokości elementu na pracę statyczną zespolonej belki żelbetowej o przekroju teowym

Pierwszy etap badań laboratoryjnych skoncentrowany był na ustaleniu wpływu położenia styku, na zachowanie samego styku jak i zarysowanie i nośność belki zespolonej. W teowych elementach zespolonych styk między łączonymi elementami składowymi może znajdować się na różnym poziomie – w półce, między półką i środkiem lub w środku na różnej wysokości. Dlatego przebadano żelbetowe belki zespolone o przekroju teowym z wariantowo położonym stykiem. Przeanalizowano mechanizm zniszczenia, obciążenia rysujące i niszczące, naprężenia w prętach zbrojeniowych, ugięcia oraz obraz zarysowania styku w zależności od jego położenia, a także dokonano obliczeniowej analizy naprężeń ścinających w styku usytuowanym na różnej wysokości. Wyniki tych badań były częściowo publikowane w pracach (*Jabłoński, 2014; Halicka, Jabłoński, 2016*).

#### 4.1.1. Badane elementy i przebieg badań

Badaniu poddano żelbetowe belki zespolone o przekroju teowym o wymiarach płyty 640 x 50 x 1800 mm i środka 80 x 150 x 1800 mm. Styk między dwoma betonami w poszczególnych seriach zlokalizowany był (licząc od dołu belki) (Rys. 4.1):

- w  $\frac{3}{4}$  wysokości (między środkiem a półką) – seria BT-1,
- w połowie wysokości – seria BT-2,
- w  $\frac{1}{4}$  wysokości belki – seria BT-3.

Każda seria składała się z trzech belek.

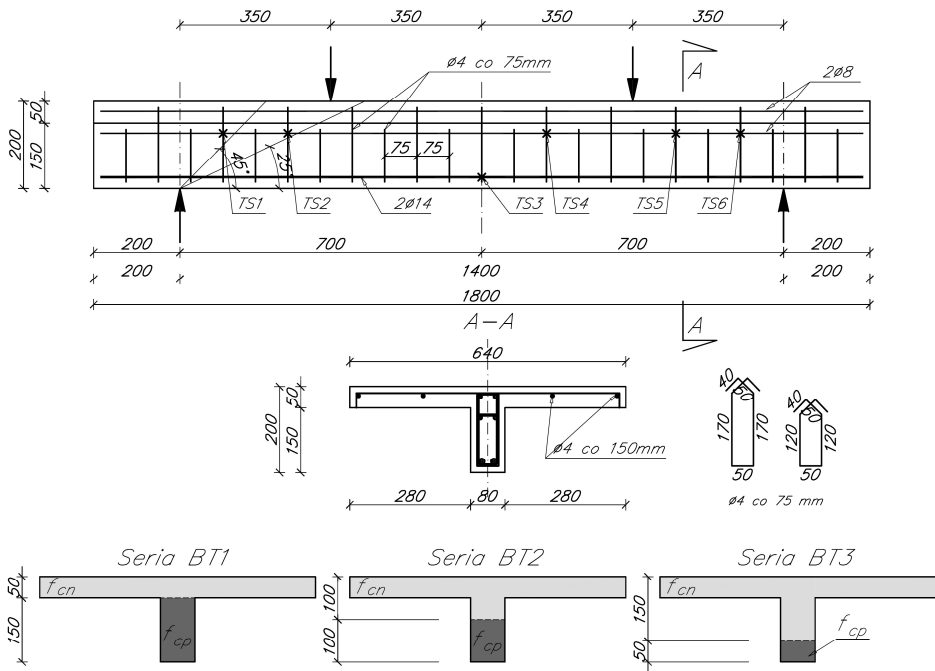
Elementy przygotowywano w dwóch etapach. W etapie pierwszym zabetonowano środek (seria BT-1) lub jego część (serie BT-2 i BT-3), a po upływie 14 dni dobetonowano górną płytę lub górną część środka z płytą. Powierzchnie styku przygotowywano przez wibrowanie mieszanki betonowej w trakcie formowania a następnie, przed ułożeniem betonu płyty, przez oczyszczenie z mlecza cementowego i luźnych cząstek oraz uszorstnienie szczotką drucianą. Badanie przeprowadzano po upływie 28 dni od betonowania elementu pierwotnego.

Nośność styku zapewniona była przez przyczepność między betonami oraz pręty zbrojenia poprzecznego (zszywającego). Belki zaprojektowano tak, aby zniszczyły się przez ścinanie. Zbrojenie podłużne dolne wykonano z dwóch prętów  $\phi 14$  mm ( $\rho_L = 2,21\%$ ), a górne z dwóch prętów  $\phi 8$  mm, ze stali klasy AIIIIN (RB500). Zastosowano naprzemiennie dwa rodzaje strzemion dwuramiennych z prętów  $\phi 4$  mm, ze stali wyżarzanej (parametry stali zestawiono w Tab. 4.1) w rozstawie co 75 mm, stanowiących również zbrojenie styku (seria BT1 –

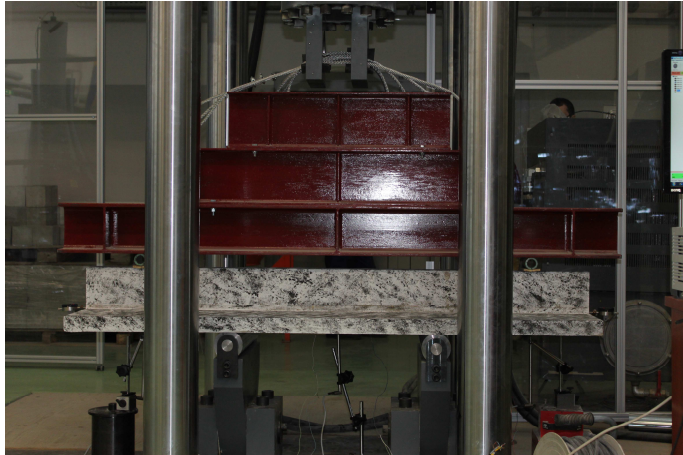
$\rho_i = 0,21\%$ , serie BT2 i BT3 –  $\rho_i = 0,42\%$ ). Zbrojenie płyty stanowiła siatka z prętów  $\phi 4$  mm o oczku  $150 \times 150$  mm (Rys. 4.1).

Belki poddano zginaniu w schemacie czteropunktowym w prasie hydraulicznej Zwick/Roell. W celu zapewnienia stabilności podczas badania, belki badano w pozycji odwróconej (Rys. 4.2), a obciążenia przykładano za pośrednictwem sztywnego trawersu. Badania prowadzono do zniszczenia belek.

W trakcie badania, dla jednej belki z każdej serii zadany był płynny przyrost obciążenia z prędkością  $0,5$  kN/min z ciągłym pomiarem parametrów (odkształceń elementu i zbrojenia oraz ugięcia). Obciążanie pozostałych belek zatrzymywane było co  $10$  kN na czas dokonania inwentaryzacji zarysowania i odczytu przemieszczenia wzajemnego części składowych w styku na końcu belki.

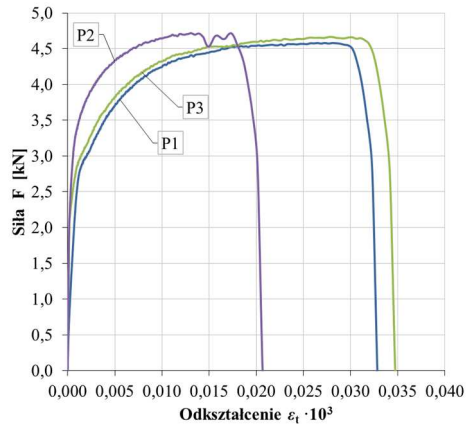


Rys. 4.1. Przekroje elementów w badaniach belek z wariantowo usytuowanym stykiem:  
a) przekrój podłużny ze zbrojeniem i rozmieszczeniem tensometrów elektrooporowych,  
b) przekrój poprzeczny ze zbrojeniem, c) usytuowanie styku w poszczególnych seriach;  
TS1, TS2, TS4, TS5, TS6 – tensometry elektrooporowe na strzemionach, TS3 – tensometr elektrooporowy na zbrojeniu głównym



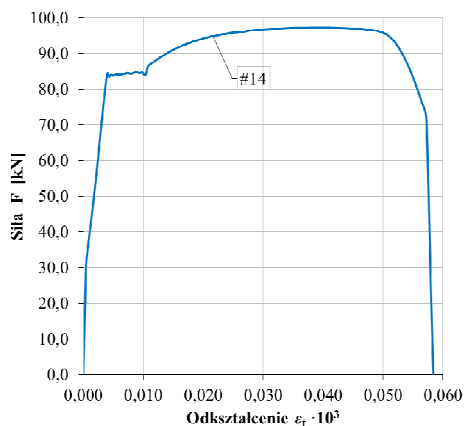
Rys. 4.2. Widok belki przygotowanej do badania

Badaniom głównym towarzyszyły badania betonu i stali zbrojeniowej. Określono wytrzymałości zarówno „starego” jak i „nowego” betonu. Na trzech próbkach sześciennych 150x150x150 mm zbadano wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (metoda brazylijska przez rozłupywanie) oraz na trzech próbkach walcowych 150x300 mm, moduł sprężystości. Badaniom poddano również stal zbrojeniową, określając (na trzech próbkach dla strzemion i jednej dla zbrojenia głównego) średnią granicę plastyczności na podstawie charakterystyk odkształceniowych (Rys. 4.3 oraz Rys. 4.4). Parametry materiałowe zestawiono w Tab. 4.1.



Rys. 4.3. Odkształcenia zbrojenia poprzecznego  $\phi 4$  mm





Rys. 4.4. Odształcenia zbrojenia głównego #14 mm

Tab. 4.1. Zestawienie parametrów materiałowych w badanych belek z wariantowo usytuowanym stykiem

Próbka	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie $f_{ctm}$ [MPa]	Średni moduł sprężystości $E_{cm}$ [MPa]
Seria BT - 1			
Beton „stary”	53,01	4,28	36,29
Beton „nowy”	47,50	3,20	35,11
Seria BT - 2			
Beton „stary”	51,66	4,24	36,01
Beton „nowy”	48,71	3,76	35,38
Seria BT - 3			
Beton „stary”	48,27	4,01	35,25
Beton „nowy”	45,13	3,54	34,57
Średnia granica plastyczności strzemion $f_{yvm}$ [MPa]			340
Średnia granica plastyczności zbrojenia głównego $f_{ym}$ [MPa]			545

## 4.1.2. Wyniki badań




### 4.1.2.1 Siła niszcząca i rysująca

Początek procesu niszczenia belek związany był z rozpoczęciem płynięcia stali w strzemionach przypadkowych. Po przekroczeniu granicy plastyczności

w strzemiach przeciętych przez pierwsze rysy ukośne do pracy włączały się kolejne, sąsiednie strzemią, a przyrost obciążenia na prasie stawał się nieliniowy i malał aż do momentu, w którym nie można było już zwiększać obciążenia, natomiast odkształcenia elementu gwałtownie wzrastały.

Wartość sił niszczących, sił, przy których pojawiły się pierwsze rysy ukośne i rysy w styku zestawiono w Tab. 4.2.

Tab. 4.2. Zestawienie sił niszczących i rysujących uzyskane w badaniach laboratoryjnych belek z różnie usytuowanym stykiem

Siła F [kN] odpowiadająca:	Seria BT-1 	Seria BT-2 	Seria BT-3 
Zniszczeniu	137,0 138,0 128,0	145,0 136,0 142,0	143,0 144,0 118,0
Nośności na zginanie	Nie osiągnięto	Nie osiągnięto	Nie osiągnięto
Powstaniu pierwszej rysy ukośnej $V_{R,c}$	Brak danych 50,0 50,0	60,0 50,0 Brak danych	50,0 50,0 Brak danych
Zarysowaniu styku $V_{R,i,(cr)}$	80,0 80,0 70,0	130,0 100,0 Brak danych	120,0 120,0 Brak danych

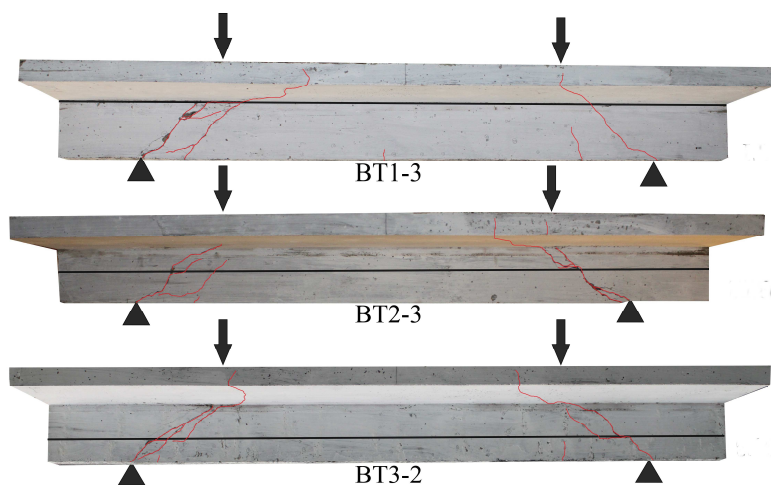
#### 4.1.2.2 Zarysowanie

Na dwóch belkach z każdej serii dokumentowano pojawiające się rysy. Każdą z rys opisywano i badano jej szerokość za pomocą mikroskopu Brinella. Pomiarów dokonywano przy każdym etapie obciążenia. Charakterystyczne obrazy zarysowania dla każdej z serii belek przedstawia Rys. 4.5.

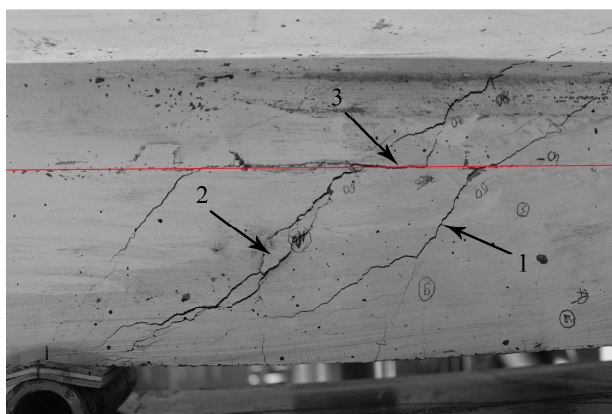
Przebieg procesu zarysowania był następujący. W pierwszych etapach obciążenia we wszystkich belkach powstawały rysy prostopadłe w środku przy sile o wartości ok 20kN. Rysy ukośne pojawiły się w późniejszych etapach przy siłach ok. 50–60kN. Wraz ze wzrostem obciążenia szerokość rys ukośnych wzrastała. Największe rozwarości osiągały zazwyczaj rysy ukośne, które pojawiły się jako pierwsze.

We wszystkich seriach (pomimo różnego stopnia zbrojenia zszywającego) zaobserwowano lokalne zarysowanie w styku. Wartość siły powodującej zarysowanie styku zależała od położenia styku na wysokości przekroju poprzecznego. Najniższe wartości siły rysującej styk zaobserwowano w belkach serii BT-1. Wynosiły one 55–58% wartości siły niszczącej belkę, podczas gdy dla serii BT-2 – 74–90% a dla serii BT-3 – 83%.

W belkach serii BT1 zarysowanie styku objawiało się zmianą kierunku głównej rysy ukośnej na poziomy po dojściu do styku. Rysa propagowała w styku na krótkim odcinku, a następnie przechodziła w półkę górną stając się znów rysą ukośną. W belkach serii BT2 i BT3 rysy ukośne nie zmieniały kierunku po dojściu do styku, ale przecinały go propagując dalej w betonie „nowym”, natomiast po przekroczeniu obciążenia rysującego styk następowało lokalne poziome zarysowanie styku na odcinku łączącym sąsiednie rysy ukośne (Rys. 4.6).



Rys. 4.5. Charakterystyczne obrazy zarysowania po zniszczeniu wybranych belek z każdej serii w badaniach belek z wariantowo usytuowanym stykiem



Rys. 4.6. Obraz zarysowania strefy podporowej w serii BT2 ze stykiem w połowie wysokości przekroju: 1 – pierwsza rysa ukośna, 2 – druga rysa ukośna, 3 – zarysowanie styku łączące rysy ukośne

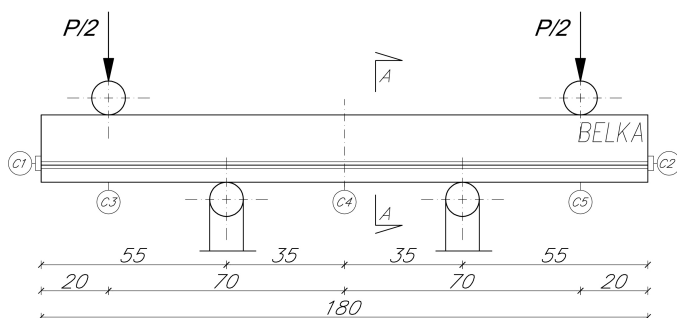
Pojawienie się rys ukośnych we wszystkich belkach dowodzi, że osiągnięta została wytrzymałość na rozciąganie betonu w krzyżulcach betonowych. Rozwój tych rys potwierdza charakter zniszczenia przez ścinanie. Zarysowanie styku wystąpiło w strefie największych sił tnących w belce.

#### 4.1.2.3 Ugięcia i przemieszczenia

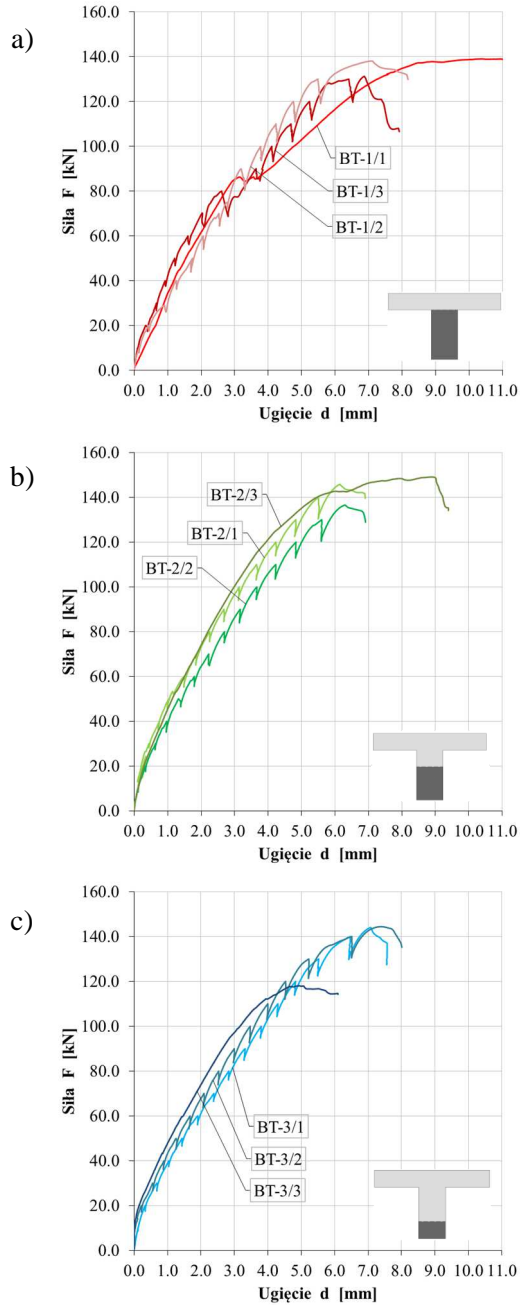
Pomiar ugięć przeprowadzono za pomocą czujników elektronicznych LVTD rozmieszczonych na końcach oraz w środku rozpiętości belki. Przemieszczenie wzajemne półki i środka mierzono za pomocą czujników analogowych umieszczonych na końcach belki. Schemat rozmieszczenia czujników przedstawia Rys. 4.7.

Kolejne wykresy na Rys. 4.8 przedstawiają ugięcia belek w poszczególnych seriach. Na każdym z rysunków jedna z linii jest gładka. Pokazuje ona pomiary ugięcia belki, w której następował płynny wzrost obciążenia. Dwie pozostałe krzywe („piłokształtne”) obrazują ugięcia belek, w których obciążenie przykładane było etapami, z przerwą na czas inwentaryzacji zarysowania trwający ok. 15 minut. W przerwie następował spadek siły na prasie.

Maksymalna wartość obciążenia we wszystkich seriach belek osiągnięta była przy ugięciu 6–7 mm, po czym następował spadek siły, a ugięcia gwałtownie wzrastały. Nie zaobserwowano przemieszczenia wzajemnego części zespolonych. Ze względu na to, że zarysowanie w styku występowało lokalnie i nie powodowało delaminacji na całej jego długości, zależność „siła-ugięcie” badanych belek nie różniła się znacząco od takich zależności dla belki monolitycznej.



Rys. 4.7. Schemat belki poddanej zginaniu w schemacie czteropunktowym, w pozycji odwróconej wraz z rozmieszczeniem czujników: C1, C2 – czujniki do pomiaru przemieszczenia wzajemnego części wykonanej z betonu „nowego” w stosunku do części wygnanej z betonu „starego”; C3, C4, C5 – czujniki LVTD do pomiaru ugięć



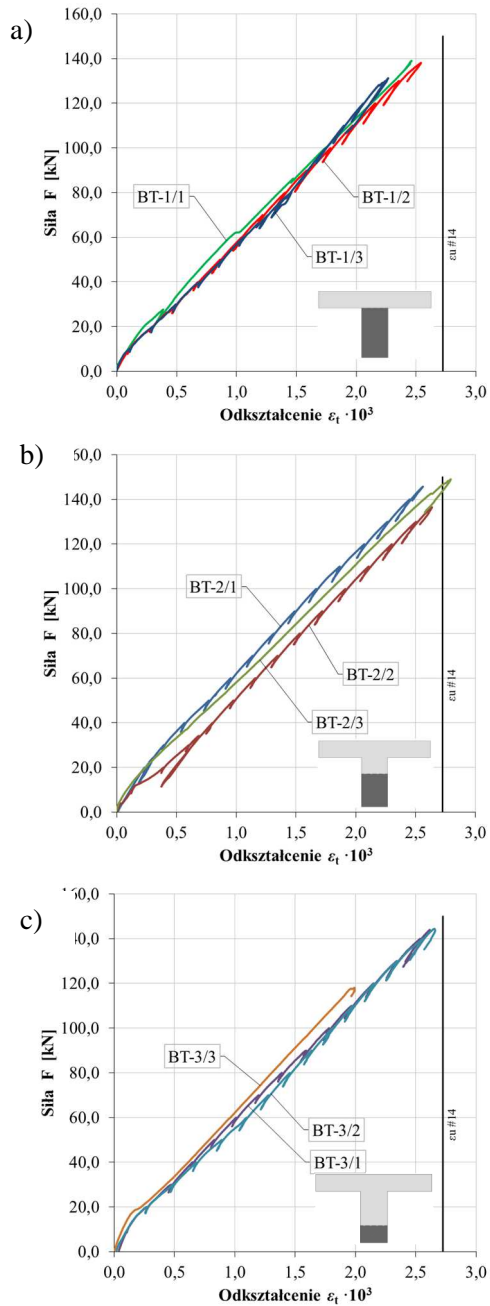
Rys. 4.8. Zależność „siła-ugięcie” belek serii: a) BT-1, b) BT-2, c) BT-3

#### 4.1.2.4 Odształcenia zbrojenia

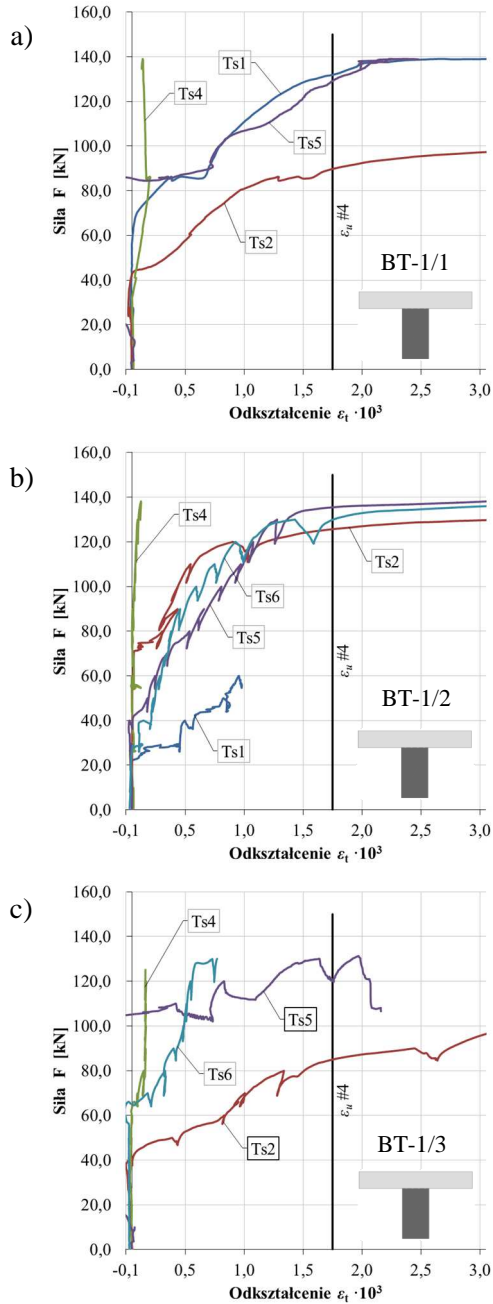
Odształcenia prętów zbrojeniowych mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych rozmieszczonych na strzemionach i pręcie głównym jak na Rys. 4.1. Tensometry strzemion usytuowano w linii styku od zewnętrznej strony obwodu, a pręta głównego w środku rozpiętości belki na jego powierzchni dolnej. Przyrost odształceń zbrojenia głównego wraz ze wzrostem obciążenia belek w poszczególnych seriach przedstawia Rys. 4.9., a podobne wykresy w strzemionach – Rys. 4.10. do Rys. 4.12. Tu również, podobnie jak dla przedstawionej powyżej zależności „siła–ugięcie” belek, jeden wykres jest gładki, pozostałe „piłokształtne”.

Wykresy odształcenia zbrojenia głównego nie różnią się znacząco między sobą i pokazują, że nie osiągnięto granicy plastyczności zbrojenia głównego w żadnej serii, a zniszczenie belek nastąpiło przez ścinanie.

Na kolejnych wykresach (Rys. 4.10–Rys. 4.12) zaobserwowano różne zachowania strzemion po dwóch stronach belki (strona lewa Ts1, Ts2, strona prawa Ts5, Ts6). W strzemionach znajdujących się tam, gdzie nastąpiło zniszczenie zaobserwowano skok odształceń w zbrojeniu poprzecznym przy sile o wartości ok 40–50kN. Skok ten można utożsamiać z przecięciem danego strzemiona przez rysę ukośną i włączeniem go do pracy. W belkach serii BT-1 ze stykiem zlokalizowanym pomiędzy półką górną a środkiem wystąpił znaczny wzrost odształceń strzemion przy sile o wartości ok. 80 kN. W tym samym czasie obserwowano lokalne zarysowanie w styku (Rys. 4.10). W pozostałych seriach BT-2 i BT-3 (ze stykiem zlokalizowanym w połowie i  $\frac{1}{4}$  wysokości przekroju) na wykresach odształceń zbrojenia poprzecznego nie można w sposób jednoznaczny uchwycić chwili, w której następowało zarysowanie styku. Wraz ze wzrostem obciążenia, rosły odształcenia strzemion aż do osiągnięcia granicy plastyczności, co potwierdza charakter zniszczenia belek przez ścinanie.

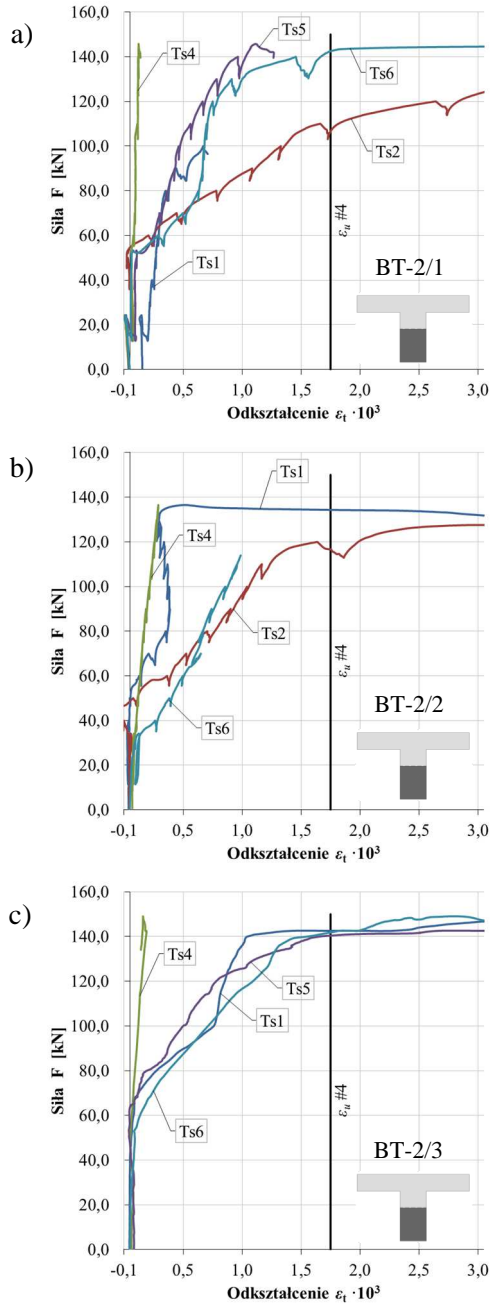


Rys. 4.9. Odkształcenia zbrojenia głównego belek serii: a) BT-1, b) BT-2, c) BT-3; tensometr Ts3;  $\epsilon_u \#14$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności zbrojenia głównego

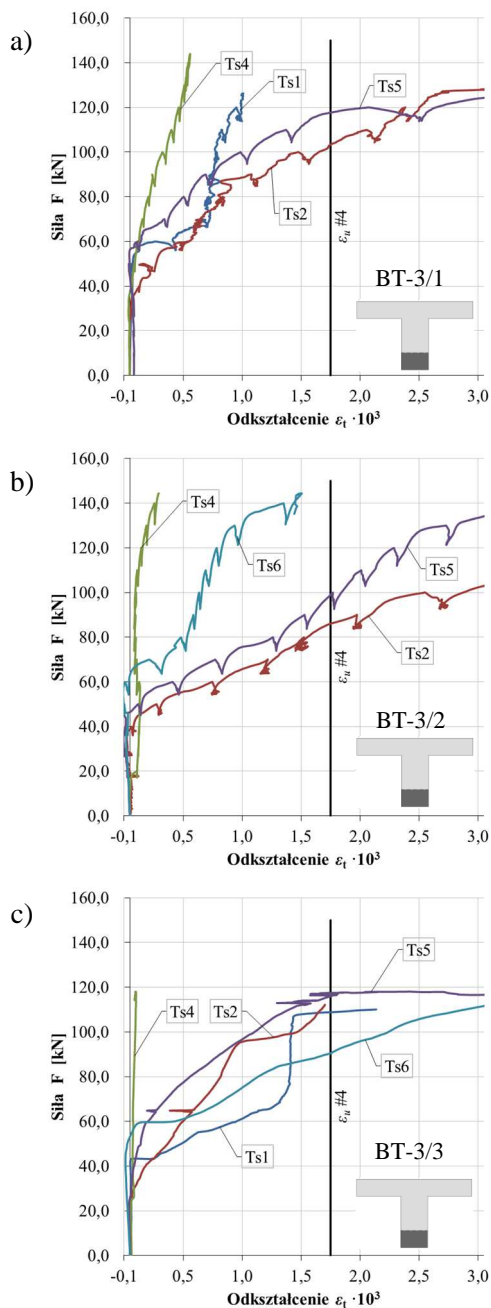


Rys. 4.10. Odkształcenia strzemion w belkach serii BT-1; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemion





Rys. 4.11. Odształcenia strzemion w belkach serii BT-2; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemion



Rys. 4.12. Odształcenia strzemion w belkach serii BT-3; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemion

### 4.1.3. Analiza wyników badań

#### 4.1.3.1 Siła niszcząca i rysująca

Zestawione w Tab. 4.2 wyniki badań porównano z wartościami obliczonymi według *PN-EN 1992-1-1* przy zastosowaniu tradycyjnej metody sprowadzenia przekroju do przekroju jednorodnego. Analizując wartości obciążeń związanych z pracą stref przypodporowych można stwierdzić, że pierwsze rysy ukośne pojawiły się przy wartości obciążenia zbliżonej do wartości uzyskanej z obliczeń nośności na ścinanie elementu bez zbrojenia  $V_{R,c}$ , ale strzemiona uległy uplastycznieniu przy siłach większych o ok. 30–55% niż wynika to z obliczeń nośności na ścinanie elementu ze zbrojeniem pionowym  $V_{R,s}$  (Tab. 4.3).

Następnie, stosując procedurę opracowaną przez (*Halicka, 2007*) wg wzoru (2.23) obliczono teoretyczne obciążenie, przy którym następuje zarysowanie styku.

$$V_{Rd,i(cr)} = \tau_{Rd,i(cr)} b_i \frac{\Delta_{11} (E_p I_p + E_n I_n)}{w_0}, \quad (2.23)$$

gdzie:

$$\Delta_{11} = \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_n A_n} + \frac{w_0^2}{E_p I_p + E_n I_n}, \quad (2.24)$$

$E_p, A_p, I_p$  – moduł sprężystości betonu, pole przekroju i moment bezwładności warstwy elementu pierwotnego,

$E_n, A_n, I_n$  – moduł sprężystości betonu, pole przekroju i moment bezwładności warstwy betonu uzupełniającego,

$b_i$  – szerokość przekroju w rozpatrywanym punkcie,

$w_0$  – odległość pomiędzy środkami ciężkości warstw.

Dalej postępowano zgodnie z opisywaną pracą, w której za podstawę przyjęto wyniki badań przeprowadzonych przez (*Mashima i in., 1995*) wskazujące na to, że naprężenia w zbrojeniu zszywającym w momencie delaminacji styku (przy przemieszczeniu łączonych części 0,2–0,5 mm) wynoszą 0,15% granicy plastyczności stali w przypadku gładkiej powierzchni styku i 0,30% granicy plastyczności stali w przypadku szorstkiej powierzchni styku. W związku z tym, naprężenia rysujące styk mogą być opisane wzorem:

$$\tau_{Rd,i(cr)} = k_T f_{cm,min} + \mu \sigma_n + \rho_i \sigma_{s,i(cr)} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (2.25)$$

gdzie:

$k_T$  – współczynnik zależny od szorstkości płaszczyzny styku,

$f_{cm,min}$  – średnia wytrzymałość na rozciąganie słabszego z łączonych betonów,

$\mu$  – współczynnik tarcia,

$\sigma_n$  – naprężenia normalne do powierzchni styku,

$\rho_i$  – stopień zbrojenia styku,

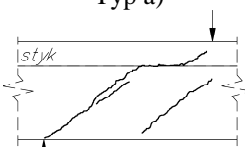
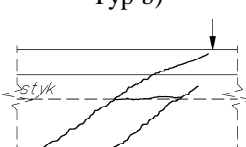
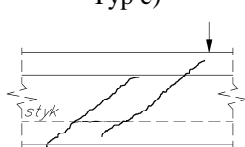
$\sigma_{s,i(cr)}$  – naprężenia w zbrojeniu zszywającym w linii styku w chwili zarysowania styku,

$\sigma_{s,i(cr)} = \beta_s f_{yw,i}$ ,  $\beta_s = 0,15$  dla powierzchni gładkiej,  $\beta_s = 0,30$  dla powierzchni szorstkiej,

$\alpha$  – kąt nachylenia zbrojenia zszywającego do powierzchni styku.

W Tab. 4.3 przedstawiono wyniki obliczeń wg zaprezentowanej metodologii na podstawie mniejszej z wytrzymałości na rozciąganie betonów składowych  $f_{ct,min}$ , stopnia zbrojenia zszywającego  $\rho_i$  i przy założeniu gładkiej powierzchni betonu „starego” ( $k_T = 0,91$ ;  $\mu = 0,6$ ;  $\beta_s = 0,15$ ).

Tab. 4.3. Zestawienie sił niszczących i rysujących i porównanie ich z wartościami obliczonymi według PN-EN 1992-1-1 i Halicka, 2007

Siła F [kN]	Seria BT-1		Seria BT-2		Seria BT-3	
	Teoretyczna	Zbadana	Teoretyczna	Zbadana	Teoretyczna	Zbadana
Zniszczenie	-	137,0 138,0 128,0	-	145,0 136,0 142,0	-	143,0 144,0 118,0
Nośność na zginanie	164,2	Nie osiągnięto	164,2	Nie osiągnięto	164,1	Nie osiągnięto
Powstanie pierwszej rysy ukośnej $V_{R,c}$	47,5	Brak danych 50,0 50,0	47,7	60,0 50,0 Brak danych	46,5	50,0 50,0 Brak danych
Nośność na ścinanie $V_{R,s}$	55,7 46,5 43,4	90,0 - 85,0	48,2 55,8 60,1	107,0 117,0 117,0	67,5 53,7 62,4	102,0 85,0 90,0
Zarysowanie styku $V_{R,i(cr)}$	62,7	80,0 80,0 70,0	131,1	130,0 100,0 Brak danych	198,1	120,0 120,0 Brak danych
Obraz zarysowania styku	<p>Typ a)</p>  <p>Rysa w styku stanowiła kontynuację rysy ukośnej po jej dojściu do styku</p>		<p>Typ b)</p>  <p>Rysa w styku połączyła powstałe wcześniej rysy ukośne</p>		<p>Typ c)</p>  <p>Rysa w styku połączyła powstałe wcześniej rysy ukośne</p>	

Zaobserwowano wzrost nośności  $V_{Rd,i(cr)}$  na ścinanie w styku wraz ze zmniejszeniem odległości położenia styku od dolnej krawędzi belki. Porównanie wartości sił powodujących zarysowanie w styku uzyskane w trakcie badań z obliczonymi teoretycznie wykazało, że w przypadku serii BT-1 (styk między półką górną a środkiem) wartości zbadane były o 23% wyższe niż obliczone; serii BT-2 (styk w połowie wysokości) wartości zbadane były porównywalne z obliczonymi; serii BT-3 (styk w  $\frac{1}{4}$  wysokości) wartości zbadane były o 57% niższe niż obliczone teoretycznie.

#### 4.1.3.2 Obraz zarysowania i mechanizm zniszczenia

Obraz zarysowania wszystkich belek wskazuje, że naprężenia ścinające w styku osiągnęły wartości rysujące jedynie na krótkim odcinku (p. 4.1.2.2).

Halicka (*Halicka, 2007*) dokonała analizy mechanizmów zniszczenia żelbetowych belek zespolonych proponując ich klasyfikację. W badaniach własnych zaobserwowano mechanizm zniszczenia nieujęty w tej klasyfikacji. Dotyczy to przypadku, gdy rysa ukośna przecina styk propagując w betonie „nowym” a w miarę przyrostu obciążania pojawia się wtórnie zarysowanie styku łączące sąsiednie rysy ukośne (Rys. 4.6). Dlatego poniżej (Tab. 4.4) zaproponowano uzupełnienie tej klasyfikacji. Tablica zawiera jedynie przypadki, w których spełniona jest nierówność (2.22), czyli rysa ukośna powstaje przed zarysowaniem styku.

Tab. 4.4. Uzupelniona klasyfikacja mechanizmów zniszczenia żelbetowych belek zespolonych w przypadku rysy ukośnej poprzedzającej zarysowanie w styku

Rysa ukośna poprzedza zarysowanie w styku			
Opis sytuacji	Przyczyny zniszczenia	Obraz zniszczenia	
Lokalne zarysowanie w styku	- Zarysowanie w styku jest kontynuacją rysy ukośnej	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie przy lokalnym zarysowaniu w styku	
	- Zarysowanie w styku jest kontynuacją rysy ukośnej - W miarę przyrostu obciążenia zarysowanie w styku propaguje w kierunku podpory	Osiągnięcie nośności styku lub/i nośności na ścinanie dolnej warstwy	
Zachowanie quasi - monolityczne	- Rysa ukośna przecina styk	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie	
	- Rysa ukośna przecina styk - W miarę przyrostu obciążenia rysa w styku łączy sąsiednie rysy ukośne	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie	

#### 4.1.4. Parametryczna analiza wpływu położenia styku na naprężenia styczne

W celu pokazania wpływu położenia styku na wysokości przekroju teowego belki zespolonej na wartość naprężeń w styku przed jego zarysowaniem przeprowadzono analizę parametryczną. Korzystając z równania (2.23) obliczono naprężenia styczne w styku belek zespolonych o geometrii odpowiadającej badanym belkom przy sile poprzecznej  $V_{Ed} = 35$  kN. Założono, że styk jest niepodatny (niezarysowany). Ponadto, chcąc pokazać wpływ różnicy parametrów materiałowych założono trzy przypadki:

- wariant I – moduł sprężystości betonu „starego” części dolnej  $E_p = 32$  GPa, a betonu „nowego” części górnej  $E_n = 35$  GPa;
- wariant II – moduły sprężystości betonu „starego” części dolnej i betonu „nowego” części górnej  $E_p = E_n = 32$  GPa;
- wariant III – moduł sprężystości betonu „starego” części dolnej  $E_p = 35$  GPa, a betonu „nowego” części górnej  $E_n = 32$  GPa;

Obliczenia przy założeniu jednakowych modułów sprężystości łączonych betonów sprowadzają wyrażenie (2.23) do klasycznego wzoru (2.26) pozwalającego na obliczenie naprężeń stycznych na wysokości przekroju:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S_x}{b_i I_x}, \quad (2.26)$$

gdzie:

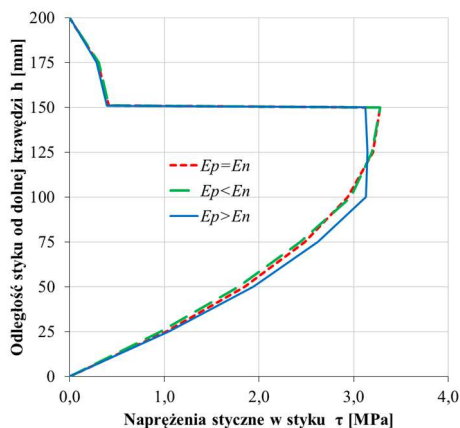
$V_{Ed}$  – siła poprzeczna,

$S_x$  – moment statyczny względem osi głównej części przekroju między punktem, w którym oblicza się naprężenia, a krawędzią przekroju,

$I_x$  – moment bezwładności przekroju,

$b_i$  – szerokość przekroju w rozważanym punkcie.

Na podstawie obliczeń sporządzono wykres zależności naprężeń stycznych przy różnie usytuowanym styku (Rys. 4.13). Stwierdzić można, że największe naprężenia w styku elementu o przekroju teowym występują, jeśli styk jest usytuowany między środkiem a półką. Wpływ uwzględnienia różnicy modułów sprężystości jest nieznaczny w przypadku, gdy moduł sprężystości betonu „nowego” jest większy niż moduł sprężystości betonu „starego”. Ujawnia się on natomiast w przypadku, gdy moduł sprężystości betonu „nowego” jest mniejszy niż moduł sprężystości betonu „starego”. Wpływ ten wyraźnie widoczny jest w górnej części środka.



Rys. 4.13. Wartość naprężeń stycznych w styku belki zespolonej o przekroju teowym w zależności od położenia styku na wysokości, przy różnych wariantach relacji modułów sprężystości prefabrykatu  $E_p$  i betonu nowego  $E_n$

Zaobserwowano również zależność pomiędzy położeniem osi bezwładności przekroju a kształtem wykresu przedstawiającego naprężenia ścinające w styku. Oś bezwładności przekroju teowego belki znajduje się nieco poniżej półki górnej. Jej odległość od dolnej krawędzi belki wynosi 14,80 cm, jeśli  $E_p = E_n$ . W zależności od położenia styku na wysokości, w przypadku gdy  $E_p > E_n$  odległość ta wynosi 14,65–14,80 cm, natomiast gdy  $E_p < E_n$  odległość ta wynosi 14,80–14,90 cm. Jeśli oś bezwładności przesuwa się w dół, maksimum wykresu naprężeń również przesuwa się w dół, a naprężenia styczne w styku rosną. Odwrotnie jest, gdy oś bezwładności przesuwa się ku górze.

Wyniki analizy parametrycznej prowadzą do wniosku, że styk pod takim samym obciążeniem może się zarysować lub pracować jako niezarysowany. Zależy to nie tylko od rysoodporności samego styku, ale również od jego położenia na wysokości przekroju.

#### 4.1.5. Wnioski z badań i analiz

Na podstawie wyników badań i przeprowadzonych analiz dotyczących usytuowania styku w belkach zespolonych o przekroju teowym można sformułować następujące wnioski:

1. Badane belki zniszczyły się na ścinanie przy lokalnym zarysowaniu w styku. Położenie styku wpływało na wartość siły rysującej styk.
2. Obecność styku i jego lokalizacja miała główny wpływ na obraz zarysowania w poszczególnych seriach belek. W przypadku styku usytuowanego między półką a środkiem najpierw pojawiła się rysa ukośna, rysa w styku stanowiła jej kontynuację, natomiast, gdy styk usytuowany był



- w dolnej lub środkowej części środnika rysa w styku połączyła dwie sąsiednie rysy ukośne, które wcześniej przecięły styk.
3. Możliwe mechanizmy zniszczenia żelbetowych belek zespolonych sklasyfikowane zostały w Tab. 4.4.
  4. Styk pod takim samym obciążeniem może się zarysować lub pracować jako niezarysowany. Zależy to nie tylko od rysoodporności samego styku, ale również od jego położenia na wysokości przekroju. Istotny wpływ różnicy modułów sprężystości łączonych betonów na wartość naprężeń w styku występuje, gdy moduł sprężystości betonu „starego” jest większy niż moduł betonu „nowego” i ujawnia się głównie na wysokości środnika.
  5. Geometria przekroju poprzecznego wpływa na rozkład naprężeń stycznych powodując występowanie tzw. „karbu” (punktu koncentracji naprężeń). Styki elementów zlokalizowanych w takim punkcie, zwłaszcza w górnej części przekrojów (między półką a środnikiem) są najbardziej wyężone.

#### **4.2. Badania wpływu różnie kształtowanego styku na pracę statyczną zespolonej belki żelbetowej o przekroju teowym**

W drugim etapie badaniom laboratoryjnym poddano żelbetowe belki zespolone o przekroju teowym ze stykiem zlokalizowanym pomiędzy półką a środnikiem. Poszczególne serie różniły się sposobem ukształtowania styku.

Pierwotnie wykonano trzy serie badań o różnie kształtowanym styku: w serii „P”, w styku niezbrojonym istniała przyczepność między betonami, w serii „P+S” styk był zbrojony i istniała przyczepność między betonami, w serii „S1” styk był zbrojony, ale za pomocą środka antyadhezyjnego ograniczono przyczepność (zlikwidowano przyczepność chemiczną). Badania rozszerzono następnie o dwie podserie „S2/A” i „S2/B” ze zróżnicowanym stopniem zbrojenia zszywającego i ze zlikwidowaną przyczepnością (chemiczną i mechaniczną) w styku przez zastosowanie membrany PVE. Wyniki badań podserii zostały włączone do wspólnej analizy. Częściowe relacje z badań przedstawiono w pracach (*Jabłoński, Halicka, 2015, 2017*).

Uzyskane dane stanowiły podstawę do dalszej analizy zjawisk zachodzących w wyniku obciążania żelbetowych elementów zespolonych o przekroju teowym i stworzenia modelu numerycznego takich elementów.

##### **4.2.1. Badane elementy i przebieg badań**

Badaniu poddano żelbetowe belki zespolone o geometrii analogicznej jak w przypadku badania wpływu położenia styku (wym. płyty 640 x 50 x 1800 mm, środnika 80 x 150 x 1800 mm). Ich przekrój podłużny wraz z rozmieszczeniem czujników oraz przekrój poprzeczny przedstawia rysunek Rys. 4.14.

Podobnie, jak elementy zespolone z różnie usytuowanym stykiem, wykonano je w dwóch etapach. W pierwszym etapie zabetonowano środnik, a po upływie

14 dni dobetonowywano górną płytę. Powierzchnie styku przygotowywano przez wibrowanie mieszanki betonowej w trakcie formowania a następnie, przed ułożeniem betonu płyty, przez oczyszczenie z mleczka cementowego i luźnych cząstek oraz uszorstnienie szczotką drucianą. Badanie przeprowadzono po upływie 28 dni od betonowania elementu pierwotnego.

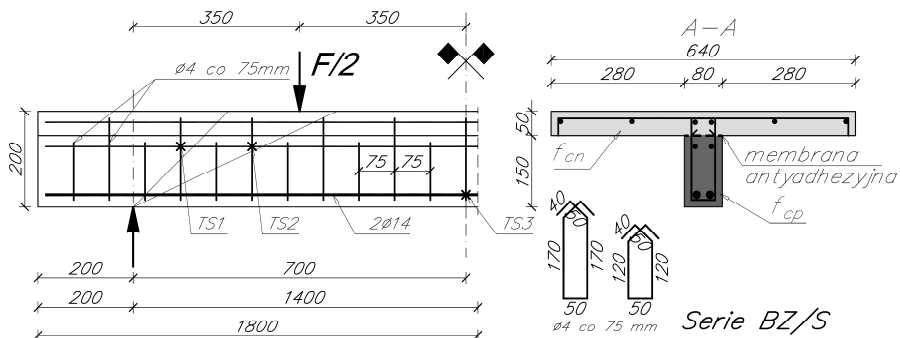
Właściwości styku modyfikowano przez powlekanie środkiem antyadhezyjnym (seria BZ/S1) lub umieszczenie przepony foliowej PVE (serie BZ/S2/A, B).

Zastosowano zbrojenie takie jak w badaniach pierwszego etapu. Dolne zbrojenie podłużne wykonano z dwóch prętów  $\phi 14$  mm ( $\rho_L = 2,21\%$ ), a górne z dwóch prętów  $\phi 8$  mm, ze stali klasy AIIIIN (RB500). Zbrojenie płyty stanowiła siatka z prętów  $\phi 4$  mm o oczku 150 x 150 mm. W kolejnych seriach zróżnicowano stopień zbrojenia zszywającego: styk niezbrojony (seria BZ/P), stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,21\%$  (serie BZ/P+S, BZ/S1, BZ/S2/A) oraz stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,42\%$  (seria BZ/S2/B). Zastosowano dwa rodzaje strzemion dwuramiennych („niskie” i „wysokie”) z prętów  $\phi 4$  mm, ze stali wyżarzanej (parametry stali zestawiono w Tab. 4.5) stosowanych naprzemiennie – serie BZ/P+S, BZ/S1, BZ/S2/A oraz wyłącznie strzemiona „wysokie” – seria BZ/S2/B w rozstawie co 75 mm we wszystkich seriach.

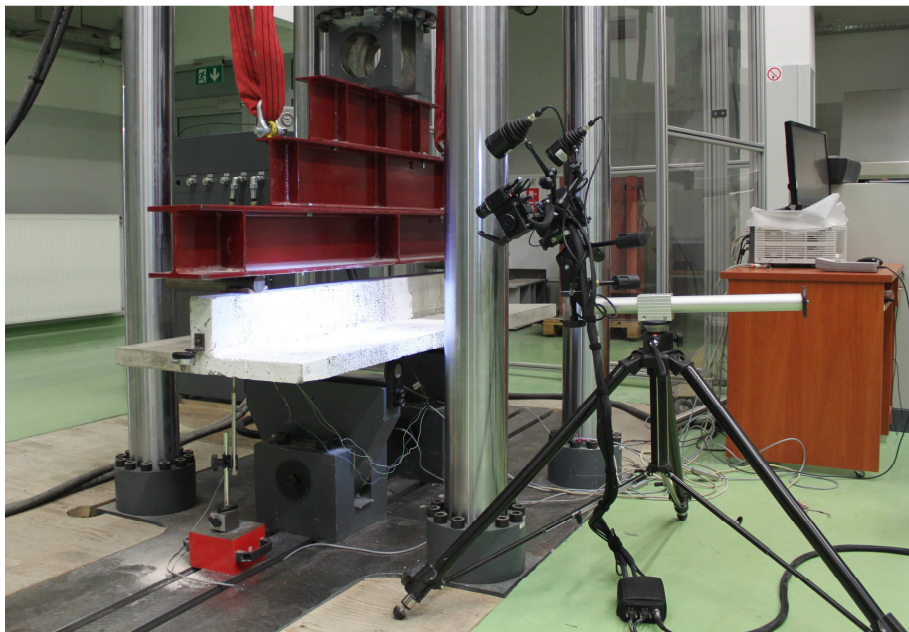
Podobnie jak w etapie pierwszym, belki poddano zginaniu w schemacie czteropunktowym w prasie hydraulicznej Zwick/Roell. W celu zapewnienia stabilności podczas badania, belki badano w pozycji odwróconej (Rys. 4.15), a obciążenia przykładano za pośrednictwem sztywnego trawersu. Badania prowadzono do zniszczenia belek.

W trakcie badania, dla jednej belki z każdej serii zadany był płynny przyrost obciążenia z prędkością 2,0 kN/min z ciągłym pomiarem parametrów (odkształceń elementu i zbrojenia oraz ugięcia). Obciążanie pozostałych belek zatrzymywane było co 10kN na czas dokonania inwentaryzacji zarysowania i odczytu przemieszczenia wzajemnego części składowych w styku na końcu belki.

Badaniom głównym towarzyszyły badania wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie oraz modułu sprężystości betonów, zarówno betonu „starego” jak i „nowego”, które zestawiono w tablicy Tab. 4.5.



Rys. 4.14. Przekroje belek ze zróżnicowanym sposobem kształtowania styku: a) przekrój podłużny ze zbrojeniem i rozmieszczeniem tensometrów, b) przekrój poprzeczny; TS1,TS2,TS4,TS5,TS6 – tensometry na strzemionach, TS3 – tensometr na zbrojeniu głównym,  $f_{cn}$  – beton „nowy”,  $f_{cp}$  – beton „stary”



Rys. 4.15. Widok belki przygotowanej do badania

Tab. 4.5. Zestawienie parametrów materiałowych w badaniach belek o różnie ukształtowanym styku

Próbka	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie $f_{ctm}$ [MPa]	Średni moduł sprężystości $E_{cm}$ [MPa]
Seria BZ/P+S			
Beton „stary”	47,01	3,57	35,00
Beton „nowy”	44,37	3,36	34,40
Seria BZ/P			
Beton „stary”	48,87	3,43	35,41
Beton „nowy”	41,54	3,18	33,73
Seria BZ/S1			
Beton „stary”	45,55	3,04	34,67
Beton „nowy”	42,76	3,06	34,02
Seria BZ/S2/A i BZ/S2/B			
Beton „stary”	57,25	3,56	37,13
Beton „nowy”	54,72	3,49	36,63
Średnia granica plastyczności $f_{ywm}$ [MPa]			340
Średnia granica plastyczności zbrojenia głównego $f_{ym}$ [MPa]			545
Średni moduł sprężystości stali $E_s$ [GPa]			200

## 4.2.2. Wyniki badań

### 4.2.2.1 Siła niszcząca i rysująca

Mechanizm zniszczenia oraz wartości sił niszczących związane były ze sposobem ukształtowania styku. Zniszczenie w belkach serii BZ/P (bez zbrojenia) charakteryzowało się gwałtowną delaminacją styku na całej długości po przekroczeniu nośności na ścinanie styku. W belkach serii BZ/P+S, BZ/S1 i BZ/S2/A (ze zbrojeniem zszywającym) zniszczenie związane było z płynięciem stali w zbrojeniu poprzecznym. Natomiast w serii BZ/S2/B (o zwiększonym stopniu zbrojenia zszywającego) uplastycznieniu ulegało zarówno zbrojenie poprzeczne jak również główne. We wszystkich seriach ze zbrojeniem zszywającym w wyniku uplastycznienia stali przyrost obciążenia na prasie stawał się nieliniowy i malał aż do momentu, w którym nie można było zwiększać obciążenia, a odkształcenia belki gwałtownie wzrastały.

Praca belek ze stykiem bez przyczepności zależała od sposobu ograniczania przyczepności między betonami oraz stopnia zbrojenia zszywającego styk. W zależności od tego belki niszczyły się poprzez ścinanie w strefie podporowej

(seria BZ/S2/A) lub w sposób mieszany, poprzez ścinanie ze zginaniem dla belek o większym stopniu zbrojenia zszywające w styku (seria BZ/S2/B).

Wartość sił niszczących oraz sił, przy których pojawiły się pierwsze rysy ukośne i rysy w styku zestawiono w Tab. 4.6.

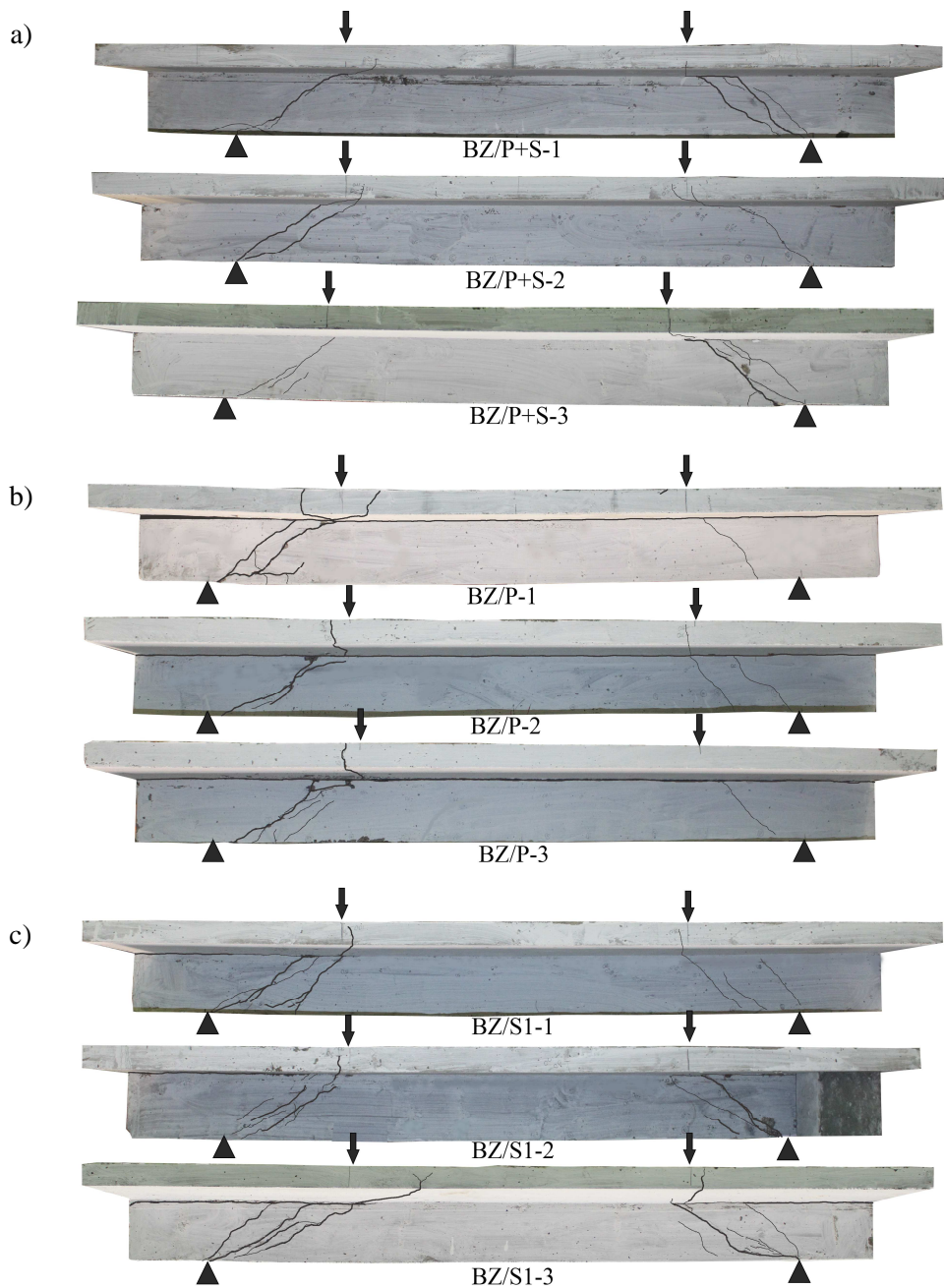
Tab. 4.6. Zestawienie sił niszczących i rysujących uzyskane w badaniach laboratoryjnych belek z różnie ukształtowanym stykiem

Siła F [kN] odpowiadająca:	Seria BZ/P+S	Seria BZ/P	Seria BZ/S1	Seria BZ/S2/A	Seria BZ/S2/B
Zniszczeniu	136,0 149,0 142,0	78,0 72,0 73,5	143,2 137,5 127,3	126,0 112,0 113,0	138,0 138,0 134,0
Nośności na zginanie	Nie osiągnięto	Nie osiągnięto	Nie osiągnięto	Nie osiągnięto	Nie osiągnięto
Powstaniu pierwszej rysy ukośnej $V_{R,c}$	Brak danych 60,0 60,0	50,0 50,0 57,0	50,0 50,0 50,0	50,0 50,0 40,0	Brak danych 70,0 50,0
Zarysowaniu styku $V_{R,i,(cr)}$	Brak danych 70,0 70,0	78,0 72,0 68,0	60,0 80,0 60,0	79,0 50,0 50,0	Brak danych 100,0 80,0

#### 4.2.2.2 Zarysowanie

Morfologię zarysowania badano dokumentując na dwóch belkach z każdej serii pojawiające się rysy. Każdą z rys opisywano i mierzono jej szerokość za pomocą mikroskopu Brinella. Pomiarów dokonywano przy każdym etapie obciążenia. Charakterystyczne obrazy zarysowania dla każdej z serii belek przedstawia Rys. 4.16.

W seriach BZ/S1, BZ/S2/A i BZ/S2/B gdzie ograniczono lub zlikwidowano przyczepność, najpierw pojawiło się zarysowanie styku, które występowało praktycznie od początku obciążania i rozwijało się od końców belek ku podporze łącząc się z rysami ukośnymi, po ich dojściu do styku. Między warstwami na czole elementu występowało przemieszczenie, zwłaszcza po stronie, po której następowało zniszczenie. Praca statyczna serii „S1” oraz „S2” była bardzo podobna. Osiągnięto podobne wartości ugięcia (największe spośród wszystkich serii) jednakże, ze względu na zachowanie przyczepności mechanicznej seria „S1” charakteryzowała się wyższymi wartościami sił niszczących.

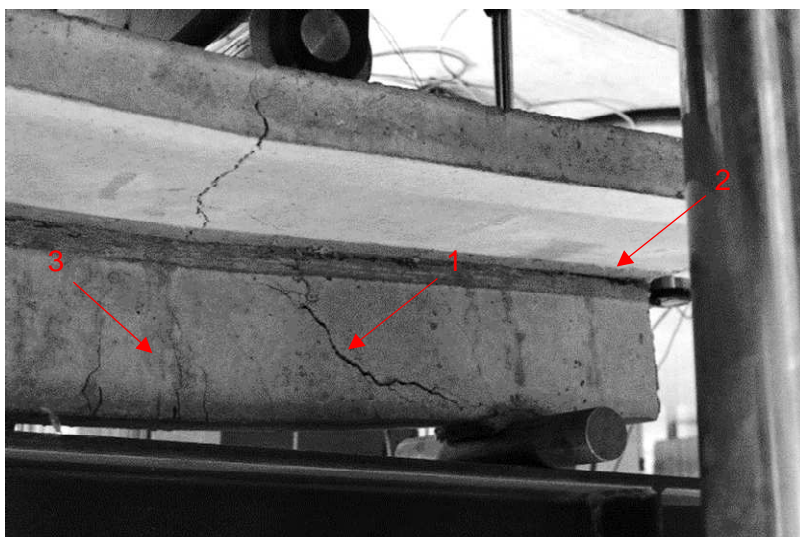


Rys. 4.16. Obrazy zarysowania po zniszczeniu belek z wariantowo ukształtowanym stykiem:  
 a) seria BZ/P+S, b) seria BZ/P, c) seria BZ/S1

Proces powstania rys od zginania, we wszystkich belkach rozpoczynały pojawiające się w środku rysy prostopadłe zlokalizowane pod miejscem przyłożenia siły (znacznie bardziej intensywnie w belkach serii BZ/S2/B – Rys. 4.17), kolejne pojawiały się w strefie stałego momentu. W miarę wzrostu obciążenia w strefie podporowej pojawiały się rysy ukośne i to one zaczynały dominować w procesie zarysowania. Największe rozwarłościami osiągały zazwyczaj te rysy ukośne, które pojawiły się jako pierwsze. Do chwili osiągnięcia przez rysę ukośną styku (we wszystkich seriach było to około 70 kN), schemat zarysowania we wszystkich seriach wyglądał podobnie. W dalszej części badania w serii BZ/P+S zaobserwowano lokalne zarysowanie na długości styku, po czym rysa przechodziła w półkę górną propagując ku miejscu podparcia.

W belkach serii ze zlikwidowaną lub ograniczoną przyczepnością, jak opisano wyżej, rysy ukośne po dojściu do styku propagowały w styku łącząc się z wcześniejszymi jego zarysowaniami. W belkach ze zlikwidowaną przyczepnością o większym stopniu zbrojenia zszywającego (seria BZ/S2/B) występowało znacznie więcej rys prostopadłych pod miejscami przyłożenia obciążenia oraz w strefie stałego momentu. Rysy te, jak również rysy ukośne propagowały i zwiększały swoją szerokość przez cały okres badania tworząc mieszany obraz zniszczenia.

Gwałtowną delaminacją na całej długości styku, po dojściu do niego rysy ukośnej charakteryzowały się belki serii BZ/P (bez zbrojenia).



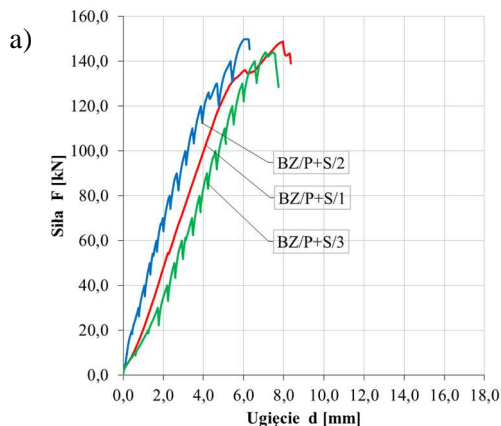
Rys. 4.17. Charakterystyczny obraz zarysowania belki serii BZ/S2/B ( $\rho_{w,i} = 0,42\%$ ): 1 – rysa ukośna, 2 – zarysowanie styku od końca belki, 3 – rysy prostopadłe w miejscu przyłożenia obciążenia

#### 4.2.2.3 Ugięcia i przemieszczenia

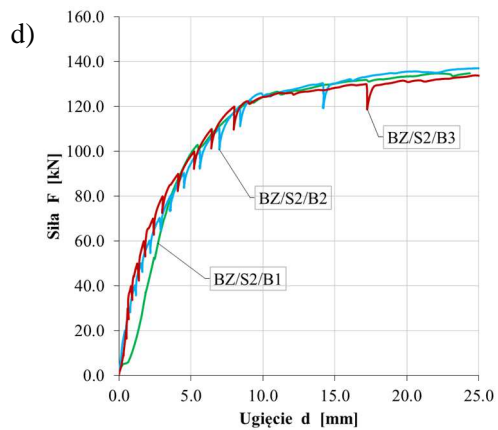
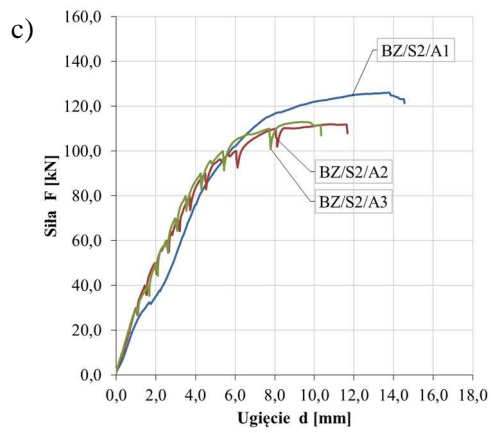
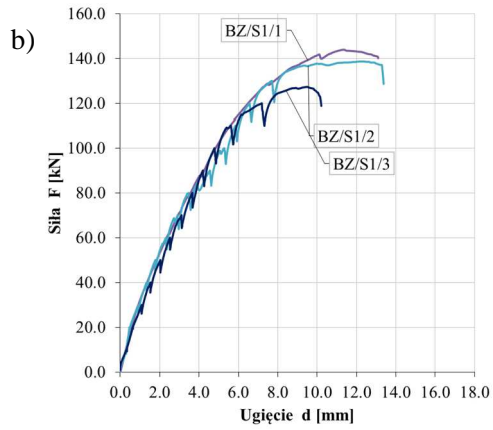
Zasada pomiaru ugięć i wzajemnych przemieszczeń zespolonych części belek była taka sama jak w badaniach belek z różnie usytuowanym stykiem (Rys. 4.7). Pomiar ugięć przeprowadzono za pomocą czujników elektronicznych LVTD rozmieszczonych na końcach oraz w środku rozpiętości belki. Przemieszczenie wzajemne pólki i środka mierzone za pomocą czujników analogowych rozmieszczonych na końcach belki.

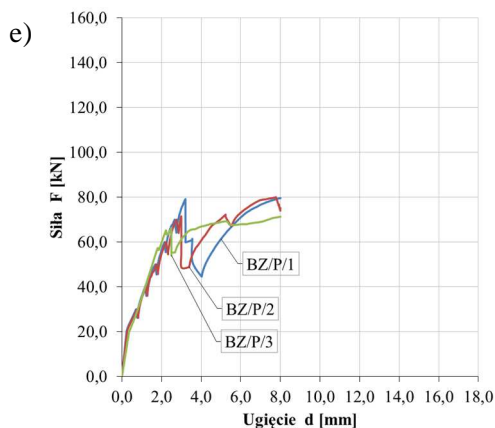
Wykresy na Rys. 4.18 przedstawiają ugięcia belek w poszczególnych seriach. Największe ugięcia osiągały belki z serii BZ/S2/B (zlikwidowana przyczepność, zwiększony stopień zbrojenia  $\rho_i = 0,42\%$ ) – do 25 mm. W seriach BZ/S1 i BZ/S2/A (stopień zbrojenia,  $\rho_i = 0,21\%$ ) średnie ugięcie wynosiło ok 10mm, jednakże belki serii S1 osiągały wyższe siły niszczące. Wyższe siły niszczące uzyskane w serii S1 mogą wynikać z tego, że przyczepność zlikwidowana była przez zastosowanie środków antyadhezyjnego, który nie spowodował całkowitej likwidacji przyczepności. Z kolei na wykresach ugięcia serii BZ/P wyraźnie widoczna jest chwila delaminacji styku objawiająca się gwałtownym spadkiem siły przy dużym przyroście ugięcia, które nie przekracza 3 mm.

Wykres przemieszczenia wzajemnego części składowych (dla przemieszczenia większego z lewego lub prawego końca belki) w zależności od przyłożonego obciążenia przedstawiono na Rys. 4.19. Nie została tu ujęta seria BZ(P+S), gdzie nie udało się takiego przemieszczenia uchwycić. Belki z przyczepnością bez zbrojenia zszywającego (seria BZ/P) charakteryzowały się gwałtownym skokiem przemieszczenia w momencie zarysowania styku. W seriach ze zbrojeniem zszywającym bez przyczepności (seria BZ/S1 i BZ/S2) obserwowano przemieszczanie części składowych praktycznie od początku procesu obciążania do momentu zniszczenia belki. Większe z przemieszczeń występowały zazwyczaj po stronie, po której następowało zniszczenie belki.

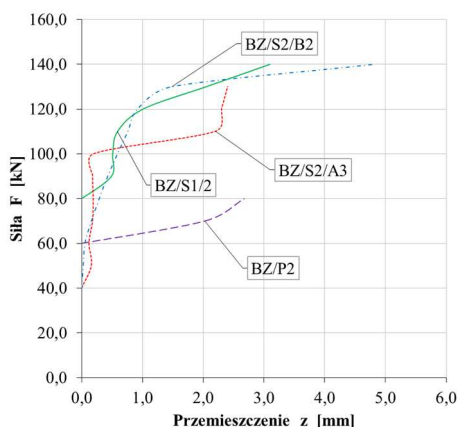








Rys. 4.18. Zależność „siła–ugięcie” belek serii: a) BZ/P+S, b) BZ/S1, c) BZ/S2/A, d) BZ/S2/B, e) BZ/P



Rys. 4.19. Przesunięcia wzajemne pólki i środniczka na czole belki (pokazano większe z przesunięć, które wystąpiły po stronie lewej i prawej belki)

#### 4.2.2.4 Odształcenia zbrojenia

Odształcenia prętów zbrojeniowych mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych rozmieszczonych na strzemiionach i pręcie głównym jak na Rys. 4.14. Przyrost odształceń zbrojenia głównego wraz ze wzrostem obciążenia belek w poszczególnych seriach przedstawia Rys. 4.20, a podobne wykresy w strzemiionach – Rys. 4.21 do Rys. 4.25. Tu również, podobnie jak dla przedstawionej powyżej zależności „siła–ugięcie” belek, jeden wykres jest gładki, pozostałe „piłokształtne”.

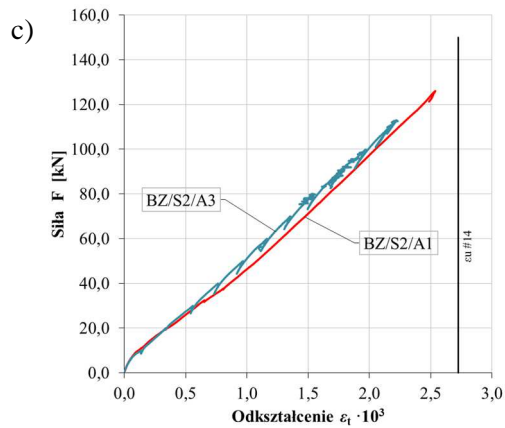
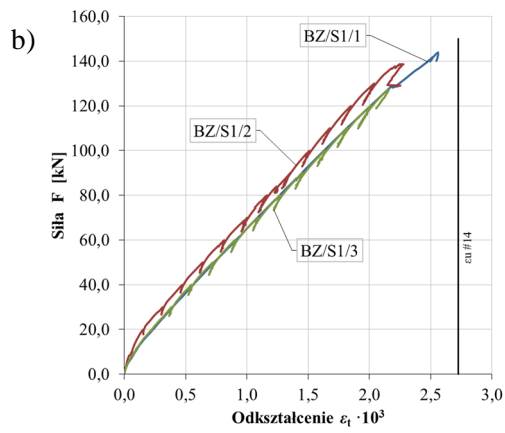
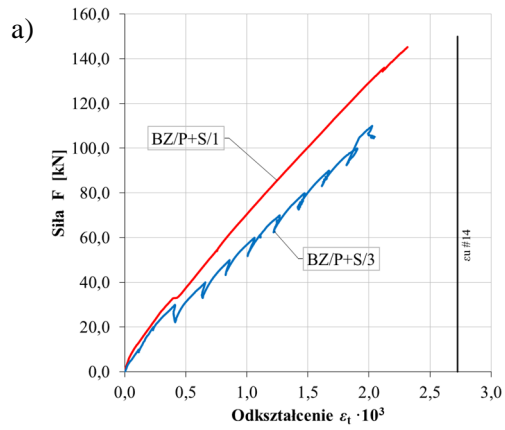
Wykresy odkształcenia zbrojenia głównego (Rys. 4.20) pokazują, że jedynie w belkach serii BZ/S2/B (brak przyczepności, większy stopień zbrojenia zszywającego) została osiągnięta granica plastyczności. Ma to bezpośrednie przełożenie na mieszany charakter zniszczenia (ściananie ze zginaniem). Przy mniejszym stopniu zbrojenia przy tych samych warunkach przyczepności (seria BZ/S2/A) osiągnięcie granicy plastyczności nie nastąpiło (Rys. 4.20.c), a zniszczenie belki nastąpiło przez ścinanie.

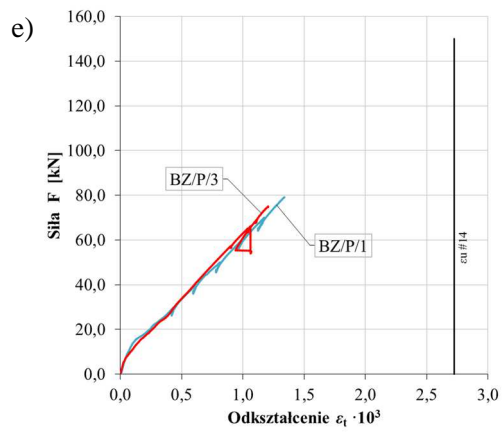
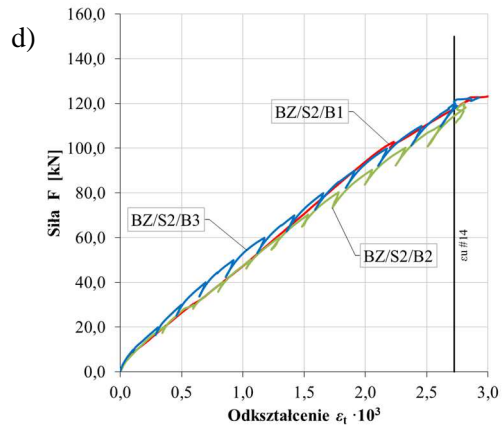
Z wykresów odkształceń strzemion (Rys. 4.21 do Rys. 4.24) wynika, że po zarysowaniu styku, wraz ze wzrostem obciążenia do pracy włączane są kolejne strzemiona, a większy stopień zbrojenia zszywającego umożliwia pracę belki przy większych obciążeniach, aż do pełnego wykorzystania nośności zbrojenia głównego.

Uwagę należy zwrócić na pracę zbrojenia poprzecznego w strefie podporowej w seriach BZ/S1, BZ/S2/A i BZ/S2/B (ze zbrojeniem zszywającym i z ograniczoną lub zlikwidowaną przyczepnością), gdzie od samego początku obciążania widoczne jest rosnące odkształcenie. Charakterystyczne dla serii BZ/S2/A i BZ/S2/B jest również włączenie do pracy strzemion (Ts4) w strefie stałego momentu (Rys. 4.23 i Rys. 4.24). Strzemiona (Ts4) w pozostałych belkach wykazywały w tej strefie niewielkie wartości odkształceń (Rys. 4.21 i Rys. 4.22).

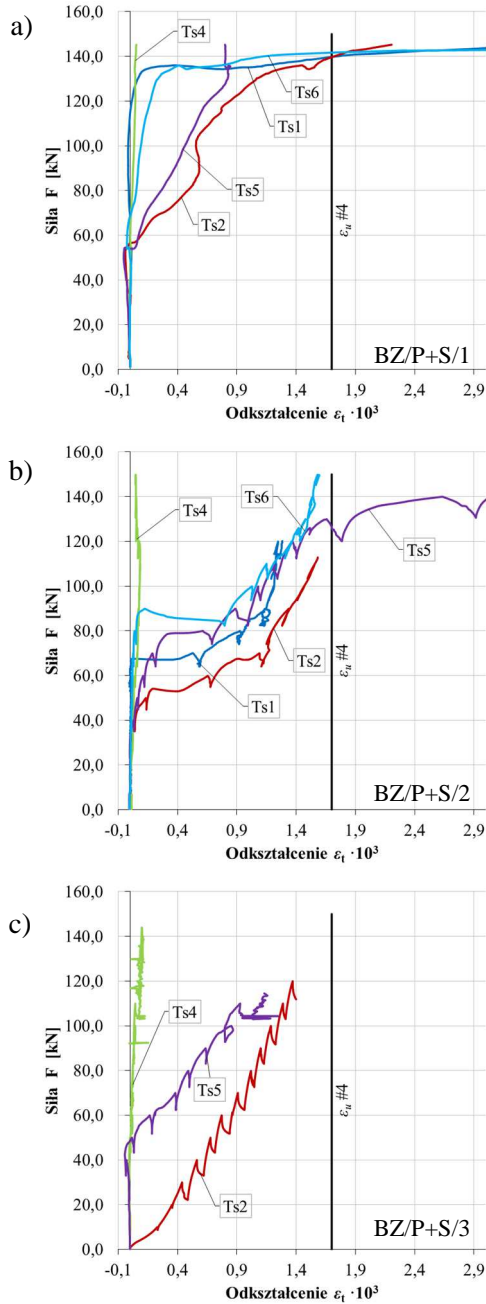
Natomiast, na wykresach odkształceń strzemion podporowych (Ts2, Ts5) w belkach serii BZ/P+S (Rys. 4.21) zauważalny jest skok (przy siłach około 55-70 kN), który można utożsamiać z zarysowaniem styku. W dalszych etapach obciążenia, odkształcenia w strzemionach belek BZ/P+S rosną do osiągnięcia granicy plastyczności. Widoczne jest włączanie się do pracy kolejnych strzemion objętych rysą ukośną, których odkształcenia rosną do chwili zniszczenia belki, gdy nie można już przyłożyć większego obciążenia.

Odmienna była praca strzemion w belkach serii BZ/P (bez zbrojenia zszywającego w styku). Występujące w nich strzemiona, kształtem obejmowały jedynie środnik a tensometry umieszczone były w połowie wysokości belki. Widoczny jest nieznaczny wzrost odkształceń po powstaniu rysy ukośnej w środniku. Tensometry zerwały się po delaminacji styku (Rys. 4.25).

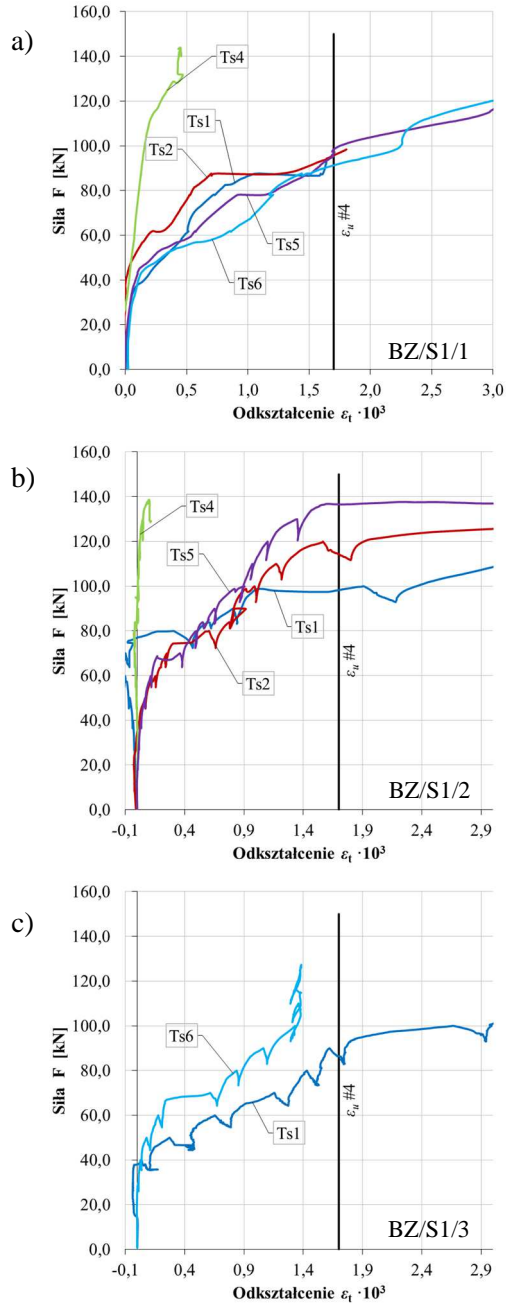




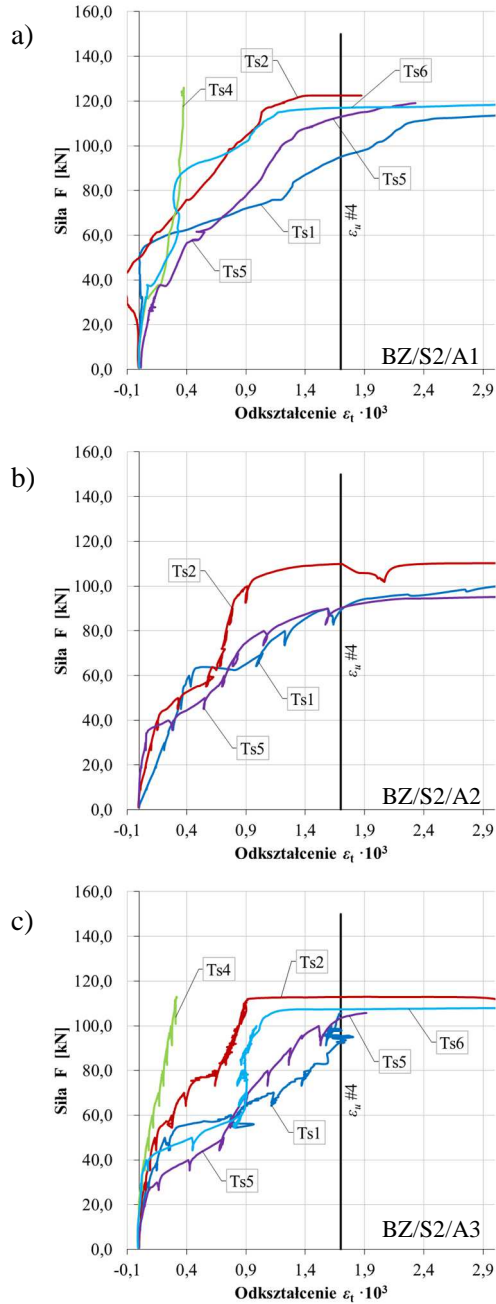
Rys. 4.20. Odształcenia zbrojenia głównego w belkach serii: a) BZ/P+S, b) BZ/S1, c) BZ/S2/A, d) BZ/S2/B, e) BZ/P; tensometr Ts3;  $\epsilon_n \#14$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności zbrojenia głównego



Rys. 4.21. Odształcenia strzemion w belkach serii BZ/P+S; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemion

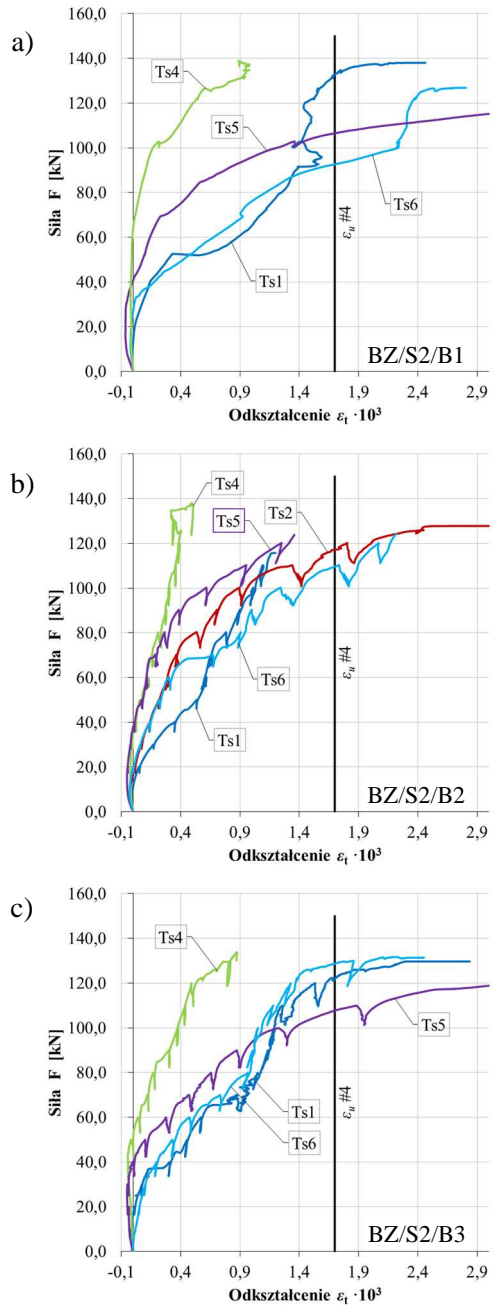


Rys. 4.22. Odkształcenia strzemiem w belkach serii BZ/S1; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemiem

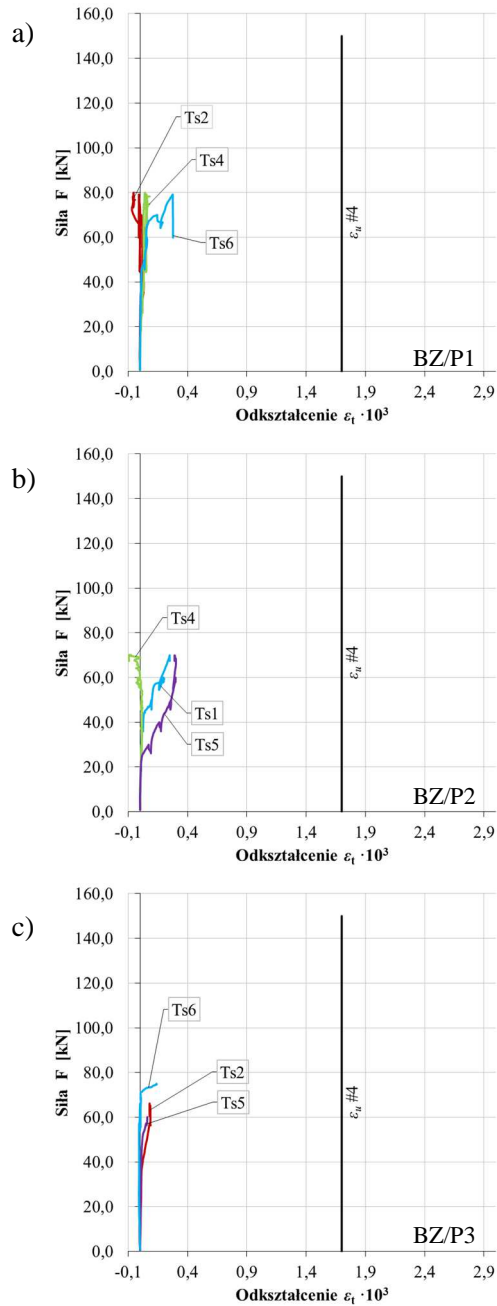


Rys. 4.23. Odształcenia strzemion w belkach serii BZ/S2/A; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemion





Rys. 4.24. Odształcenia strzemion w belkach serii BZ/S2/B; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u$  #4 – odształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemion



Rys. 4.25. Odkształcenia strzemiem w belkach serii BZ/P; Ts1, Ts2 – lewa strona, Ts4 – strefa stałego momentu, Ts5, Ts6 – prawa strona,  $\epsilon_u \#4$  – odkształcenie odpowiadające granicy plastyczności strzemiem

### 4.2.3. Analiza wyników badań

#### 4.2.3.1 Siła niszcząca i rysująca

Podobnie jak w przypadku belek z różnie usytuowanym na wysokości przekroju stykiem, korzystając z klasycznych wyrażeń teorii konstrukcji warstwowych dla porównania z wartościami zbadanymi, obliczono ze wzoru (2.23) siłę poprzeczną odpowiadającą zarysowaniu oraz nośności styku.

Stosując metodologię obliczania nośności zawartą w prenormie *fib Model Code 2010* obliczono wartość nośności styku. Styk w tej normie traktowany jest jako sztywny, gdy występuje brak zbrojenia lub stopień zbrojenia  $\rho_i \leq 0,05\%$ . Takim warunkom odpowiada styk w belkach serii BZ/P. Wtedy graniczne naprężenia ścinające  $\tau_{Rdi}$  oblicza się ze wzoru (2.11). W przypadku styku niesztywnego, gdy  $\rho_i \geq 0,05\%$ , co odpowiada belkom serii BZ/P+S, BZ/S1 i BZ/S2 graniczne naprężenia ścinające  $\tau_{Rdi}$  opisane są wyrażeniem (2.12).

Obliczono również naprężenia powodujące zarysowanie styku i odpowiadające mu siły poprzeczne. Aby można je było porównać z wartościami zbadanymi, użyto średnich wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie  $f_{cm}$ . Metodologię obliczania naprężeń rysujących styk przyjęto analogicznie jak w p. 4.1.3.1. z modyfikacjami (*Halicka, 2007*).

Naprężenia rysujące styk wyznaczono zatem na podstawie wzorów:

- seria BZ/P+S:

$$\tau_{Rd,i(cr)} = c_a f_{cm} + \mu \sigma_N + \rho_i \beta_s f_{ywk} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (2.27)$$

gdzie:

$c_a$  – współczynnik przyczepności zależny od szorstkości styku,  $\mu$  i  $\sigma_n$  jak we wzorze (2.10),  $\beta_s = 0,15$ ,

- seria BZ/P:

$$\tau_{Rd,i(cr)} = c_a f_{cm} + \mu \sigma_n, \quad (2.28)$$

- seria BZ/S1, BZ/S2/A i B – założono, że zlikwidowana została adhezja chemiczna, lecz pozostała adhezja mechaniczna co wyrażono redukcją współczynnika  $c_a$ :

$$\tau_{Rd,i(cr)} = \frac{3}{4} c_a f_{cm} + \mu \sigma_N + \rho_i \beta_s f_{ywk} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha). \quad (2.29)$$

W obliczeniach analitycznych zarówno nośności jak i siły rysującej przyjęto, że naprężenie wywołane przez siłę prostopadłą do płaszczyzny zespolenia  $\sigma_n = 0$ . Ponadto wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przyjmowano dla betonu słabszego z łączonych części.

Obliczone na tej podstawie siły poprzeczne odpowiadające zarysowaniu styku zestawiono w Tab. 4.7.

Tab. 4.7. Zestawienie sił rysujących i nośności styku oraz porównanie z wartościami teoretycznymi i normowymi obliczonymi wg *fib Model Code 2010*

Seria	Parametry styku (powierzchnia szorstka)							Siła $F$ [kN] odpowiadająca:			
	$c_a$	$c_r$	$\mu$	$\sigma_n$ [MPa]	$\kappa_1$	$\kappa_2$	$\beta_s$	Zarysowaniu styku		Nośności styku	
								Teoretyczna wg wzory (2.23)*	Zbadana	<i>fib Model Code 2010</i> **	Zbadana
BZ/P	0,4		0,7	0,0				27,2	78,0 72,0 68,0	13,6	78,0 72,0 68,0
BZ/P+S	0,4	0,1	0,7	0,0	0,5	0,9	0,15	28,9	B 70,0 70,0	15,6	N
BZ/S1	0,3	0,1	0,7	0,0	0,5	0,9	0,15	21,2	60,0 80,0 60,0	15,04	N
BZ/S2/A ***	0,4	0,1	0,7	0,0	0,5	0,9	0,15	24,0	79,0 50,0 50,0	16,3	N
BZ/S2/B ***	0,4	0,1	0,7	0,0	0,5	0,9	0,15	25,6	B 100,0 80,0	24,9	N

B – brak danych, N – nie osiągnięto

\* z uwzględnieniem średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie

\*\* z uwzględnieniem charakterystycznych i obliczeniowych wytrzymałości betonu na ściskanie

\*\*\*wartość siły, przy której rysa ukośna osiągnęła wysokość styku

Najbardziej miarodajną serią w kontekście zarysowania styku jest BZ/P, bowiem siła rysująca styk wynika jedynie z adhezji, bez dodatkowych efektów będących skutkiem zastosowania zbrojenia zszywającego. Inicjację zarysowania i osiągnięcie nośności styku, (interpretowanej jako delaminacja styku na całej długości) zaobserwowano niemal jednocześnie. Zarówno siła odpowiadająca nośności jak i zarysowaniu styku obliczona teoretycznie jest odpowiednio o 80–83% i 60–65% niższa niż zbadana. W pozostałych seriach nośność styku w badaniach laboratoryjnych nie została osiągnięta, belki niszczyły się na ścinanie w strefie podporowej lub w sposób mieszany przez ścinanie ze zginaniem. Pomimo tego, jak wynika z Tab. 4.7, obliczone teoretycznie nośności są znacznie niższe niż uzyskane w badaniach.

Podobne wnioski dotyczą wartości sił, przy których doszło do lokalnego zarysowania w styku. W serii BZ/P+S siła odpowiadająca lokalnemu zarysowaniu styku jest o 59% a w serii BZ/S1 o 64–73% niższa niż zbadana laboratoryjnie. Analogicznych wniosków dotyczących serii ze zlikwidowaną przyczepnością (BZ/S2/A i B) nie wyprowadzono, bowiem zaobserwowano chwilę, w której rysa ukośna dochodzi do styku, jednakże ze względu na nieprecyzyjne dane dotyczące naprężeń w strzemionach nie udało się ustalić odpowiadających wartości teoretycznych.

Znaczne rozbieżności w wartościach zbadanych i teoretycznych wynikać mogą z faktu, że nośność styku oraz siły, przy których występuje zarysowanie obliczane były przy założeniach normowych wartości współczynników  $c_a$  i  $c_r$ , ponadto bez uwzględniania tarcia od naprężeń normalnych  $\sigma_n$ . Świadczy to o głównym problemie w opisie zachowania żelbetowej belki zespolonej, a w konsekwencji w projektowaniu takich belek. Problemem tym jest brak w normach precyzyjnego opisu stanu naprężeniowego panującego w styku w chwili zarysowania oraz nieprecyzyjne wartości współczynników. Dla opisu rzeczywistego zachowania belki niezbędne jest zatem ustalenie odpowiednich wartości współczynników oraz poznanie stanu naprężeniowego panującego w styku w chwili zarysowania. Możliwości takie daje analiza numeryczna, która przeprowadzona została w p. 5.

#### 4.2.3.2 Obraz zarysowania i mechanizm zniszczenia

Obraz zarysowania belek wskazuje, że naprężenia ścinające w styku osiągnęły wartości rysujące na odcinkach styku o różnych długościach, w zależności od sposobu ukształtowania styku.

W belkach serii BZ/P+S (z zagwarantowaną przyczepnością i zbrojeniem) rysa w styku pojawiała się na krótkim odcinku, przy wartości obciążenia stanowiącej 47–51% siły niszczącej. Była ona fragmentem rysy ukośnej, dalej przechodziła w półkę i następowało zniszczenie belki poprzez ścinanie w strefie podporowej.

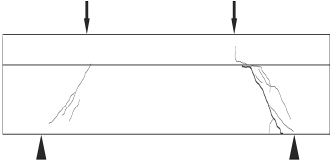
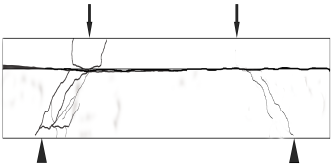
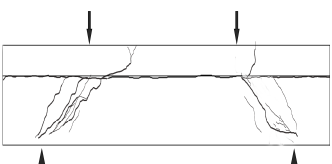
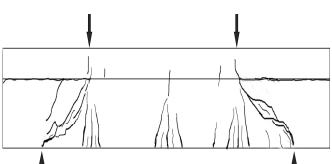
Wartości rysujące styk w belkach serii BZ/S1 i BZ/S2 (zbrojone bez przyczepności) osiągnięte były na odcinku od końca belki do punktu połączenia z rysą ukośną. Pomimo zarysowania na znacznym odcinku belka pracowała dalej, a belki niszczyły się poprzez ścinanie podobnie jak w serii BZ/P+S.

Odmienne zachowywały się belki serii BZ/P (zagwarantowana przyczepność bez zbrojenia), w których po osiągnięciu przez rysę ukośną styku następowało przekroczenie naprężeń rysujących styk, utrata nośności i gwałtowna delaminacja na całej długości. Osiągnięcie wartości siły rysującej równoznaczne było ze zniszczeniem belki.

Schematyczne obrazy (wraz z opisem) zniszczenia i próbę przypisania do odpowiednich mechanizmów zniszczenia zgodnie z klasyfikacją przyjętą przez *Halicką* (*Halicka, 2007*) zestawiono w Tab. 4.8. Tablica przedstawia szczególne przypadki rozwoju zarysowania w sytuacji, gdy rysa ukośna

poprzedza rysę w styku. Od sposobu kształtowania styku zależy, więc obraz zarysowania oraz sposób pracy statycznej elementu zespolonego.

Tab. 4.8. Klasyfikacja mechanizmów zniszczenia belek zespolonych o przekroju teowym z różnie kształtowanymi stykami

Opis sytuacji		Przyczyny zniszczenia	Obraz zniszczenia
<b>Przypadek „B” rysa ukośna poprzedza zarysowanie w styku</b>			
<b>B.1 (zarysowanie w styku)</b>	B.1.1 Zarysowanie w styku jest kontynuacją rysy ukośnej Seria BZ/P+S	Osiągnięcie nośności na ścinanie przy lokalnym zarysowaniu styku	
	B.1.2 Po dojściu rysy ukośnej do styku następuje delaminacja na całej długości styku Seria BZ/P	Osiągnięcie nośności na ścinanie i rozwarstwienie styku	
	B.1.2 Równoczesne zarysowanie ukośne i styku propagujące od końców belek Seria BZ/S1, BZ/S2/A	Osiągnięcie nośności na ścinanie i rozwarstwienie styku od końców belek (częściowa delaminacją)	
	B.1.2 Równoczesne zarysowanie ukośne i styku propagujące od końców belek Seria BZ/S2/B	Mieszany sposób zniszczenia przez ścinanie i zginanie oraz rozwarstwienie styku od końców belek (częściowa delaminacją)	

#### 4.2.4. Wnioski z badań i analiz

Na podstawie wyników badań i przeprowadzonych analiz można sformułować następujące wnioski:

1. Sposób ukształtowania styku (parametry przyczepności) mają zasadniczy wpływ pracę statyczną belek zespolonych:
  - a) w belkach serii, w których zastosowano strzemiona BZ/P+S (z przyczepnością) oraz BZ/S1 i BZ/S2 (z ograniczoną lub zlikwidowaną przyczepnością) doszło do lokalnego zarysowania w styku, lecz w żadnej nie doszło do pełnego rozwarstwienia, a belki ulegały zniszczeniu przez ścinanie lub zginanie; jednak w przypadku belek z przyczepnością osiągnięcie nośności nastąpiło przy znacznie mniejszych ugięciach,
  - b) zwiększenie stopnia zbrojenia zszywającego wpływa na zwiększenie nośności belek zespolonych w przypadku zarysowania styku; pomimo likwidacji przyczepności w styku belek serii BZ/S2/B (z większym stopniem zbrojenia zszywającego) osiągnięto siły niszczące zbliżone do belek z przyczepnością w styku,
  - c) w belkach serii BZ/P osiągnięto nośność styku objawiającą się nagłym rozwarstwieniem na całej długości belki po przekroczeniu obciążenia powodującego zarysowanie.
2. Potwierdzono tezę, udowodnioną wcześniej dla belek o przekroju prostokątnym przez *Halicką* (*Halicka, 2007*), że w przypadku belki zespolonej ze zbrojeniem poprzecznym nie można oddzielnie rozpatrywać nośności styku oraz nośności na ścinanie w strefie przypodporowej i rozpatrywana winna być nośność na ścinanie w strefach podporowych, ale w sposób pozwalający na uwzględnienie istnienia styku. Uznanie belki za quasi-monolityczną możliwe jest jedynie, gdy aż do osiągnięcia nośności belki styk pozostanie niezarysowany. Rozważanie stanu granicznego nośności styku jako niezależnego stanu granicznego elementu zespolonego zasadne jest jedynie w przypadku styków niezbrojonych.
3. Metoda obliczania nośności przyjęta w *fib Model Code 2010* jest niespójna – występuje różne podejście do obliczania składnika przyczepności w stykach sztywnych i niesztywnych. Ponadto niekonsekwentnie stosuje się wartości charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości betonu, co utrudnia ocenę uzyskanych wyników badań w stosunku do wartości uzyskanych ze wzorów normowych.
4. Przyjmowanie normowych wartości współczynników używanych w modelach obliczania nośności styku do obliczania naprężeń rysujących styk i nieuwzględnienie rzeczywistego stanu naprężeniowego w styku prowadzi do znacznego niedoszacowania.
5. Możliwe mechanizmy zniszczenia żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym z różnie kształtowanymi stykami sklasyfikować można z Tab. 4.8.

## 5. Analiza numeryczna żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym

Skala elementu, charakterystyka materiału (promilowe odkształcenia betonu i tworzenie się rys) oraz istnienie styku (powierzchni wewnętrznej o skomplikowanych właściwościach) ograniczają lub wręcz uniemożliwiają bezpośrednie badanie (prześledzenie pracy) elementu technikami laboratoryjnymi. Ponadto brak możliwości dokładnego zbadania wartości szczegółowych parametrów pracy elementu prowadzi do znacznych rozbieżności w teoretycznym opisie i globalnym jego zachowaniu. Problemem napotkanym w trakcie analiz własnych badań laboratoryjnych okazało się właściwe określenie współczynników  $c_a$  i  $c_r$ , służących do obliczania naprężeń rysujących styk oraz znajomość stanu naprężeniowego na powierzchni styku w chwili jego zarysowania. Możliwości takie daje wirtualny model odwzorowujący geometrię elementu, charakterystyki materiałów i zachodzące oddziaływania na każdym kroku obciążania. Model taki stworzono w oprogramowaniu ABAQUS wykorzystującym metodę elementów skończonych. Uwzględniono różnego typu nieliniowości, związane zarówno z materiałami, geometrią, kontaktami jak i oddziaływaniem kohezyjnym w styku łączonych powierzchni. Model materiału wykalibrowano na podstawie laboratoryjnych badań towarzyszących. Analizie numerycznej poddano żelbetowe belki zespolone, które były przedmiotem badań różnie kształtowanej przyczepności w styku zlokalizowanym między półką górną a środkiem. Modelowano, więc styk niezbrojony z przyczepnością, odpowiadający serii BZ/P; styk zbrojony z przyczepnością, odpowiadający serii BT-1 i BZ/P+S oraz styk zbrojony, w którym zlikwidowano przyczepność odpowiadający serii BZ/S2/A. Belki serii BT-1 przebadane w pierwszym etapie testów laboratoryjnych oraz belki serii BZ/P+S przebadane w drugim etapie badań stanowią jednakowy rodzaj elementów ze stykiem ukształtowanym z przyczepnością i stopniem zbrojenia zszywającego 0,21%. Ze względu na pełniejszy zasób danych uzyskany w badaniach laboratoryjnych belek serii BT-1 (pierwszy etap badań) w analizie numerycznej (opatrzonej symbolem BZ/P+S(T-1)) wykorzystano parametry materiałowe serii BT-1, a wyniki włączono do ogólnej analizy porównawczej wszystkich serii belek. Przeanalizowano: deformacje, ugięcia, zarysowanie modelu, odkształcenia i naprężenia w prętach zbrojeniowych oraz prześledzono stan naprężeniowy na powierzchni styku w charakterystycznych etapach obciążania uzyskując szukane wartości naprężeń. W ostatnim etapie analiz numerycznych, prześledzono przemieszczenia wzajemne części składowych i określono współczynniki podatności styku. Wyniki analiz zawarte w rozdziałach 5.3.1, 5.3.2, 5.3.3 były już częściowo publikowane w pracy (Jabłoński, 2018).



## 5.1. Modele konstytutywne materiałów

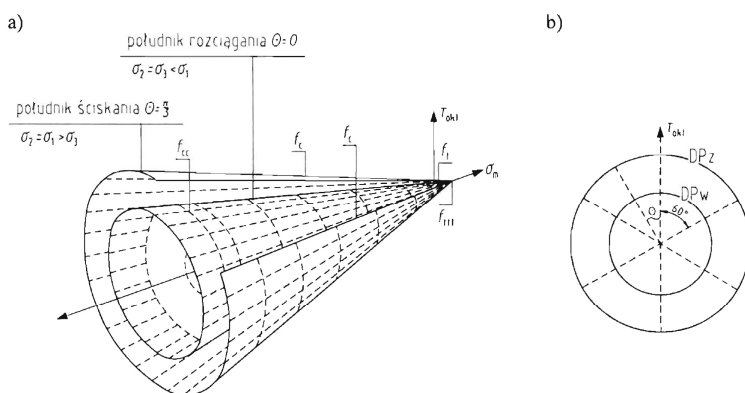
### 5.1.1. Model konstytutywny betonu

#### 5.1.1.1 Hipoteza wytrzymałościowa przyjęta dla betonu

Beton charakteryzuje się dwoma mechanizmami zniszczenia – miażdżeniem, gdy jest poddany ścisnaniu oraz pękaniem, w przypadku rozciągania. Wartości jego wytrzymałości na ścisnienie i rozciąganie są różne. Różne są także wartości pod jednoosiowym oraz dwuosiowym i trójosiowym obciążeniem. Dlatego dla jak najpełniejszego odwzorowania rzeczywistego zachowania elementu betonowego niezbędny jest model zawierający nie tylko parametry jednokierunkowe, ale również ich wzajemne zależności w przestrzeni trójwymiarowej.

W szerokim zakresie naprężeń, beton uznawany jest za materiał izotropowy a jego wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń można przedstawić w postaci trójwymiarowej przestrzeni. Powierzchnia okalająca tę przestrzeń opisuje stany naprężeń odpowiadające zniszczeniu materiału, zaś jej wnętrze opisuje stany bezpiecznej pracy. Dodatkowo wewnątrz niej znajduje się powierzchnia tzw. potencjału plastycznego po przekroczeniu, której występują dwa zjawiska: wzrost odkształceń bez zmiany naprężeń (idealna plastyczność) i osłabienie materiałowe (destrukcja) (Majewski 2003).

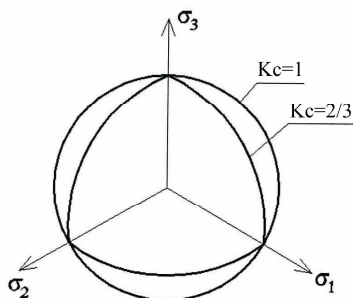
Klasyczną już hipotezą opisującą wytrzymałość betonu w przestrzeni trójwymiarowej jest hipoteza Druckera-Pragera. Zgodnie z nią, powierzchnia graniczna w przestrzeni naprężeń przyjmuje kształt stożka, a o zniszczeniu decyduje energia odkształcenia postaciowego. Poprzez gładkość powierzchni odpowiadającej zniszczeniu, hipoteza ta nie stwarza komplikacji przy zastosowaniu numerycznym jednakże nie jest w pełni zgodna z rzeczywistym zachowaniem betonu (Majewski 2003).



Rys. 5.1. Powierzchnia graniczna Druckera-Pragera: a) widok, b) przekrój dewiatorowy (Majewski 2003)

W środowisku oprogramowania ABAQUS przyjęto standardowo model betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP (ang. „Concrete Damage Plasticity”). Jego zaletami jest możliwość stosowania zarówno w strefach ściskanych, rozciąganych jak również w złożonym stanie naprężeń. Ponadto opiera się on na parametrach posiadających jednoznaczną interpretację fizyczną. Dokładny opis działania poszczególnych parametrów wraz z teorią matematyczną służącą określeniu powierzchni granicznej zniszczenia w trójwymiarowej przestrzeni naprężeń przedstawia instrukcja oprogramowania ABAQUS (*Abaqus User’s Manual, 2012*).

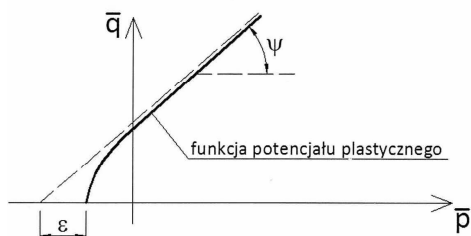
Model CDP stanowi zmodyfikowaną hipotezę Druckera-Pragera. Modyfikacji uległa powierzchnia zniszczenia, która w porównaniu do klasycznej teorii, w przekroju dewiatorowym nie musi być kołem. Kształt tej powierzchni regulowany jest poprzez parametr  $K_c$  stanowiący stosunek odległości pomiędzy osią hydrostatyczną i południkami w przekroju dewiatorowym. Gdy współczynnik  $K_c = 1$  przekrój dewiatorowy przyjmuje postać okręgu jak na Rys. 5.2. Majewski (*Majewski 2003*) podaje, że zgodnie z wynikami badań wartość parametru  $K_c$  dla średniego naprężenia normalnego równego zero, wynosi 0,6 i powoli rośnie wraz z malejącym naprężeniem średnim. Instrukcja (*Abaqus User’s Manual, 2012*) zaleca przyjmowanie parametru  $K_c = 0,667$ .



Rys. 5.2. Przekrój dewiatorowy powierzchni zniszczenia w modelu betonu ze zniszczeniem CDP (*Abaqus User’s Manual, 2012*)

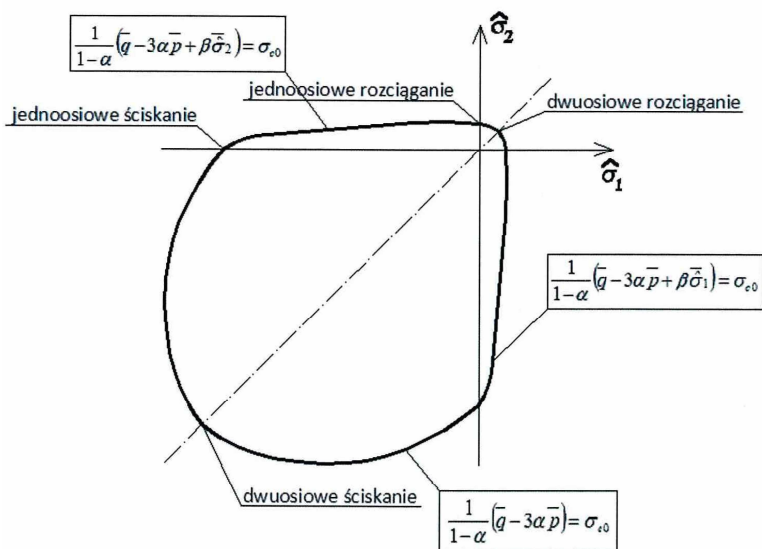
Następną modyfikacją klasycznej hipotezy jest zmiana kształtu płaszczyzny zniszczenia w przekroju południkowym przestrzeni naprężeń  $\bar{q} - \bar{p}$ . W modelu betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP przybiera ona kształt hiperboli, w porównaniu do linii prostej z hipotezy Druckera-Pragera (Rys. 5.3). Parametrem regulującym kształt hiperboli jest mimośród potencjału plastycznego („eccentricity”). Jest to długość odcinka mierzonego wzdłuż osi hydrostatycznej między wierzchołkiem hiperboli, a przecięciem asymptoty tej hiperboli (środek hiperboli). Parametr „eccentricity” można obliczać jako stosunek wytrzymałości betonu na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie (Rys. 5.3). Instrukcja

(*Abaqus User's Manual, 2012*) zaleca przyjmowanie parametru „eccentricity”  $\varepsilon = 0,1$ . W przypadku, gdy wartość parametru  $\varepsilon = 0$ , płaszczyzna potencjału plastycznego w przekroju południkowym przyjmie postać linii prostej.



Rys. 5.3. Powierzchnia potencjału plastycznego w płaszczyźnie południkowej (*Abaqus User's Manual, 2012*)

Kolejnym parametrem opisującym zachowanie betonu w modelu CDP jest punkt, w którym ulega on zniszczeniu w trakcie dwuosowego ściskania (Rys. 5.4). Parametr ten najwiarygodniej zbadał Kupler (1969 r.), który określił zależność wytrzymałości w stanie dwuosowym do wytrzymałości w stanie jednoosiowym jako równą 1,16248. Instrukcja (*Abaqus User's Manual, 2012*) zaleca przyjmowanie parametru  $f_{b0}/f_{c0}$  ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ) = 1,16.



Rys. 5.4. Wytrzymałość betonu w dwuosowym stanie naprężenia w modelu CDP (*Abaqus User's Manual, 2012*)

„Dilation angle”, czyli kąt nachylenia asymptoty powierzchni potencjału plastycznego do osi hydrostatycznej mierzony w płaszczyźnie południkowej (Rys. 5.3) jest ostatnim parametrem opisującym model betonu CDP. Jego interpretacją fizyczną jest kąt tarcia wewnętrznego betonu. Niejednokrotnie w badaniach (Madaj, 2005; Szczecina, 2018) jak również w instrukcji (Abaqus User's Manual, 2012) wartość tą przyjmuje się równą  $\psi = 36^\circ$ .

W Tab. 5.1. zestawiono parametry modelu betonu CDP w złożonym stanie naprężeń przyjęte do dalszych analiz numerycznych (Abaqus User's Manual, 2012).

Tab. 5.1. Zestawienie parametrów domyślnych modelu betonu CDP w złożonym stanie naprężeń

Nazwa parametru	Wartość
$K_c$	0,667
<i>Eccentricity</i> $\varepsilon$	0,1
$f_{b0}/f_{c0}$ ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ )	1,16
<i>Dilation angle</i> $\psi$	$36^\circ$
<i>Viscosity parameter</i> $\mu$	0,0001

#### 5.1.1.2 Zależność „naprężenie-odkształcenie” betonu ściskanego

Najdokładniejsze odwzorowanie związku „naprężenie–odkształcenie” dla betonu uzyskuje się poprzez transformację zmiennych otrzymanych w testach jednoosiowego ściskania. Odkształcenia całkowite  $\mathcal{E}_c$  w modelu betonu CDP (odpowiadające wartościom uzyskanym w testach) składają się z części sprężystej  $\mathcal{E}_{0c}^{el}$  (materiał niezniszczony) oraz niesprężystej  $\tilde{\mathcal{E}}_c^{in}$  (stopniowa destrukcja), jak na Rys. 5.5. Zależność tą można opisać wzorami:

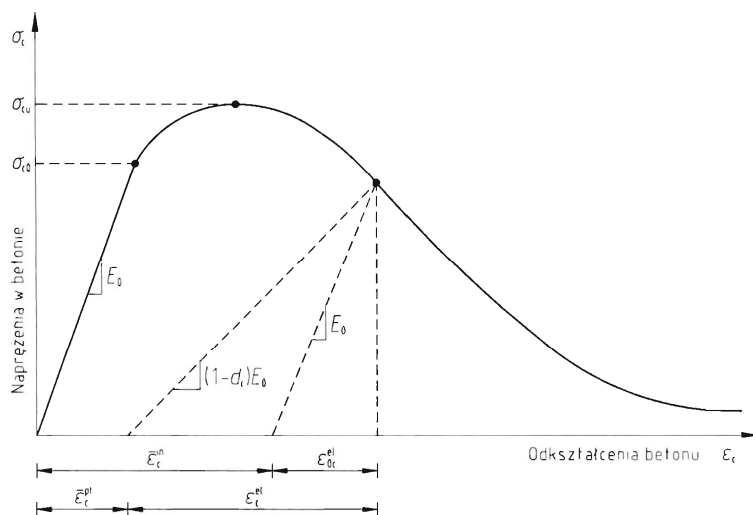
$$\mathcal{E}_c = \mathcal{E}_{0c}^{el} + \tilde{\mathcal{E}}_c^{in}, \quad (2.30)$$

$$\mathcal{E}_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}, \quad (2.31)$$

gdzie:

$\sigma_c$  – naprężenia sprężyste,

$E_0$  – początkowy moduł sprężystości materiału niezniszczonego.



Rys. 5.5. Zależność „naprężenie-odkształcenie” modelu betonu CDP przy jednoosiowym ściskaniu (Abaqus User’s Manual, 2012)

Konieczne staje się ustalenie punktu granicznego, od jakiego materiał definiowany będzie jako nieliniowo sprężysty. Większość analiz numerycznych pomija początkowe fazy procesu ściskania, zakładając liniowość procesu. Majewski (Majewski, 2003) podaje, że naprężenia odpowiadające przejściu wykresu z liniowego w nieliniowy powinny rosnąć wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu i zaleca raczej przyjmowanie niż wyznaczanie laboratoryjne tegoż punktu. Według autora naprężenia te można scharakteryzować poprzez procentową wartość naprężeń w stosunku do wytrzymałości betonu:

$$e_{lim} = 1 - \exp\left(\frac{-f_c}{80}\right). \quad (2.32)$$

Norma PN-EN 1992-1-1 określa moduł sprężystości betonu jako sieczny w zakresie  $0-0,4f_{cm}$ . Warto, zatem przyjąć wartość początkową modułu sprężystości  $E_0 = 0,4f_{cm}$ , zbieżną z wartością sieczną. Pozwala to na łatwiejsze uzyskanie zbieżności rozwiązania, pomijając dokładną analizę początkowej fazy pracy materiału i skoncentrowanie się na momencie osiągnięcia jego wytrzymałości.

Po zdefiniowaniu pary zmiennych „naprężenie-odkształcenie” niesprężyste („Yield Stress-Inelastic Stress”), należy zdefiniować parametr degradacji  $d$ . Przyjmuje on wartości od 0 dla materiału niezniszczonego do 1 dla całkowitej destrukcji (utruty możliwości przenoszenia naprężeń). Zależność odkształceń plastycznych i parametru degradacji wykorzystywaną w modelu betonu CDP przedstawia wzór:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}. \quad (2.33)$$

Znając wartości odkształceń plastycznych można określić naprężenia ściskające  $\sigma_c$  oraz ich efektywne wartości  $\bar{\sigma}_c$ , określające rozmiar powierzchni pęknięcia oraz zniszczenia:

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}), \quad (2.34)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} - E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}). \quad (2.35)$$

Najdokładniejszym sposobem opisu betonu jest odwzorowanie zależności naprężenie – odkształcenie uzyskane z testów jednoosiowego ściskania. Jednakże w przypadku braku takich danych lub dla nowoprojektowanych elementów dysponujemy zaledwie średnią wytrzymałością na ściskanie  $f_{cm}$ . Drugą zmienną niezbędną do opisu przebiegu krzywej zależności  $\sigma$ - $\varepsilon$  jest moduł sprężystości podłużnej betonu  $E_{cm}$ . Jego wartość można określić na podstawie zależności normowych np. wg. *PN-EN 1992-1-1*:

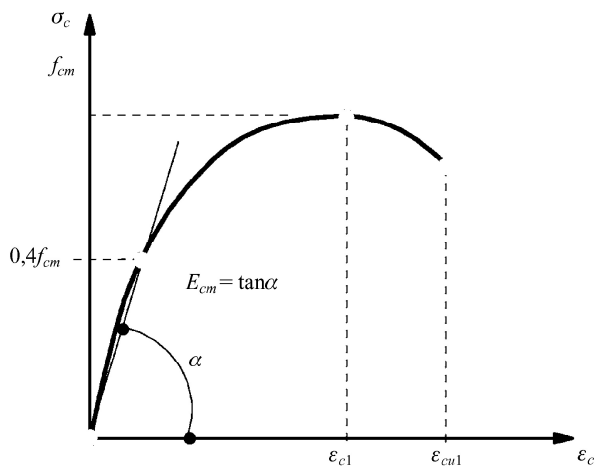
$$E_{cm} = 22(0,1f_{cm})^{0,3}. \quad (2.36)$$

Kolejnymi zmiennymi określającymi położenie punktów charakterystycznych wykresu  $\sigma$ - $\varepsilon$  są odkształcenia  $\varepsilon_{c1}$  przy osiągnięciu średniej wytrzymałości na ściskanie betonu  $f_{cm}$  oraz odkształcenia graniczne przy zniszczeniu  $\varepsilon_{cu}$ . Dla betonów klasy maksymalnie C50/60 norma *PN-EN 1992-1-1* podaje wartości:

$$\varepsilon_{c1} = 0,7(f_{cm})^{0,31}, \quad (2.37)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035. \quad (2.38)$$

Dzięki znajomości tych wartości można określić punkty, przez które powinien przebiegać wykres normowy.



Rys. 5.6. Zależność „naprężenie–odkształcenie” betonu ściskanego wg normy *PN-EN 1992-1-1*

Analiza porównawcza budowy najbardziej popularnych nieliniowych zależności „naprężenie–odkształcenie” przedstawiona została w pracy (Kmieciak, Kmiański, 2011).

W dalszej własnej analizie numerycznej wykorzystana została krzywa normowa zgodnie z *PN-EN 1992-1-1*.

### 5.1.1.3 Zależność „naprężenie–odkształcenie” betonu rozciąganego

Wytrzymałość betonu na rozciąganie jest trudnym do wyznaczenia laboratoryjnie parametrem. Ze względu na problemy technologiczne i duże rozrzuty wyników rzadko korzysta się z testu jednoosiowego - bezpośredniego rozciągania. Bardziej rozpowszechnione są metody pośrednie wyznaczania wytrzymałości poprzez np. rozłupywanie próbek metodą brazylijską lub zginanie beleczek. Na podstawie badań ustala się zwykle również zależności wytrzymałości na rozciąganie od innych parametrów wytrzymałościowych. Na przykład według normy *PN-EN 1992-1-1* można wyznaczyć średnią wytrzymałość na rozciąganie dysponując wyłącznie wytrzymałością na ściskanie wg wzoru:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}}. \quad (2.39)$$

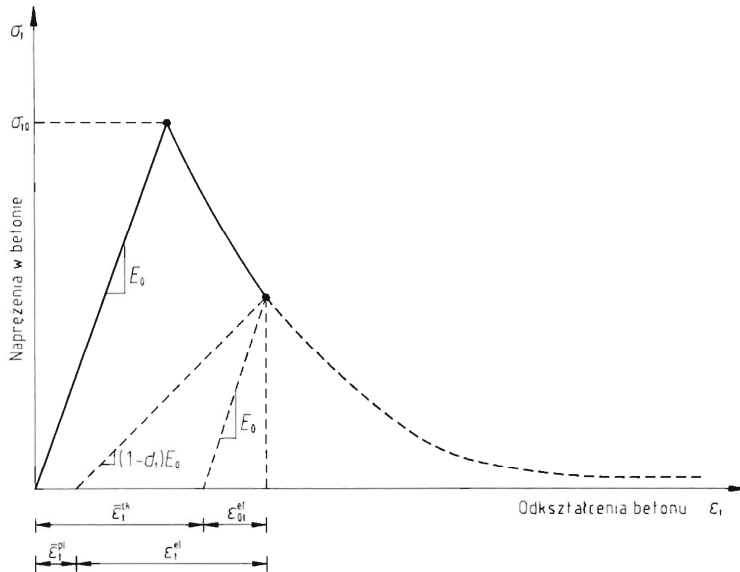
Beton w modelu materiału CDP nie jest traktowany całkowicie jako sprężysto-kruchy, lecz uwzględnia efekty związane z przyczepnością betonu i stali między rysami oraz zazębianiem się kruszywa w matrycy. Dzięki takiemu podejściu w strefach rozciąganych nie następuje gwałtowny spadek naprężeń po przekroczeniu wytrzymałości na rozciąganie betonu, lecz proces niszczenia przebiega stopniowo. Zjawisko to określane jest mianem efektu usztywnienia („tension

stiffening”) (Rys. 5.7). W opisie modelu CDP używa się natomiast pojęcia odkształceń rysujących („cracking strain”)  $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ . Odkształcenia te zdefiniowane są jako różnica odkształceń całkowitych  $\varepsilon_t$  i odkształceń sprężystych  $\varepsilon_{0t}^{el}$  dla materiału niezniszczonego:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}, \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\varepsilon_t}{E_0}. \quad (2.41)$$

Z kolei odkształcenia plastyczne obliczane są analogicznie jak w przypadku ściskania po określeniu parametru degradacji  $d_t$ .



Rys. 5.7. Krzywa „napężenie–odkształcenie” betonu rozciąganego wraz z graficzną definicją efektu zeszywnienia

Dokładne odwzorowanie efektu zeszywnienia opisują nieliniowe funkcje osłabienia jednakże przy braku danych oraz gdy odkształcenia całkowite są przynajmniej 10-krotnie większe niż w momencie osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie instrukcja oprogramowania ABAQUS dopuszcza rozkład liniowy.

Ze względu na to, że efekt zeszywnienia może mieć znaczący wpływ na wyniki analiz a dokładny opis funkcji osłabienia wymaga kalibracji z wynikami badań zaleca się (Kmieciak, Kamiński, 2011) modyfikację funkcji osłabienia:



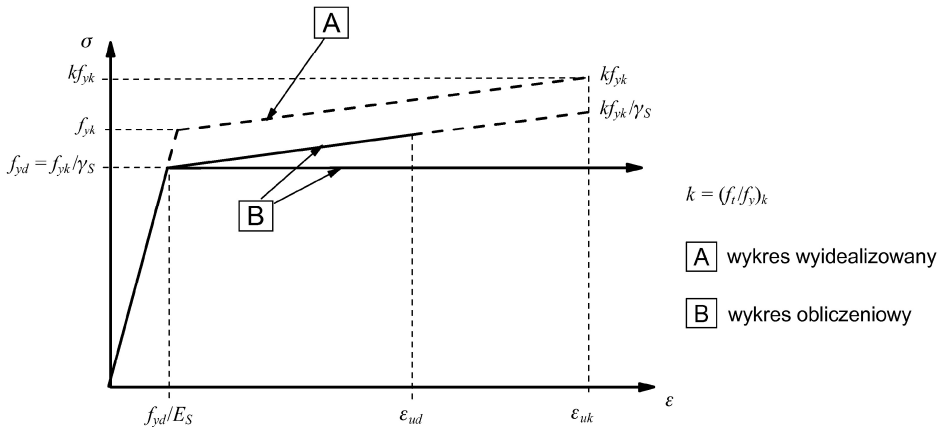
$$\left. \begin{aligned} \sigma_i &= E_t \varepsilon_i \Leftrightarrow \varepsilon_i \leq \varepsilon_{cr} \\ \sigma_i &= f_{cm} \left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_i} \right)^n \Leftrightarrow \varepsilon_i > \varepsilon_{cr} \end{aligned} \right\}, \quad (2.42)$$

gdzie:

$\varepsilon_{cr}$  – oznacza odkształcenie przy zarysowaniu betonu,  
 $n$  – oznacza tempo osłabienia.

### 5.1.2. Model konstytutywny stali zbrojeniowej

Dla stali zbrojeniowej przyjęto klasyczny model izotropowy, zakładając materiał elastyczny – idealnie plastyczny. W analizie numerycznej wykorzystana została krzywa normowa zgodnie z *PN-EN 1992-1-1* (Rys. 5.8). Podstawowe parametry przyjęto równe: gęstość stali 7850 kg/m<sup>3</sup>; moduł sprężystości  $E_s = 200$  GPa.



Rys. 5.8. Wykresy (wyidealizowany i obliczeniowy) naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej (ściskanie i rozciąganie) wg normy *PN-EN 1992-1-1*

### 5.1.3. Pozostałe założenia modelu numerycznego

Jak wskazują Kmieciak i Kamiński w (*Kmieciak, Kamiński, 2011*) uwzględnienie w analizie pełnej nieliniowości betonu wraz z jego postępującą degradacją w miarę przyrostu naprężeń może powodować problemy związane z otrzymaniem zbieżności rozwiązania. Problemy te są głównie związane z naprężeniami rozciągającymi. Techniki MES oparte na zmniejszeniu rozmiaru przyrostu obciążenia lub zwiększeniu maksymalnej liczby kroków podczas rozwiązywania zadania z wykorzystaniem podejścia Newtona-Raphsona mogą okazać się niewystarczające. Stąd też w modelu CDP występuje zmienna „Viscosity” – parametr wiskotyczny  $\mu$ , który pozwala przekroczyć powierzchnię potencjału plastycznego

(regulując równania konstytutywne) o niewielkie wartości w wystarczająco małych krokach zadania umożliwiającymi osiągnięcie zbieżności rozwiązania. Sama idea regulacji wiskoplastycznej polega na takim doborze parametru ( $\mu > 0$ ), aby stosunek kroku czasowego zadania do wartości  $\mu$  dążył do nieskończoności. Taki sposób regulacji wymusza kilkukrotny dobór parametru  $\mu$ , w celu sprawdzenia jak duży ma on wpływ na otrzymane wyniki zadania oraz ustalenie jego wartości minimalnej.

## 5.2. Model numeryczny belek zespolonych

### 5.2.1. Założenia modelu numerycznego belki

### 5.2.2. Dane materiałowe

Parametry wytrzymałościowe materiałów użytych w badaniach laboratoryjnych opisano dokładnie w rozdziale 4. Najważniejsze z nich, użyte w analizie numerycznej, przytoczono w Tab. 5.2.

Tab. 5.2. Zestawienie parametrów materiałowych badanych belek użyte w analizach numerycznych

Próbka	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm}$ [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie $f_{ctm}$ [MPa]	Średni moduł sprężystości $E_{cm}$ [MPa]
Seria BZ/P+S (T-1)			
Beton „stary”	53,01	4,28	36,29
Beton „nowy”	47,50	3,20	35,11
Seria BZ/P			
Beton „stary”	48,87	3,43	35,41
Beton „nowy”	41,54	3,18	33,73
Seria BZ/S1			
Beton „stary”	45,55	3,04	34,67
Beton „nowy”	42,76	3,06	34,02
Seria BZ/S2/A i BZ/S2/B			
Beton „stary”	57,25	3,56	37,13
Beton „nowy”	54,72	3,49	36,63
Granica plastyczności strzemion $f_{ywm}$ [MPa]			340
Granica plastyczności zbrojenia głównego $f_{ym}$ [MPa]			545
Moduł sprężystości stali $E_s$ [GPa]			200

Do opisu zachowania betonu użyto dedykowanego w oprogramowaniu ABAQUS modelu plastycznego ze zniszczeniem „Concrete Damage Plasticity” (CDP), opisanego w p. 5.1.1.

Dla przypomnienia w Tab. 5.3 przytoczono parametry modelu CDP w złożonym stanie naprężeń użyte w analizie numerycznej.

Tab. 5.3. Parametry modelu betonu CDP użyte w analizach numerycznych

Nazwa parametru	Wartość
$K_c$	0,667
<i>Eccentricity</i> $\varepsilon$	0,1
$f_{b0}/f_{c0}$ ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ )	1,16
<i>Dilation angle</i> $\psi$	36°
<i>Viscosity parameter</i> $\mu$	0,0001

Zależność naprężenie–odkształcenie dla nieliniowej pracy betonu w stanie jednoosiowego ściskania, przyjęto zgodnie z wytycznymi *PN-EN 1992-1-1*, które zakładają że:

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.43)$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}, \quad (2.44)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}, \quad (2.45)$$

gdzie:

$\sigma_c$  – naprężenia ściskające w betonie,

$f_{cm}$  – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie,

$E_{cm}$  – średni moduł sprężystości betonu,

$\varepsilon_{c1}$  – odkształcenia odpowiadające największemu naprężeniu,

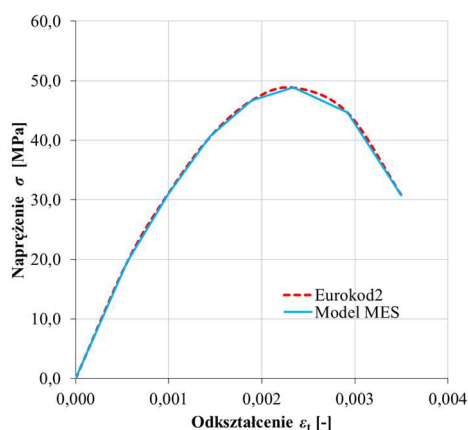
$\varepsilon_c$  odkształcenia betonu przy ściskaniu.

Następnie, wartości uzyskane z krzywej normowej transformowano na zmienne używane w oprogramowaniu ABAQUS. Wyznaczono odkształcenia niesprężyste  $\tilde{\varepsilon}_c^m$  wg wzorów (2.30) i (2.31) oraz obliczono parametr degradacji  $d_c$  jako stosunek wartości naprężeń w danym punkcie opadającej części krzywej  $\sigma$ - $\varepsilon$  do wytrzymałości betonu  $f_{cm}$ . Przykładowe zestawienie danych modelu betonu CDP użyte w analizie numerycznej belek serii BZ/P (bez zbrojenia z przyczepnością) przedstawiono w Tab. 5.4. Przebieg normowej krzywej zależności „naprężenie–

odkształcenie” wraz krzywą modelową przyjętą do analiz numerycznych belek serii BZ/P przedstawia Rys. 5.9.

Tab. 5.4. Zestawienie danych modelu CDP betonu ściskanego belek serii BZ/P

Naprężenia $\sigma_c$ [MPa]	Odkształcenia całkowite $\varepsilon_c$	Odkształcenia niesprężyste $\tilde{\varepsilon}_c^n$	Parametr degradacji $d_c$
0	0		
19,55	0,000552	0	0
31,15	0,000998	0,000119	0
40,61	0,001445	0,000298	0
46,70	0,001891	0,000572	0
48,87	0,002337	0,000957	0
44,69	0,002919	0,001657	0,086
30,76	0,003500	0,002631	0,371



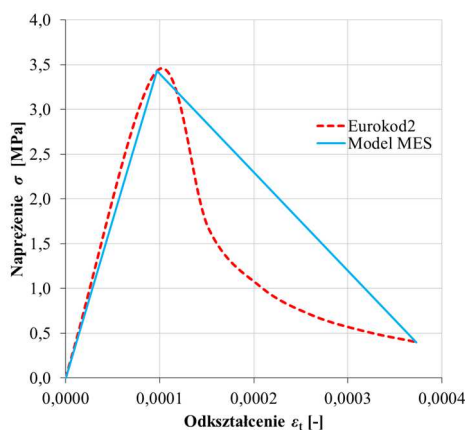
Rys. 5.9. Krzywa zależności „naprężenie-odkształcenie” betonu ściskanego wg *PN-EN 1992-1-1* oraz przyjęta w modelu CDP belek serii BZ/P

Analogiczne rozważania przeprowadzono dla zamodelowania betonu w stanie osiowego rozciągania. Według wzorów (2.40) i (2.41) wyznaczono odkształcenia rysujące  $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$  a następnie obliczono parametr degradacji  $d_t$  jako stosunek wartości naprężeń w danym punkcie opadającej części krzywej  $\sigma$ - $\varepsilon$  do wytrzymałości betonu  $f_{cm}$  (przyjęto maksymalną degradację betonu równą 0,99). Przykładowe zestawienie danych modelu betonu CDP użyte w analizie numerycznej przedstawiono w Tab. 5.5. Przebieg normowej krzywej zależności naprężenie-

odkształcenie wraz krzywą modelową przyjętą do analiz numerycznych przedstawia Rys. 5.10.

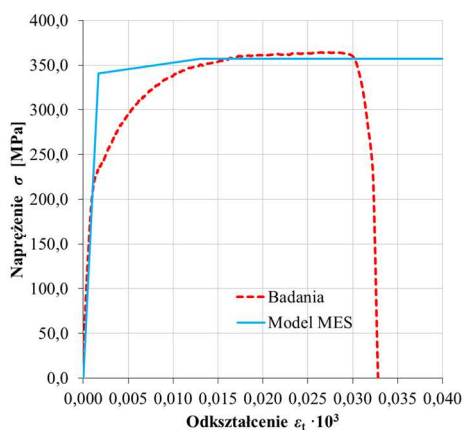
Tab. 5.5. Zestawienie danych modelu CDP betonu rozciąganego belek serii BZ/P

Naprężenia $\sigma_t$ [MPa]	Odkształcenia całkowite $\varepsilon_t$	Odkształcenia rysujące $\varepsilon_t^{ck}$	Parametr degradacji $d_t$
0,00	0,0000		
3,43	0,000097	0	0
1,67	0,000152		
1,02	0,000207		
0,70	0,000262		
0,52	0,000318		
0,40	0,000373	0,000362	0,88

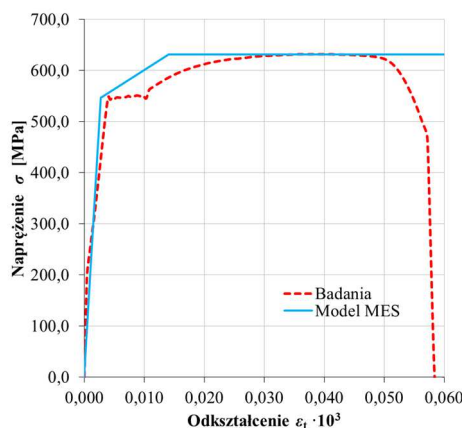


Rys. 5.10. Krzywa zależności „naprężenie-odkształcenie” betonu rozciąganego wg *PN-EN 1992-1-1* oraz przyjęta w modelu CDP belek serii BZ/P

Stal zamodelowano jako materiał elastyczny - idealnie plastyczny. Przyjęto rozkład bilinearny ze wzmocnieniem plastycznym. Pomimo tego z badań laboratoryjnych zaobserwowano, że pręty zbrojeniowe w większości serii nie osiągają granicy plastyczności (zbrojenie główne #14 mm) lub osiągały ją dopiero w końcowej fazie pracy elementu (zbrojenie poprzeczne  $\phi 4$  mm). Wprowadzone uproszczenia znacząco skracają obliczenia numeryczne. Przebieg krzywych zależności „naprężenie-odkształcenie” zbrojenia zbadanego laboratoryjnie wraz krzywą modelową przyjętą do analiz numerycznych przedstawiają Rys. 5.11 i Rys. 5.12.



Rys. 5.11. Krzywa zależności napężenie – odkształcenie zbrojenia poprzecznego zbadanego laboratoryjnie oraz przyjętego modelu MES (wg *PN-EN 1992-1-1*)



Rys. 5.12. Krzywa zależności napężenie – odkształcenie zbrojenia głównego zbadanego laboratoryjnie oraz przyjętego modelu MES (wg *PN-EN 1992-1-1*)

### 5.2.3. Model numeryczny i jego kalibracja

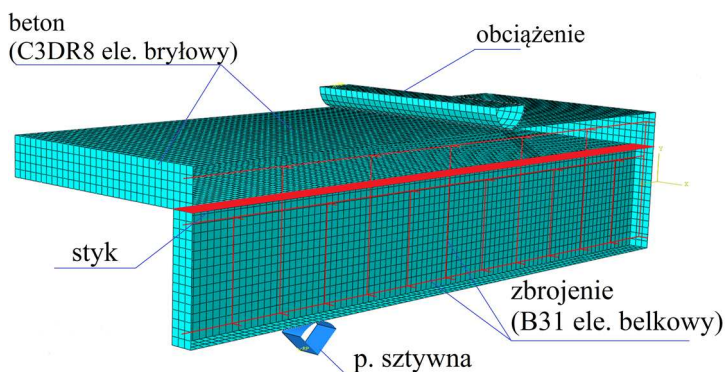
Model numeryczny belki wykonano w preprocesorze ABAQUS/CAE. Ze względu na występującą symetrię układu zamodelowano jedynie ¼ belki Rys. 5.13. Środek oraz płytę górną utworzono jako części niezależne o określonych odrębnie parametrach wytrzymałościowych betonu. W tym celu użyto ośmiowęzłowych elementów bryłowych typu C3DR8. Pomiedzy nimi zamodelowano, wariantowo kształtowaną, powierzchnię styku. Wewnątrz objętości modelu,

w sposób dyskretny, umieszczono zarówno zbrojenie podłużne jak i poprzeczne. Do budowy użyto elementów belkowych typu B31. Współpracę zbrojenia i betonu zapewniono stosując funkcję „Embedded”. Na podstawie studiów literaturowych (*Kmieciak, 2011*) oraz wstępnych analiz uznano za optymalne i przyjęto, dla wszystkich składników, siatkę o rozmiarze ok. 10 mm, rezygnując ze szczegółowej analizy wpływu jej rozmiaru, na jakość otrzymanych wyników. Liczbę elementów i węzłów modelu numerycznego zestawiono w Tab. 5.6.

Tab. 5.6. Zestawienie typów, liczby elementów i węzłów

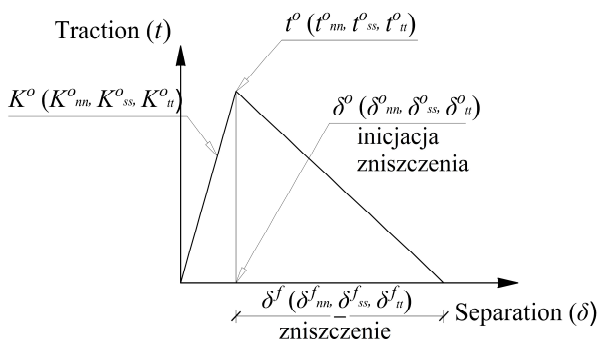
Składnik modelu	Typ elementu skończonego	Liczba elementów	Liczba węzłów
Środek i półka	bryłowy C3DR8	14400	18018
Zbrojenie	belkowy B31	516	531

Warunki brzegowe modelu zakładały odwzorowanie badania belek w schemacie czteropunktowego zginania. W tym celu zamodelowano podparcie sztywne w miejscu podpory (w kształcie ćwierć wałka), a obciążenie realizowano za pomocą pół-wałka stalowego z horyzontalnym wymuszeniem kinematycznym. Uwzględniono ciężar własny oraz występowanie kontaktu typu powierzchnia do powierzchni („surface-to-surface”) o charakterze „Hard” bez tarcia podpory i wałka z belką. Przekazywanie sił odbywało się na całej powierzchni kontaktu. Na płaszczyznach stanowiących osie symetrii belki zamodelowano odpowiednie podpory powierzchniowe zapewniające, że wyniki uzyskane dla zamodelowanej ¼ belki będą odzwierciedlać zachowanie całej belki (Rys. 5.13).



Rys. 5.13. Wizualizacja 3D modelu numerycznego z poszczególnymi składnikami

Model styku między zębem a półką również stanowił formę kontaktu typu powierzchnia do powierzchni („surface-to-surface”) o charakterze „Hard” umożliwiającą przekazywanie oddziaływań we wszystkich kierunkach z opcją tarcia. W zależności od rodzaju przygotowania powierzchni w danej serii zmieniano współczynnik tarcia. Ponadto, model styku belek z przyczepnością zawierał oddziaływania kohezyjne. Ze względu na pomijalnie małą grubość styku użyto metody opartej powierzchni kohezyjnej. Metoda ta nie wprowadza dodatkowych elementów skończonych symulujących styk, a jedynie identyfikuje powierzchnię styku o parametrach określających jej zachowanie. Zaimplementowany w programie opis nosi nazwę prawa „traction-separation” (Rys. 5.14). Formuluje ono początkowo liniowo-sprężyste zachowanie, po którym następuje inicjacja i ewolucja zniszczenia. Sprężysta część zależności zdefiniowana jest jako macierz konstytutywna zawierająca związki pomiędzy normalnymi i stycznymi naprężeniami („traction”) a normalnymi i stycznymi przemieszczeniami („separations”) w styku (*Abaqus User’s Manual, 2012*).



Rys. 5.14. Prawo „traction-separation” będące podstawą opisu oddziaływania kohezyjnego w styku

Modelowanie zniszczenia powierzchni kohezyjnej umożliwia symulację stopniowej degradacji (zdolności do przenoszenia sił wewnętrznych) do całkowitej delaminacji styku. Opis mechanizmu zniszczenia zawiera dwa składniki: kryterium inicjacji zniszczenia (opisane naprężeniem przyczepności  $t^o$  i odpowiadającym przemieszczeniem w styku  $\delta^o$ ) oraz prawo ewolucji zniszczenia (opisane wzrostem przemieszczeń do wartości  $\delta^f$  powodującej całkowitą separację powierzchni). Nominalny wektor naprężeń przyczepności  $t^o$  składa się z:

- naprężenia normalnego  $t^o_{nm}$  i jednego stycznego  $t^o_{ss}$  w zagadnieniach dwuwymiarowych,
- naprężenia normalnego  $t^o_{nn}$  i dwóch stycznych  $t^o_{ss}$ ,  $t^o_{tt}$ , w zagadnieniach trójwymiarowych.



Odpowiadające im przemieszczenia w styku są zdefiniowane jako:  $\delta_{nn}^o$ ,  $\delta_{ss}^o$ ,  $\delta_{tt}^o$ . Zależności pomiędzy poszczególnymi składnikami są następujące:

$$t^o = \begin{Bmatrix} t_{nn}^o \\ t_{ss}^o \\ t_{tt}^o \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn}^o & K_{ns}^o & K_{nt}^o \\ K_{ns}^o & K_{ss}^o & K_{st}^o \\ K_{nt}^o & K_{st}^o & K_{tt}^o \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{nn}^o \\ \delta_{ss}^o \\ \delta_{tt}^o \end{Bmatrix} = K^o \delta^o. \quad (2.46)$$

gdzie:

$t_{nn}^o$ ,  $t_{ss}^o$ ,  $t_{tt}^o$  – naprężenia powierzchni kohezyjnej,

$\delta_{nn}^o$ ,  $\delta_{ss}^o$ ,  $\delta_{tt}^o$  – przemieszczenia w styku,

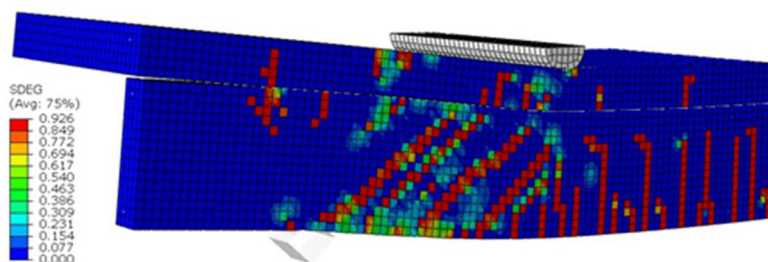
$K_{nn}^o$ ,  $K_{ss}^o$ ,  $K_{tt}^o$  – sztywność powierzchni kohezyjnej.

Zadanie obliczeniowe zrealizowano za pomocą solwera ABAQUS/Standard z wykorzystaniem podejścia Newtona-Raphsona. Problemy związane z uzyskaniem zbieżności rozwiązania spowodowane nieliniowością materiału, występowaniem kontaktu i oddziaływaniami kohezyjnymi rozwiązano stosując stabilizację wiskotyczną. Przyrost obciążenia ustawiono w przedziale  $0,01-1e^{-10}$ , a maksymalną liczbę kroków obciążenia na 5000. Parametr wiskotyczny  $\mu = 0,0001$  przyjęto na podstawie studiów literaturowych (Kmieciak i in., 2011) oraz wstępnych analiz, rezygnując ze szczegółowego badania jego wpływu.

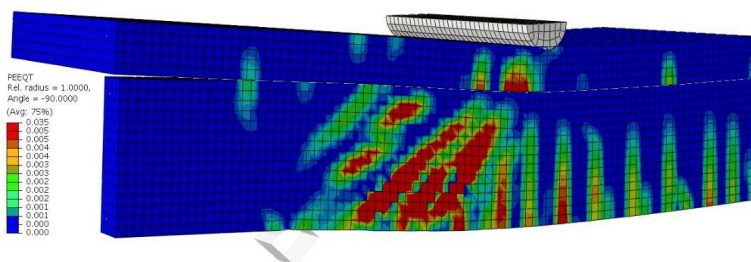
### 5.3. Wyniki analiz numerycznych

#### 5.3.1. Uwagi ogólne

Metoda elementów skończonych umożliwia analizę wielu zmiennych generowanych na każdym kroku obliczeniowym modelu. Najbardziej interesujące z punktu widzenia statyki i wytrzymałości materiałów są: naprężenia i odkształcenia elementu, reakcje na warunki brzegowe, przemieszczenia, oddziaływania kontaktu i procesy destrukcji. Do oceny jakościowej pracy modelu numerycznego najczęściej służą porównania deformacji i obrazu zarysowania z wynikami badań laboratoryjnych. Dostępny w ABAQUSIE model materiału CDP nie pozwala na usuwanie elementów skończonych w trakcie analizy numerycznej, więc niemożliwe jest pokazanie zarysowania elementu żelbetowego w sposób dyskretny (Oliver, 2010). Są jednak parametry, które symulują zjawisko powstawania rys. Jednym z nich jest parametr SDEG pokazujący degradację sztywności elementów skończonych (Rys. 5.15). Przyjmuje on wartości od 0 do 1 dla stopniowej utraty sztywności. Inny, parametr PEEQT opisuje ekwiwalentne odkształcenia plastyczne przy rozciąganiu. Jak widać na Rys. 5.16 obraz zarysowania przy użyciu parametru PEEQT jest rozmyty, tak więc do celów porównawczych i oceny jakościowej w dalszych analizach posłużono się obrazem degradacji sztywności SDEG.



Rys. 5.15. Deformacja i obraz zarysowania belki po zniszczeniu przedstawiony za pomocą parametru degradacji sztywności SDEG



Rys. 5.16. Deformacja i obraz zarysowania belki po zniszczeniu przedstawiony za pomocą ekwiwalentnych odkształceń plastycznych przy rozciąganiu PEEQT

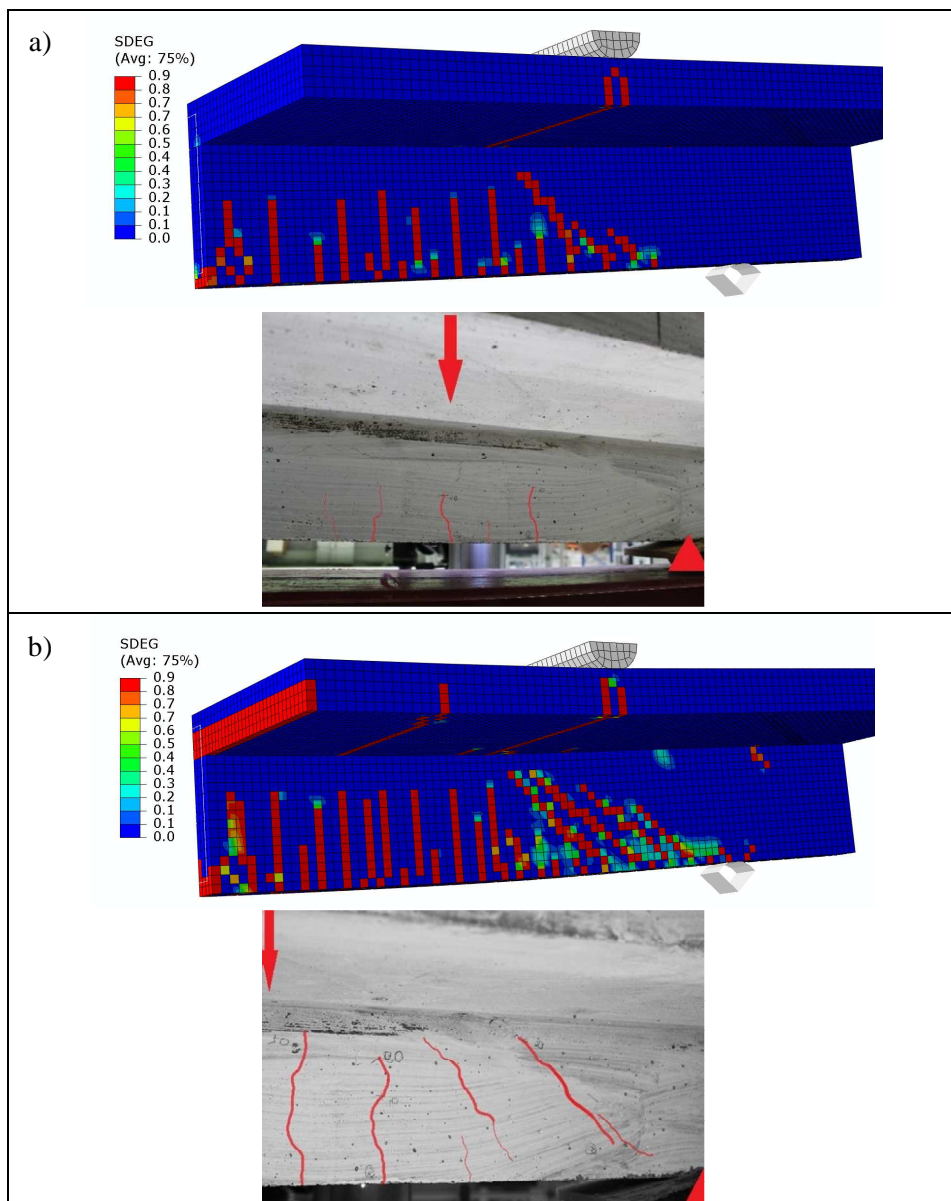
### 5.3.2. Deformacja i zarysowanie

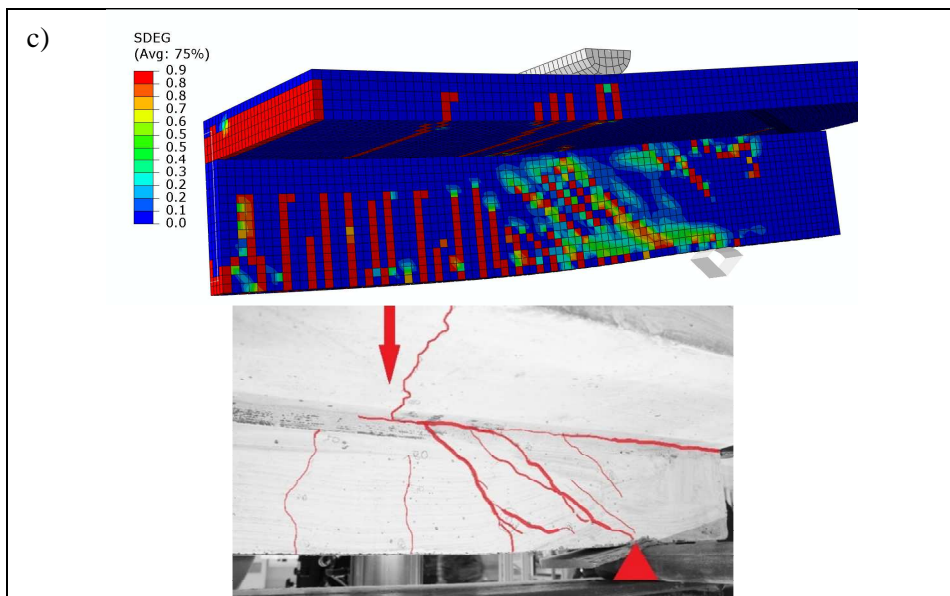
Wyniki analiz numerycznych porównano z pracą statyczną i rzeczywistym obrazem zarysowania badanych belek. Tablice Tab. 5.7, Tab. 5.8, Tab. 5.9, Tab. 5.10 przedstawiają porównania obrazów zarysowania serii BZ/S2/A, BZ/S2/B, BZ/P+S(T-1) oraz BZ/P na poszczególnych etapach obciążania. Proces rozwoju rys w badaniach i analizach numerycznych we wszystkich przypadkach jest zbliżony. Początkowo, przy niewielkim obciążeniu (30 kN) obserwujemy pojawianie się rys prostokątnych w środku przęsła oraz pod punktem przyłożenia obciążenia. W miarę wzrostu obciążenia pojawiają się rysy ukośne, które dochodzą do styku przy sile około 60-70 kN. W zależności od ukształtowania styku rysa przecina, penetruje lokalnie styk lub powoduje delaminację elementów składowych. Obrazy zarysowania badanych laboratoryjnie oraz numerycznie belek po zniszczeniu odpowiadają zakładanej klasyfikacji zniszczenia.

Liczba rys w modelu numerycznym jest większa niż zinwentaryzowana w badaniach laboratoryjnych. Świadczyć to może o bardziej równomiernym

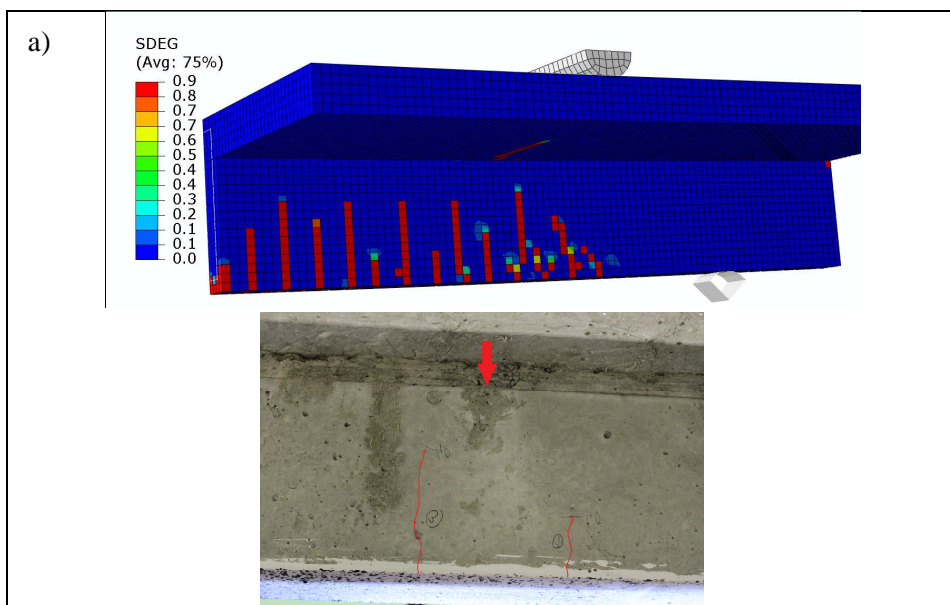
rozkładzie sił wewnętrznych w materiale modelowanym bez dyskretnego formowania zarysowania.

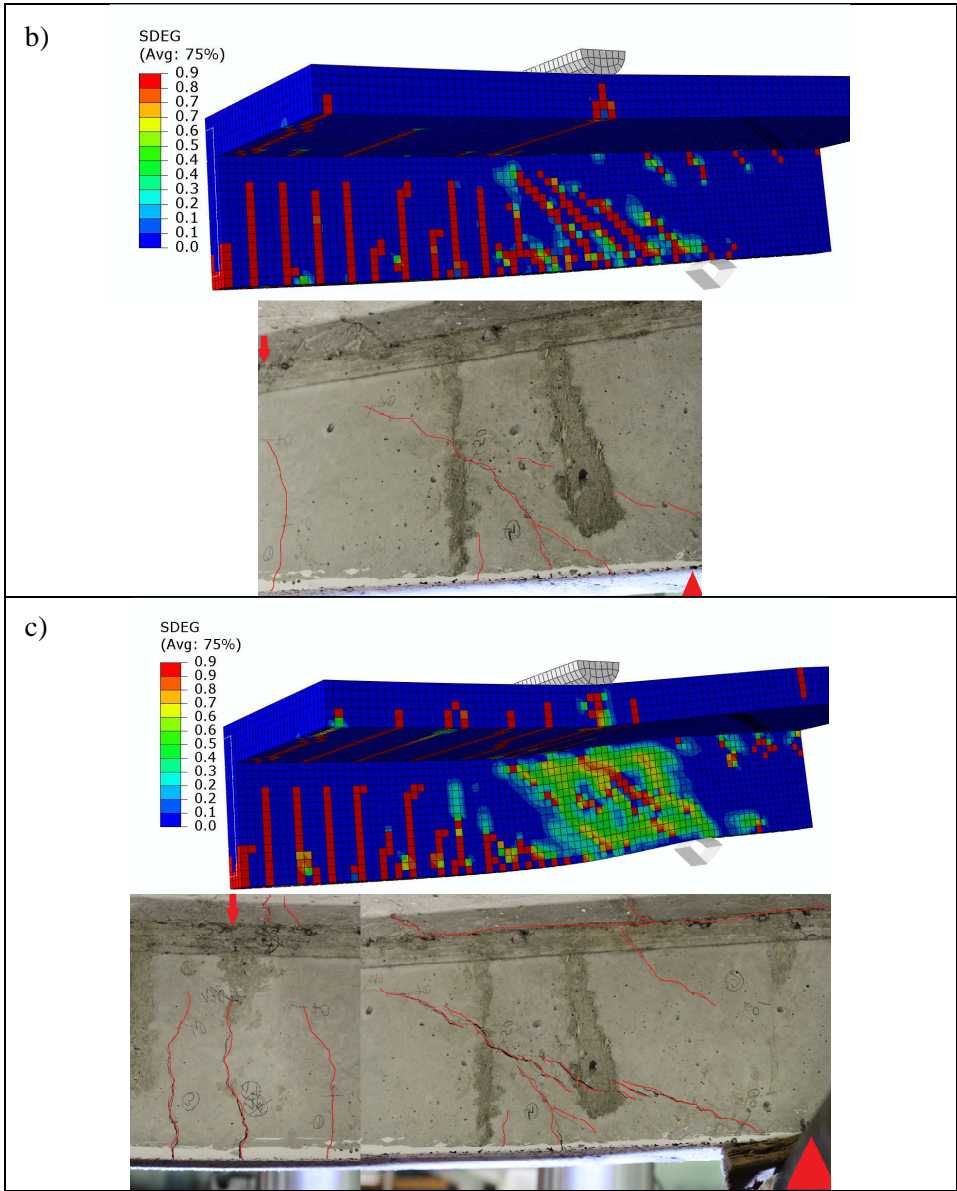
Tab. 5.7. Porównanie obrazów zarysowania uzyskanego z analizy numerycznej z badaniami laboratoryjnymi belek serii BZ/S2/A w kroku/sile: a) 225/30 kN, b) 815/70 kN, c) 2340/114 kN





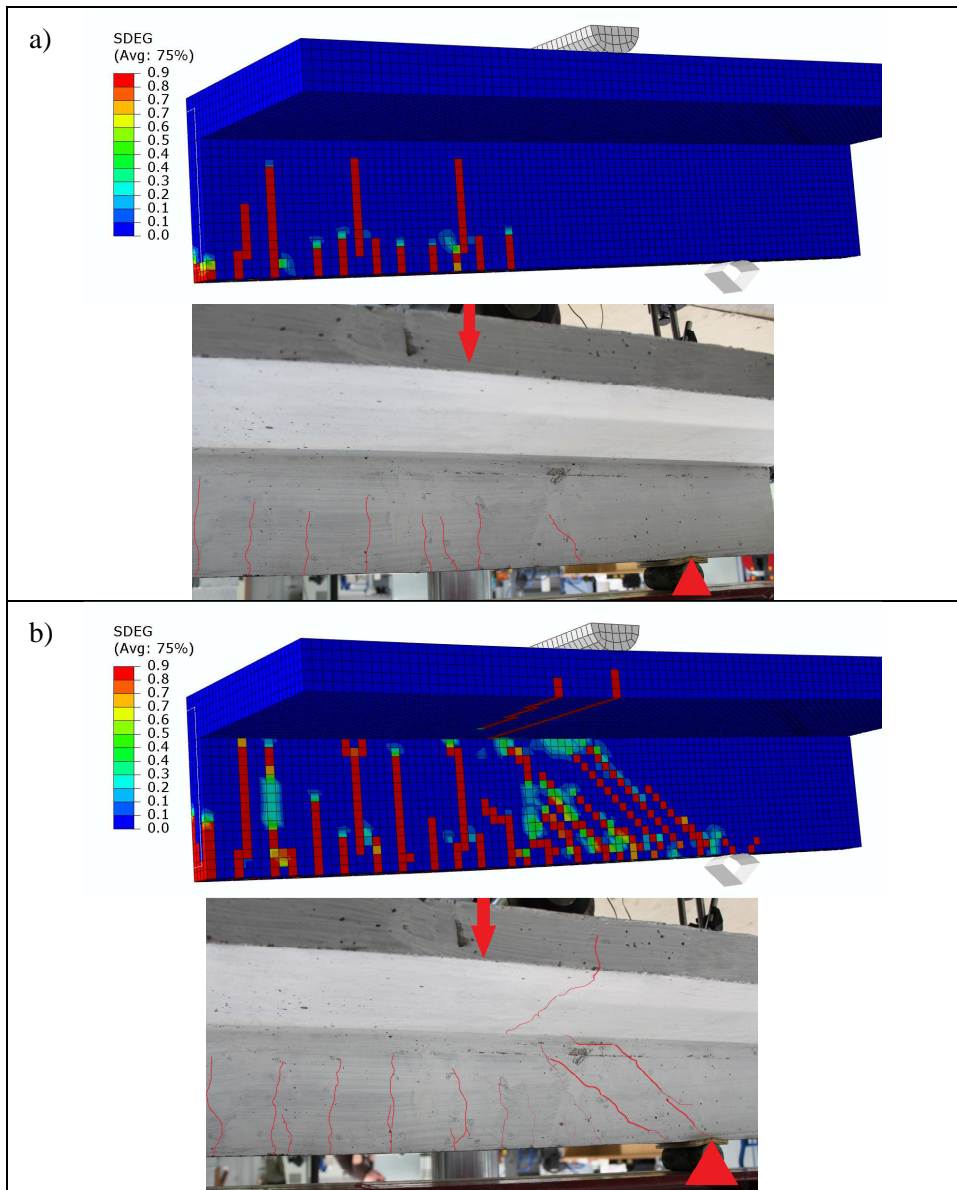
Tab. 5.8. Porównanie obrazów zarysowania uzyskanego z analizy numerycznej z badaniami laboratoryjnymi belek serii BZ/S2/B w kroku/sile: a) 115/30 kN, b) 345/70 kN, c) 995/120 kN

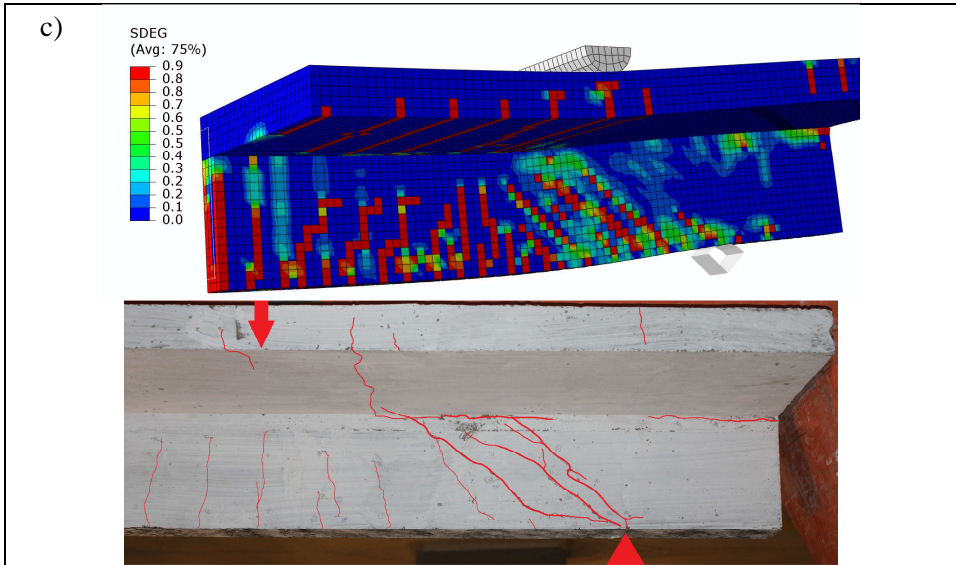




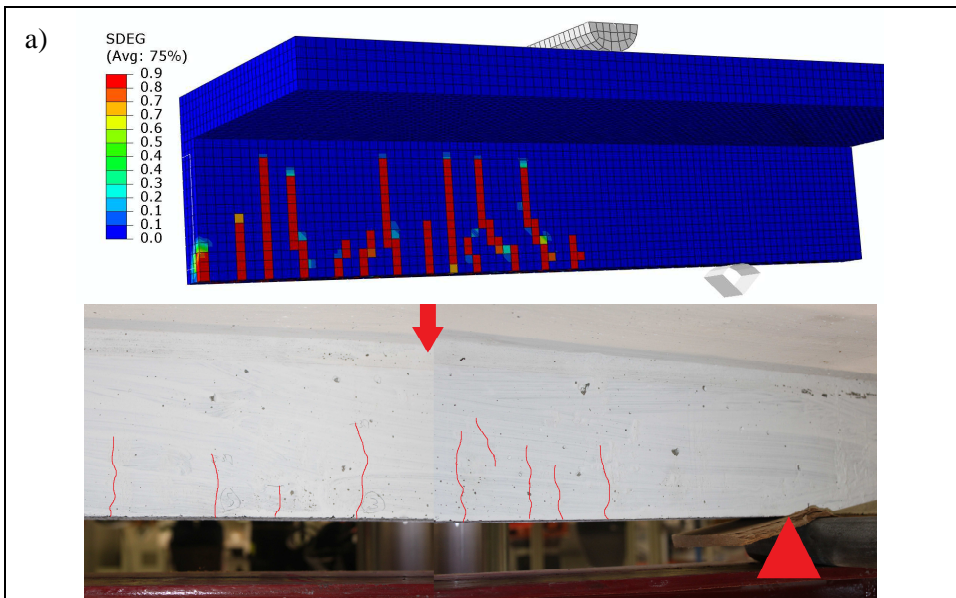


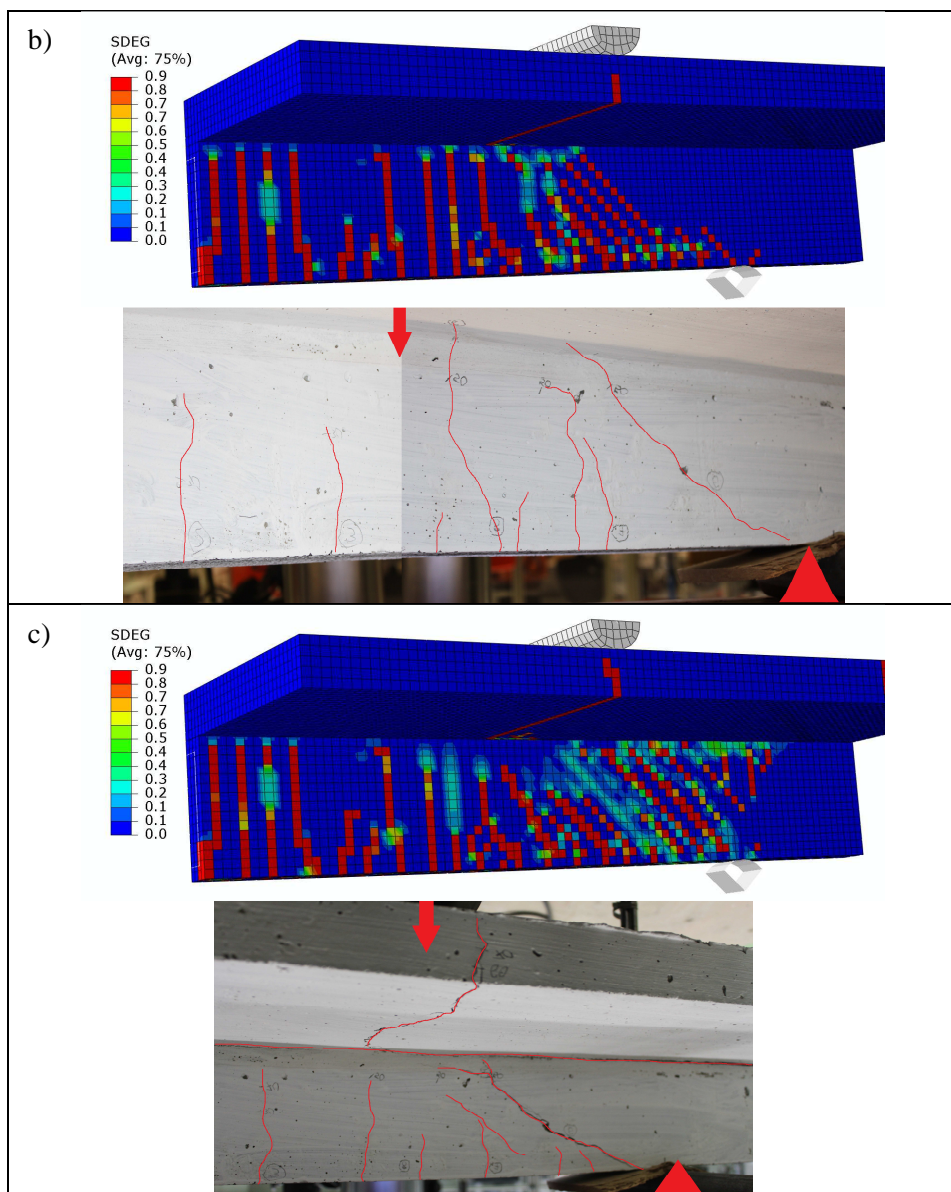
Tab. 5.9. Porównanie obrazów zarysowania uzyskanego z analizy numerycznej z badaniami laboratoryjnymi belek serii BZ/P+S (T-1) w kroku/sile: a) 100/30 kN, b) 390/70 kN, c) 1415/137 kN





Tab. 5.10. Porównanie obrazów zarysowania uzyskanego z analizy numerycznej z badaniami laboratoryjnymi belek serii BZ/P w kroku/sile: a) 190/30 kN, b) 540/60 kN, c) 909/71 kN





### 5.3.3. Ugięcia – badania parametryczne

Analiza ugięć i przemieszczeń koncentruje się na określeniu wartości parametrów powierzchni kohezyjnej najbardziej wpływających na deformacje i odkształcenia modelu numerycznego zbieżne z zachowaniem badanych belek. Analiza ta stanowi więc „de facto” badania parametryczne, których celem było znalezienie i wyspecyfikowanie parametrów wpływających w sposób znaczący na uzyskane



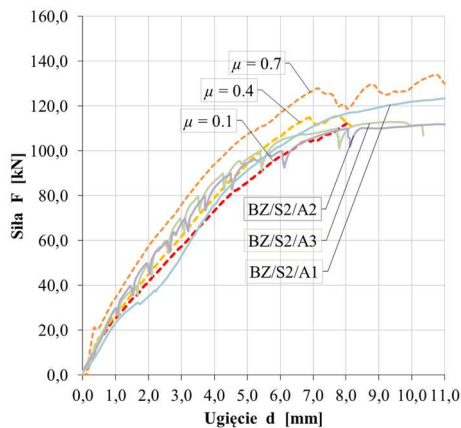
w wyniku analiz numerycznych ugięcia i przemieszczenia oraz znalezienie takich ich wartości, które w sposób najlepszy odzwierciedlają rzeczywiste zachowanie belek podczas badań.

Jak pokazano na Rys. 4.7 ugięcia mierzone były za pomocą czujników LVTD zlokalizowanych w środku rozpiętości przęsła. Dla celów porównania z tego samego miejsca modelu numerycznego odczytano przemieszczenia pionowe.

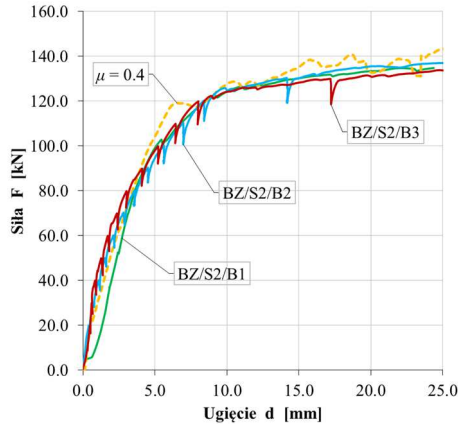
### 5.3.3.1 Wpływ tarcia w styku na ugięcia belek

W pierwszym etapie rozważono belki ze zlikwidowaną przyczepnością, bowiem oznaczało to eliminację parametrów związanych z kohezją styku. Oddziaływania w styku ograniczały się jedynie do tarcia charakteryzowanego współczynnikiem tarcia  $\mu$ .

Rys. 5.17. przedstawia porównanie trzech krzywych ugięcia belek serii BZ/S2/A z krzywymi ugięcia uzyskanymi z analizy numerycznej dla różnych wariantów współczynnika tarcia  $\mu$  ( $\mu = 0,1; 0,4; 0,7$ ). Adhezja w tym przypadku została całkowicie zlikwidowana przez membranę z tworzywa sztucznego PVE. Wysoką zgodność z wynikami testów laboratoryjnych osiągnięto dla współczynnika tarcia  $\mu = 0,4$ . Zgodność z wynikami badań laboratoryjnych potwierdza również analiza zachowania modelu belek serii BZ/S2/B ze zwiększonym stopniem zbrojenia (Rys. 5.18).



Rys. 5.17. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/S2/A w zależności od współczynnika tarcia  $\mu$



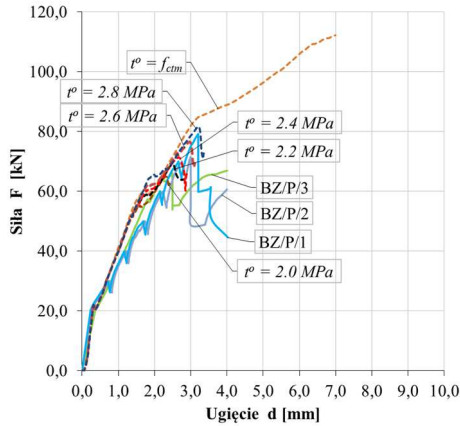
Rys. 5.18. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/S2/B w zależności od współczynnika tarcia  $\mu$

### 5.3.3.2 Wpływ parametrów kohezyjnych styku z przyczepnością

W drugim etapie zamodelowano belki serii BZ/P (bez zbrojenia, z przyczepnością) wprowadzając parametry kohezyjne styku, ale likwidując oddziaływania wynikające z istnienia zbrojenia zszywającego.

W pierwszej kolejności analizowano wpływ naprężenia inicjującego zniszczenie – naprężenia przyczepności  $t^o$ . Krzywe ugięcia uzyskane z analizy numerycznej tej serii przedstawia Rys. 5.19. Ze względu na sposób przygotowania powierzchni styku (szcztotki druciane) chropowatość powierzchni opisano współczynnikiem tarcia  $\mu = 0,7$ . Pozostałe parametry powierzchni kohezyjnej wynosiły: separacja przy zniszczeniu  $\delta_{nm}^f, \delta_{ss}^f, \delta_{tt}^f = 0,1$  mm; naprężenia przyczepności  $t_{nm}^o, t_{ss}^o, t_{tt}^o$  zmieniano co 0,2 MPa od 2,0 MPa do  $f_{ctm}$  ( $f_{ctm}$  – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie); sztywność powierzchni  $K^o$  ( $K_{nm}^o, K_{ss}^o, K_{tt}^o$ ) przyjęto jako wartość domyślną.

Z wykresów na Rys. 5.19 wywnioskować można, że zachowanie belek w początkowych fazach obciążania jest niezależne od wartości  $t^o$ . Później, w zależności od wartości naprężenia inicjującego zniszczenie (naprężenia przyczepności) widoczny jest gwałtowny spadek siły oraz znaczny wzrost ugięcia. Zjawisko to można identyfikować jako chwilę delaminacji styku i – ponieważ jest to styk niezbrojony – osiągnięcie jego nośności. Wartość naprężeń inicjujących zniszczenie styku odpowiadająca badaniom laboratoryjnym oscyluje pomiędzy 2,2 i 2,6 MPa, co stanowi 70–80% średniej wytrzymałości na rozciąganie  $f_{ctm}$  słabszego z łączonych betonów. Wyniki analiz potwierdzają, że naprężenia przyczepności  $t^o$  mają znaczący wpływ na odpowiedź modelu numerycznego.



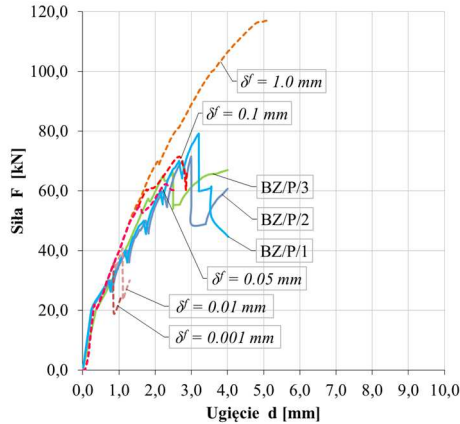
Rys. 5.19. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P w zależności od naprężenia przyczepności  $t^o$

Następnie, również opierając się na serii BZ/P analizowano wpływ granicznego przemieszczenia w styku (separacja)  $\delta^f$ . Parametry powierzchni kohezynnej wynosiły: współczynnik tarcia  $\mu = 0,7$ ; wartości separacji przy zniszczeniu  $\delta_{nn}^f$ ,  $\delta_{ss}^f$ ,  $\delta_{tt}^f$  wariantowane były we wszystkich kierunkach od 0,001 mm do 1,0 mm; naprężenia przyczepności  $t_{nn}^o$ ,  $t_{ss}^o$ ,  $t_{tt}^o = 2,4$  MPa; sztywność powierzchni  $K^o$  ( $K_{nn}^o$ ,  $K_{ss}^o$ ,  $K_{tt}^o$ ) przyjęto również jako wartość domyślną. Wyniki analizy przedstawiono na Rys. 5.20.

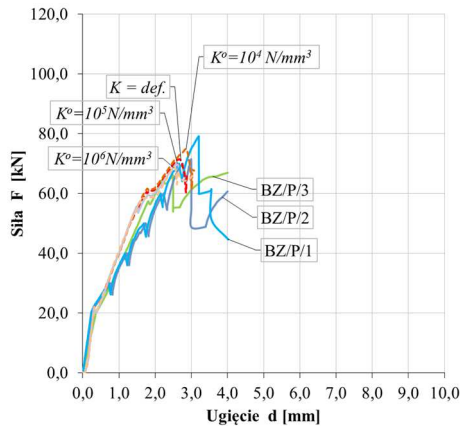
Charakter uzyskanych krzywych jest podobny do charakteru krzywych uzyskanych w analizach wpływu parametru  $t^o$ . Z Rys. 5.20 wynika jednak, że wartość separacji w styku  $\delta^f$  wpływa nie tylko na wartość siły, przy której następuje delaminacja styku, ale również na kształt wykresu. Dla małych wartości przemieszczenia ( $\delta^f = 0,001$  mm) wykres ma w chwili zerwania przyczepności ostry pik, podczas gdy łuk jest bardziej spłaszczony dla większych przemieszczeń ( $\delta^f = 0,1$  mm). Największą zgodność z badaniami laboratoryjnymi osiągnięto dla wartości przemieszczenia  $\delta^f$  w przedziale od 0,05 do 0,1 mm. Wyniki analiz potwierdzają więc znaczący wpływ przemieszczenia  $\delta^f$  na odpowiedź modelu numerycznego.

Z kolei Rys. 5.21. przedstawia krzywe ugięcia uzyskane z analizy numerycznej tej samej serii belek BZ/P (bez zbrojenia, z przyczepnością) w zależności od sztywności powierzchni  $K^o$  w zakresie od 10000 do 1000000 N/mm<sup>3</sup>. Pozostałe parametry powierzchni kohezynnej wynosiły: współczynnik tarcia  $\mu = 0,7$ ; separacja przy zniszczeniu  $\delta_{nn}^f$ ,  $\delta_{ss}^f$ ,  $\delta_{tt}^f = 0,1$  mm; naprężenia przyczepności  $t_{nn}^o$ ,  $t_{ss}^o$ ,  $t_{tt}^o = 2,4$  MPa. Z analizy wykresów wynika, że sztywność powierzchni  $K^o$  w zakresie sprężystym ma nieznaczący wpływ na odpowiedź modelu MES. Jednakże, w celu uniknięcia wpływu nadmiernej podatności styku na globalne zachowanie modelu, przyjmowana wartość powinna być nie mniejsza niż

$10^5 \text{ N/mm}^3$ . Instrukcja *Abaqus User's Manual, 2012* zaleca przyjmowanie wartości domyślnej, czego słuszność potwierdzają przeprowadzone analizy numeryczne.



Rys. 5.20. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P w zależności od przemieszczenia w styku  $\delta^f$

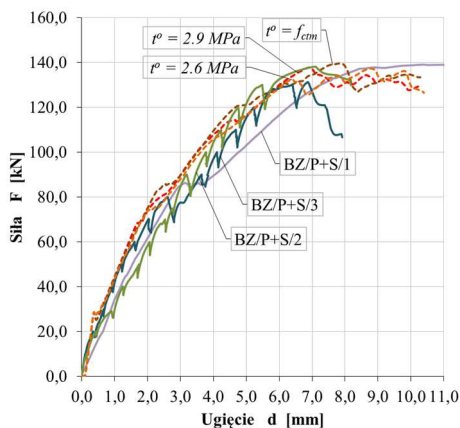


Rys. 5.21. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P w zależności od sztywności powierzchni kohezyjnej  $K^o$

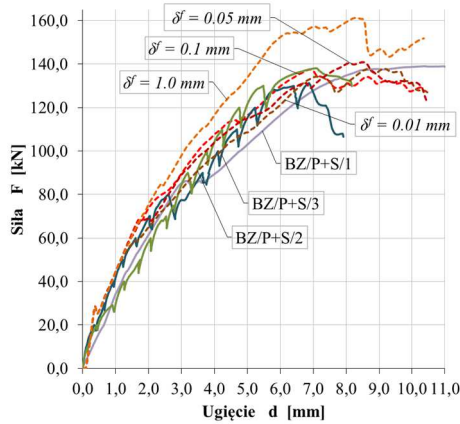
Przeanalizowano również wpływ parametrów powierzchni kohezyjnej  $t^o$ ,  $\delta^f$ ,  $K^o$  na odpowiedź modelu MES dla belek serii BZ/P+S (T-1) (styk zbrojony z przyczepnością). Rys. 5.22 przedstawia krzywe ugięcia w zależności od naprężenia przyczepności  $t^o$ . Parametry powierzchni kohezyjnej wynosiły: współczynnik

tarcia  $\mu = 0,7$ ; separacja przy zniszczeniu  $\delta_{nm}^f, \delta_{ss}^f, \delta_{tt}^f = 0,1$  mm; naprężenia przy-  
 czepności  $t_{nm}^o, t_{ss}^o, t_{tt}^o$  zmieniane w przedziale od 2,6 do  $f_{ctm} = 3,2$  MPa, ( $f_{ctm}$  –  
 średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie); sztywność powierzchni  $K^o$  ( $K_{nm}^o,$   
 $K_{ss}^o, K_{tt}^o$ ) przyjęto jako wartość domyślną. Najbardziej zbliżoną do testów labora-  
 toryjnych odpowiedź osiągnięto dla wartości naprężenia przyczepności  
 $t^o = 2,9$  MPa, co stanowi 90% średniej wytrzymałości na rozciąganie  $f_{ctm}$   
 słabszego z łączonych betonów. Ponadto na wykresach zarówno uzyskanych  
 z badań laboratoryjnych jak i obliczeń numerycznych widoczny jest  
 charakterystyczny punkt zaburzenia przebiegu krzywych przy sile o wartości  
 ok. 70 kN, który można utożsamiać z lokalnym zarysowaniem styku.  
 Występowanie zjawiska zarysowania styku potwierdza również fakt, że przy  
 podobnej wartości siły w belkach serii BZ/P (bez zbrojenia) następowała  
 całkowita jego delaminacja i osiągnięcie nośności. Tak więc naprężenia  
 przyczepności  $t^o$  mają wpływ nie tylko na wartość siły niszczącej ale również  
 na wartość siły rysującej styk.

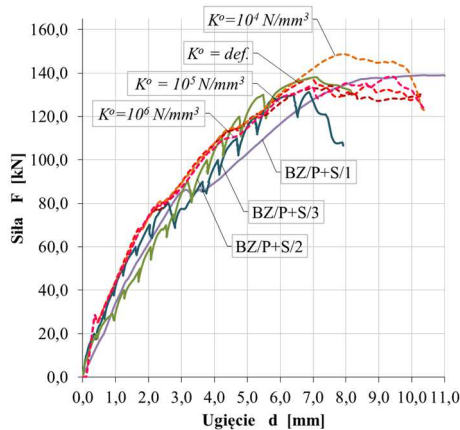
Podobnie jak w serii BZ/P, potwierdzono znaczący wpływ parametru separacji  
 $\delta^f$  na odpowiedź modelu numerycznego. Rys. 5.23 przedstawia krzywe ugięcia  
 uzyskane z analizy numerycznej belek serii BZ/P+S (T-1) (styk zbrojony z przy-  
 czepnością) w zależności od przemieszczenia w styku  $\delta^f$ . Parametry powierzchni  
 kohezyjnej wynosiły: współczynnik tarcia  $\mu = 0,7$ ; separacja przy zniszczeniu  $\delta_{nm}^f,$   
 $\delta_{ss}^f, \delta_{tt}^f$  wariantowana od 0,01 mm do 1,0 mm; naprężenia przyczepności  $t_{nm}^o, t_{ss}^o,$   
 $t_{tt}^o = 2,9$  MPa; sztywność powierzchni  $K^o$  ( $K_{nm}^o, K_{ss}^o, K_{tt}^o$ ) przyjęto jako wartość  
 domyślną.



Rys. 5.22. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P+S (T-1) w zależności od naprężenia przyczepności  $t^o$



Rys. 5.23. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P+S (T-1) w zależności od przemieszczenia w styku  $\delta^f$



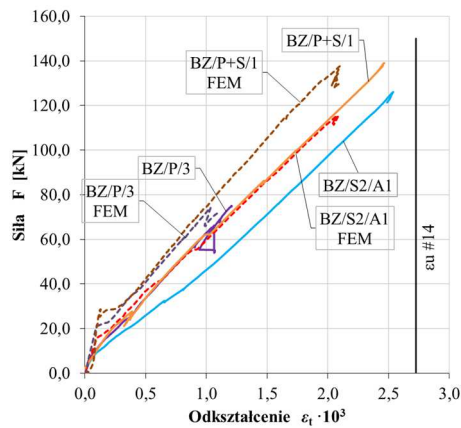
Rys. 5.24. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P+S (T-1) w zależności od sztywności powierzchni kohezyjnej  $K$

W serii BZ/P+S (T-1) potwierdził się również nieznaczny wpływ sztywności powierzchni styku  $K^o$  na zachowanie belki. Rys. 5.24 przedstawia krzywe ugięcia uzyskane z analizy numerycznej w zależności od sztywności powierzchni kohezyjnej w zakresie 10000 do 1000000 N/mm<sup>3</sup>. Pozostałe parametry powierzchni kohezyjnej wynosiły: współczynnik tarcia  $\mu = 0,7$ ; separacja przy zniszczeniu  $\delta_{nn}^f, \delta_{ss}^f, \delta_{tt}^f = 0,1$  mm; naprężenia przyczepności  $t_{nn}^o, t_{ss}^o, t_{tt}^o = 2,9$  MPa.

### 5.3.4. Odształcenia zbrojenia

Odształcenia prętów zbrojeniowych mierzone były za pomocą elektrycznych tensometrów oporowych zlokalizowanych na zbrojeniu głównym i strzemionach jak na Rys. 4.1.

Przyrost odształceń zbrojenia głównego w zależności od obciążenia dla belek reprezentatywnych z każdej serii przedstawia Rys. 5.25. W początkowych etapach obciążenia zaobserwować można większą sztywność zbrojenia, różniącą krzywe obliczeniowe i zbadane. Jednakże po zwiększeniu obciążenia uwiadczenia się przebieg zbliżony do równoległego. W żadnym przypadku zbrojenie nie osiąga granicy plastyczności. Różnica przebiegu krzywych wynikać może z braku dyskretnego formowania się rys w modelu numerycznym.



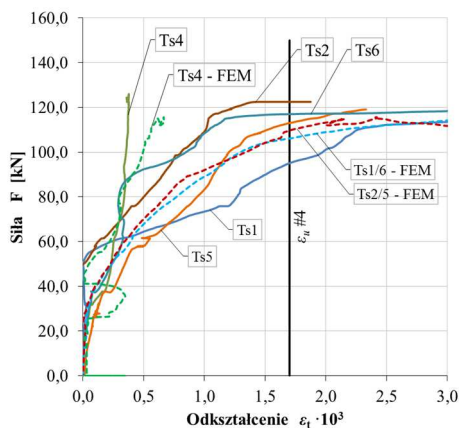
Rys. 5.25. Odpowiedź modelu MES belek reprezentatywnych z każdej serii – odkształcenie zbrojenia głównego

Na Rys. 5.26 i Rys. 5.28 pokazano zależność odkształceń strzemion zszywających od przyłożonego obciążenia w seriach BZ/S i BZ/S+P (T-1).

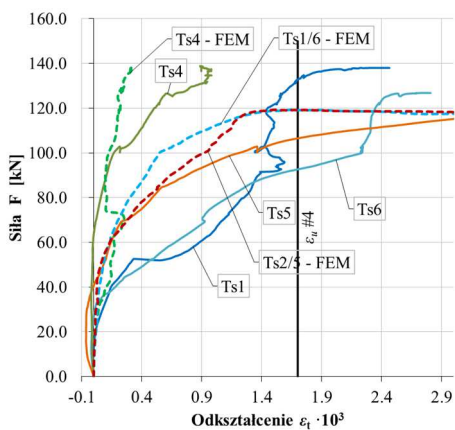
Rys. 5.26. i Rys. 5.27 przedstawiają porównanie odkształceń strzemion uzyskanych z analizy numerycznej i badań laboratoryjnych belek serii BZ/S2/A i BZ/S2/B ze stykiem zbrojonym i całkowicie zlikwidowaną przyczepnością. Od początku obciążania widać tu wzrost odkształceń w poszczególnych strzemionach. Co jest bardzo charakterystyczne, do pracy włącza się również strzemię zlokalizowane w strefie stałego momentu Ts4 (zjawisko takie obserwowano jedynie w belkach tych serii). W miarę przyrostu obciążenia do pracy włączają się kolejne strzemiona, a odkształcenia rosną przekraczając granicę plastyczności aż do momentu zniszczenia belki.

Nieco inaczej pracuje zbrojenie poprzeczne w belkach serii BZ/P+S (styk zbrojony z przyczepnością). Porównując odkształcenia zbadane i uzyskane

z analizy numerycznej, w obydwu przypadkach obserwujemy gwałtowny skok odkształceń w strzemiionach zlokalizowanych w strefie podporowej jednakże przy różnych wartościach: 45 kN (zbadana) i 70 kN (obliczona) i dalszy ich wzrost do przekroczenia granicy plastyczności i zniszczenia belki (Rys. 5.28).

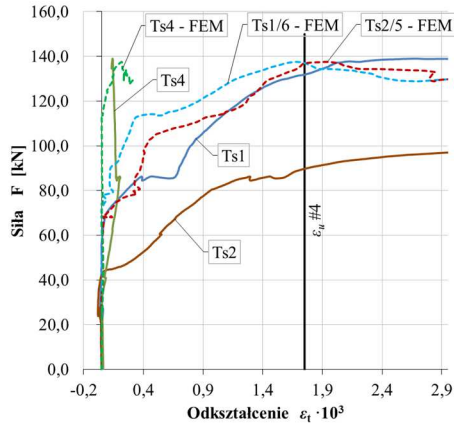


Rys. 5.26. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/S2/A – odkształcenia zbrojenia poprzecznego

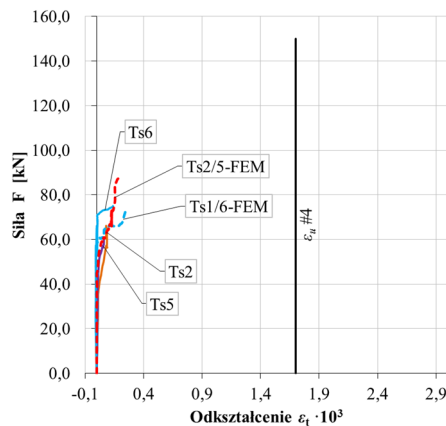


Rys. 5.27. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/S2/B – odkształcenia zbrojenia poprzecznego





Rys. 5.28. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P+S (T-1) – odkształcenia zbrojenia poprzecznego



Rys. 5.29. Odpowiedź modelu MES belek serii BZ/P – odkształcenia zbrojenia poprzecznego

Odmienne zachowanie prezentowały strzemiona w belkach serii BZ/P (Rys. 5.29). Obejmowały one jedynie żebro do wysokości półki górnej nie przecinając styku. Tensometry umieszczono w połowie wysokości żebra. Do celów porównania z tych samych miejsc odczytano wartości odkształceń w modelu numerycznym. Zaobserwowano wzrost odkształceń w strzemionach, które przecinały rysy ukośne lecz nie osiągały granicy plastyczności, następowało ich zerwanie w chwili delaminacji styku. Praca zbrojenia w modelu numerycznym wykazuje dużą zbieżność z zachowaniem strzemion badanych laboratoryjnie.

### 5.3.5. Stan naprężeniowy w styku

#### 5.3.5.1 Informacje wstępne

Poznanie stanu naprężeniowego panującego w styku pod obciążeniem doraźnym jest kluczowym zadaniem dla pełnego opisu pracy statycznej elementu zespolonego. Dotyczy to zwłaszcza określenia wpływu istnienia styku i jego parametrów.

Jednym z wniosków sformułowanych w trakcie analiz badań własnych (patrz p. 4.2.3.) było stwierdzenie, że przyjmowanie normowych wartości współczynników używanych do obliczania nośności styku oraz obliczania naprężeń rysujących styk i nieuwzględnienie rzeczywistego stanu naprężeniowego w styku prowadzi do znacznego niedoszacowania rzeczywistej siły rysującej styk i nośności. Wartości naprężeń rysujących styk obliczone zgodnie z metodologią normową i zestawione w Tab. 4.7 odbiegały znacząco od wartości zbadanych. W związku z tym podjęto próbę doświadczalnego określenia wartości współczynników do wyznaczenia siły rysującej styk na podstawie stanu naprężeniowego w chwili jego zarysowania, uzyskanego w analizie numerycznej.

Rolę styku i jego właściwości w modelu numerycznym odgrywała powierzchnia kohezyjna. Jej formuła w oprogramowaniu ABAQUS umożliwia przekazywanie sił normalnych, stycznych, tarcia oraz adhezji. Zgodnie z prawem „traction-separation” opisującym zachowanie powierzchni kohezyjnej, przedstawionym w p. 5.2.3., parametrami odzwierciedlającymi zjawisko adhezji w styku są: naprężenia przyczepności  $t^o$ , które można identyfikować z adhezją właściwą (oddziaływania wiązań chemicznych) oraz przemieszczenie graniczne w styku  $\delta^f$  opisujące degradację przyczepności w miarę rozwoju zarysowania identyfikowalne ze zjawiskiem adhezji mechanicznej. W opisie zachowania powierzchni kohezyjnej występuje również sztywność powierzchni  $K^o$ .

Analiza odpowiedzi numerycznych modeli belek poszczególnych serii, przeprowadzona w p. 5.3.3. pozwoliła na ustalenie parametrów  $t^o$  i  $\delta^f$  najbardziej odpowiadających badaniom laboratoryjnym. Wykazano także, że parametr  $K^o$  wpływa na podatność styku, ale jedynie w zakresie sprężystym i ma większe znaczenie raczej dla styków sztywnych. Przyjmowanie wartości  $K^o$  jako domyślnej opcji oprogramowania pozwala na jej automatyczne oszacowanie na podstawie sztywności elementów składowych.

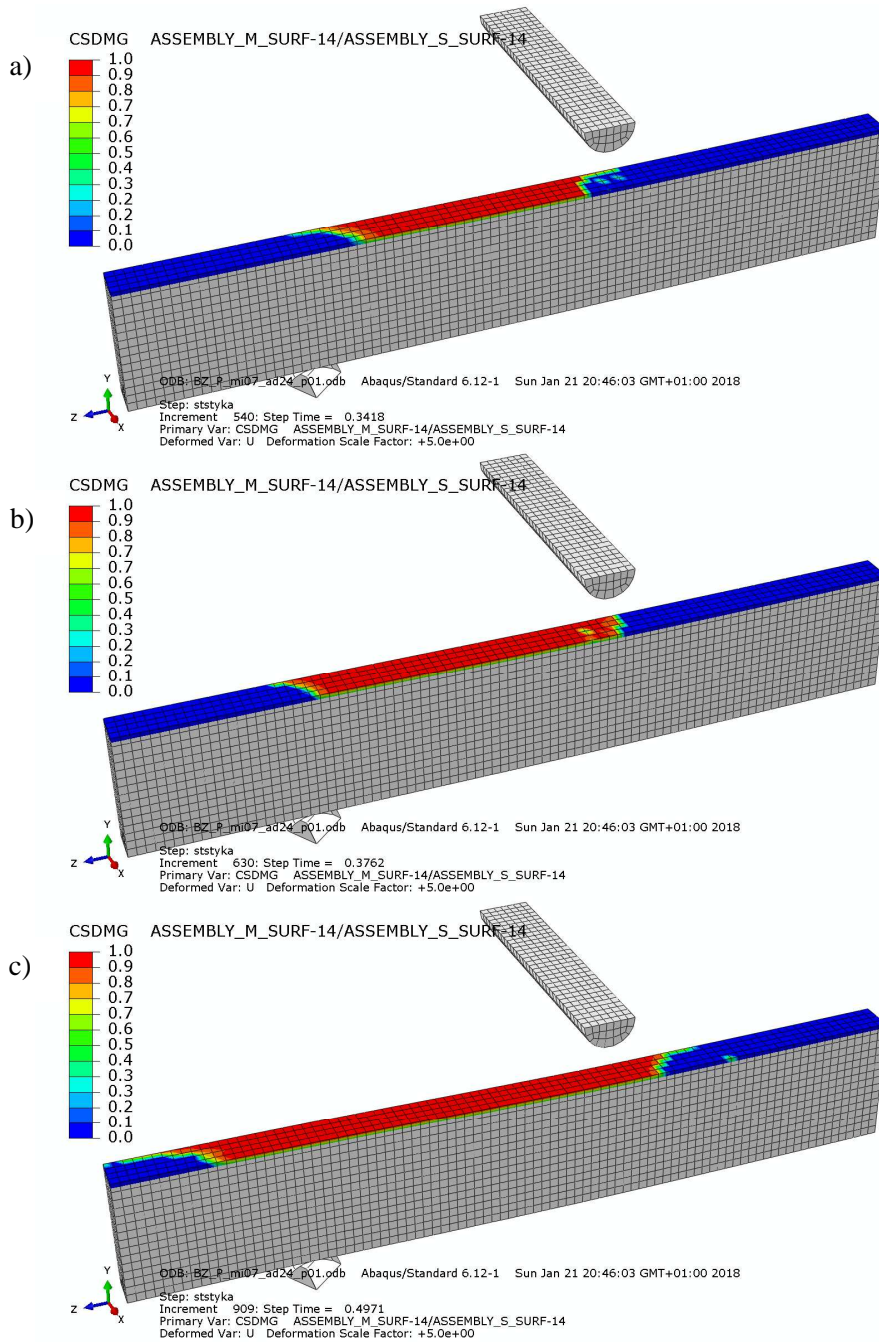
Przy takich założeniach podjęto próbę ustalenia rozkładu naprężeń panującego w styku modelu w chwili jego zarysowania. Powstawanie rysy jest procesem ciągłym i zmienia się na długości styku w miarę przyrostu obciążenia, zatem chwila zarysowania jest kwestią umowną. Poniżej, w sposób graficzny (na mapach) zaprezentowano rozwój stanu naprężeniowego i degradacji powierzchni kohezyjnej styku poszczególnych serii belek. Analizie poddano następujące wielkości: CSDMG (skalarna wielkość opisująca degradację sztywności powierzchni kohezyjnej, od 0 do 1 dla całkowitej utraty sztywności), CSHEAR2 (naprężenia styczne) i CPRESS (naprężenia normalne do powierzchni od docisku kontaktu)

w różnych krokach procesu wymuszenia kinematycznego. W seriach belek ze zbrojeniem zszywającym przedstawiono również naprężenia normalne S11 i styczne S12 w strzemionach.

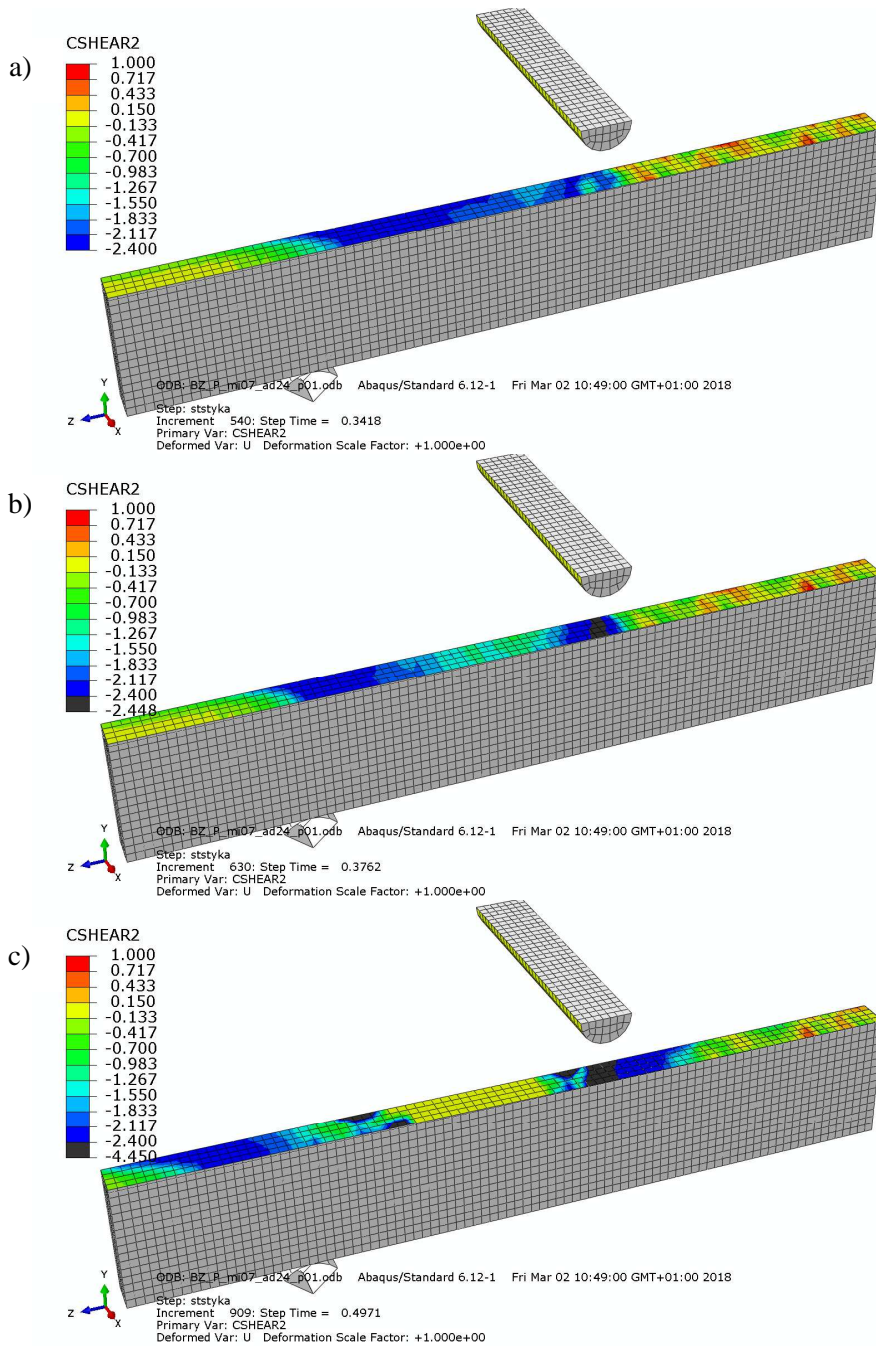
#### 5.3.5.2 Stan naprężeniowy styku w belkach serii BZ/P

W pierwszej kolejności przeanalizowano wyniki uzyskane dla modelu belki serii BZ/P (przyczepność bez zbrojenia zszywającego) dla parametrów powierzchni kohezyjnej wynoszących: współczynnik tarcia  $\mu = 0,7$ , separacja przy zniszczeniu  $\delta^f = 0,1$  mm; naprężenia przyczepności  $t^o = 2,4$  MPa, sztywność powierzchni  $K^o$  – domyślna. Na kolejnych rysunkach pokazano degradację powierzchni kohezyjnej (Rys. 5.30) oraz naprężenia styczne (Rys. 5.31) i normalne (Rys. 5.32) na powierzchni kohezyjnej w kroku obliczeniowym: 540 przy sile 60 kN, 630 również przy sile 60 kN oraz 909 przy sile 71 kN.

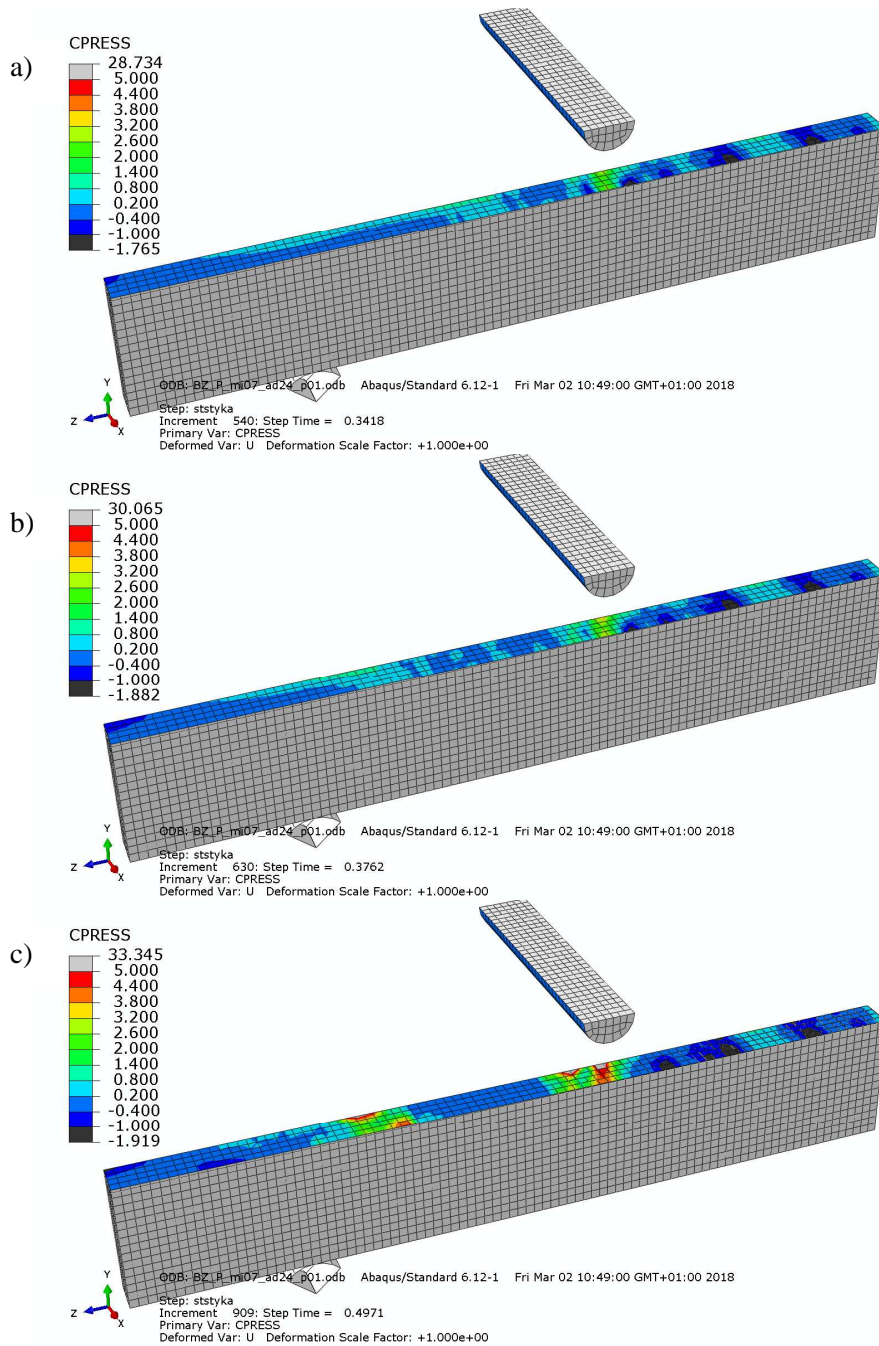
Początek procesu zarysowania został określony na podstawie wykresów odpowiedzi numerycznej (Rys. 5.19) – zarysowanie rozpoczęło się w kroku obliczeniowym 540 przy sile o wartości 60 kN. Potwierdza to analiza degradacji powierzchni (Rys. 5.30.a) i rozkład naprężeń stycznych (Rys. 5.31.a), na którym obserwujemy osiągnięcie naprężeń przyczepności  $t^o$  na odcinku między wałkiem obciążającym a podporą belki. Proces zniszczenia styku przebiegał bardzo gwałtownie, w kroku 630 (Rys. 5.31.b) obserwujemy przesunięcie się obszaru naprężeń przyczepności ku podporze oraz osłabienie ich przekazywania na obszarze pod wałkiem obciążającym, występujące również przy sile o wartości 60 kN (jak w kroku 540). W miarę przyrostu obciążania (krok 909, siła 71 kN) naprężenia przyczepności przesuwały się ku końcowi i środkowi belki (Rys. 5.31.c), a w strefie ścinania belki obserwujemy zanik naprężeń stycznych. W kroku 909 osiągnięta została maksymalna siła niszcząca – 71 kN, po której styk uległ całkowitej delaminacji. W celu określenia naprężeń rysujących styk w kroku 630 odczytano maksymalną wartość CSHEAR2 (naprężeń stycznych) oraz CPRESS (naprężeń normalnych) na tym samym obszarze. Wartości te są równoznaczne z naprężeniami przyczepności, które wynoszą  $t^o = 2,4$  MPa oraz naprężeniami normalnymi, które wynoszą  $\sigma_n = 1,25$  MPa.



Rys. 5.30. Degradacja sztywności powierzchni kohezyjnej CSDMG modelu belki serii BZ/P w kroku/sile: a) 540/60 kN, b) 630/60 kN, c) 909/71 kN



Rys. 5.31. Naprężenia styczne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/P w kroku/sile:  
 a) 540/60 kN, b) 630/60 kN, c) 909/71 kN



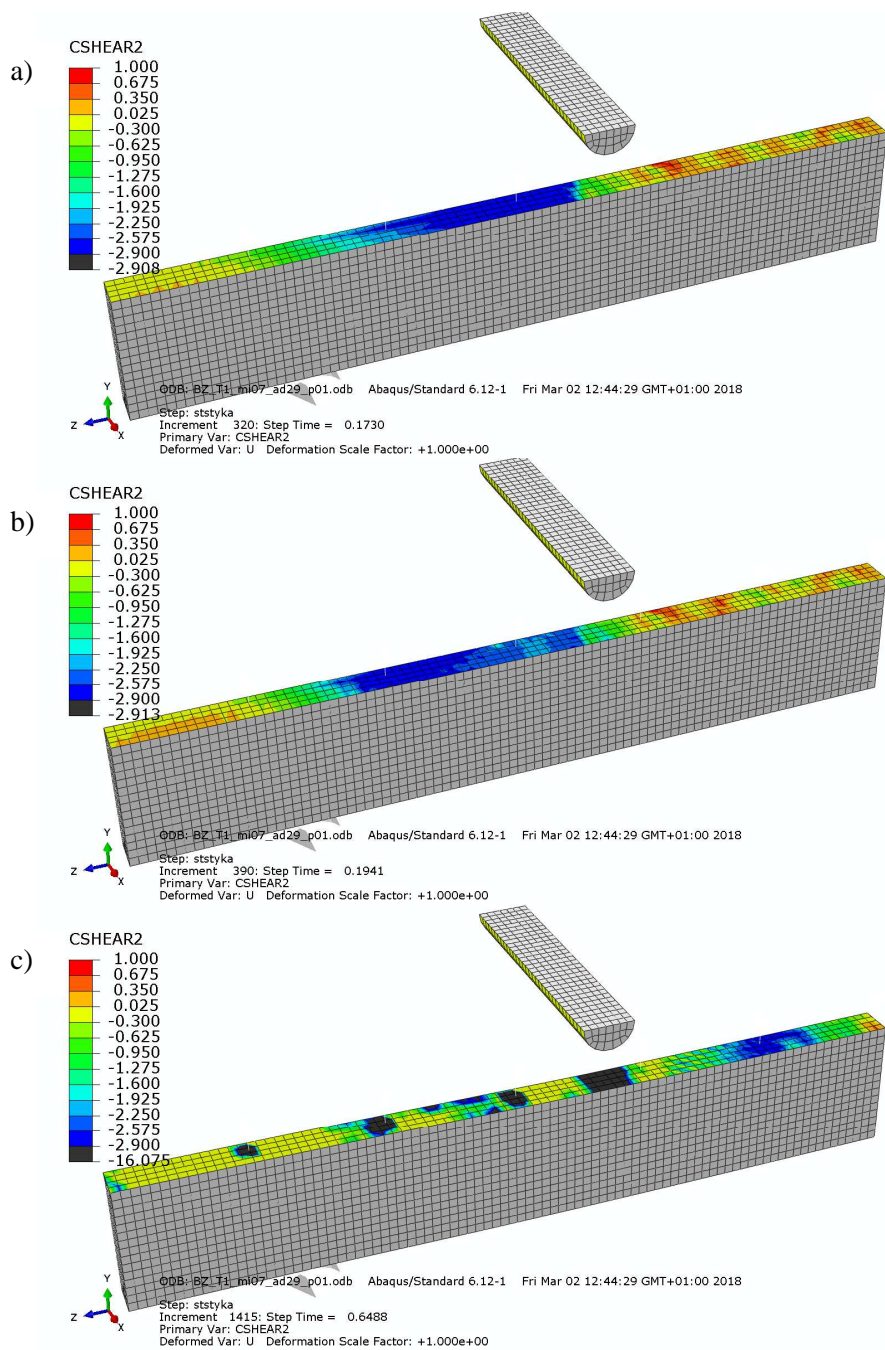
Rys. 5.32. Naprężenia normalne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/P w kroku/sile:  
 a) 540/60 kN, b) 630/60 kN, c) 909/71 kN

### 5.3.5.3 Stan naprężeniowy styku w belkach serii BZ/P+S(T-1)

W drugiej kolejności przeanalizowano wyniki uzyskane dla modelu belki serii BZ/P+S (przyczepność ze zbrojeniem zszywającym) dla parametrów powierzchni kohezyjnej wynoszących: współczynnik tarcia  $\mu = 0,7$ ; separacja przy zniszczeniu  $\delta^r = 0,1$  mm; naprężenia przyczepności  $t^o = 2,9$  MPa; sztywność powierzchni  $K^o$  – domyślna. Analizę ograniczono do naprężeń stycznych CSHEAR2 (Rys. 5.33) i normalnych CPRESS (Rys. 5.34) na powierzchni kohezyjnej oraz pokazano naprężenia normalne S11 (Rys. 5.35) i styczne S12 (Rys. 5.36) w zbrojeniu zszywającym. Rozważono kroki 320 przy sile 68 kN, początek procesu zarysowania styku, 390 przy sile 70 kN, w którym doszło do lokalnego zarysowania w styku oraz 1415 przy sile 137 kN, w którym belka uległa zniszczeniu.

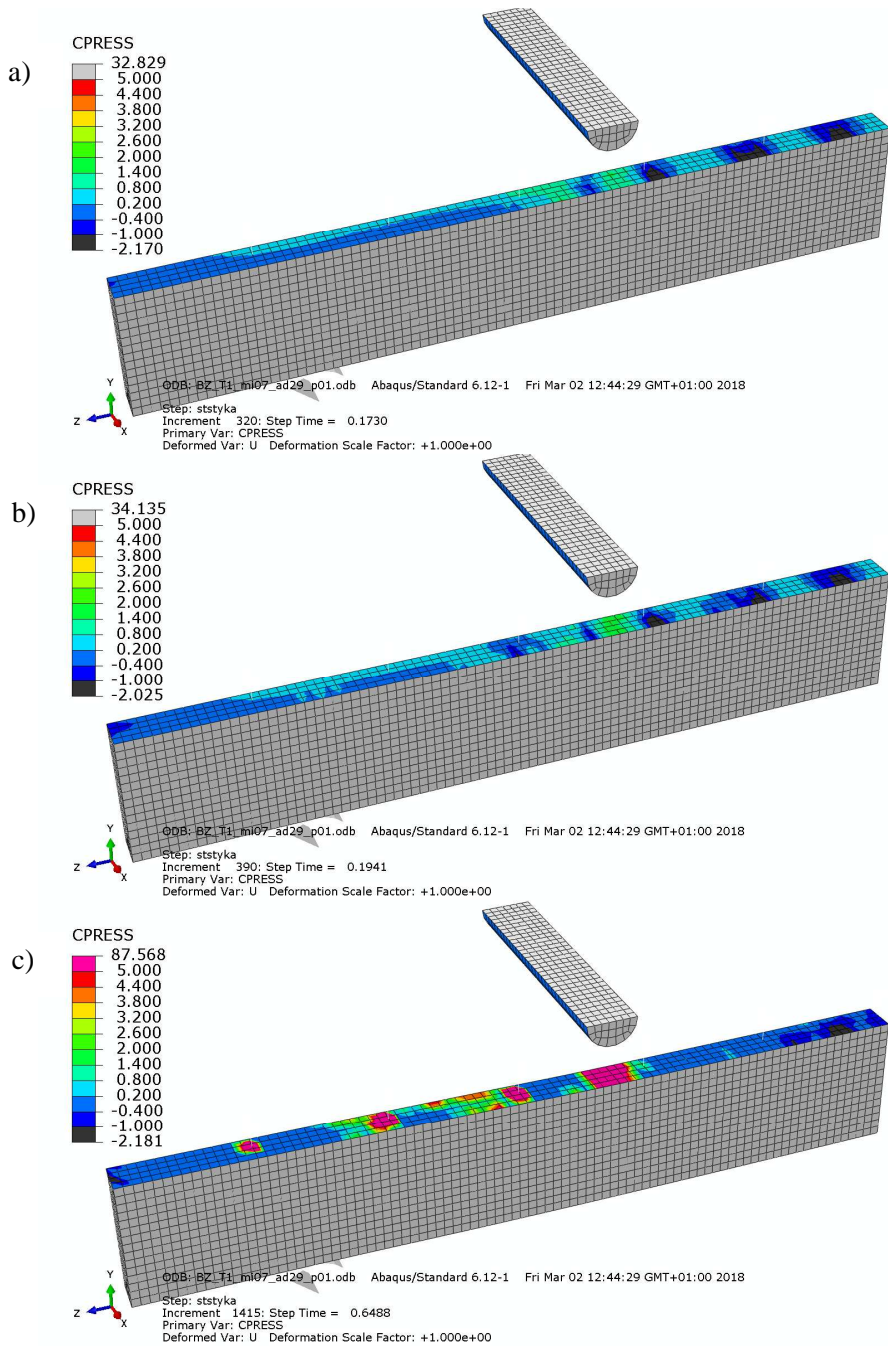
Analogicznie jak w serii poprzedniej, przeanalizowano wykresy odpowiedzi numerycznej (Rys. 5.22) odczytując, że styk zarysował się lokalnie w kroku obliczeniowym 390 przy sile o wartości 70 kN. Potwierdza rozkład naprężeń stycznych (Rys. 5.33.b), na którym obserwujemy osiągnięcie maksymalnych naprężeń przyczepności  $t^o$  na odcinku między wałkiem obciążającym a podporą belki. Ich rozkład na odcinku ścinania jest równomierny i nie zaobserwowano wzrostu naprężeń w zbrojeniu w miejscu przecięcia przez styk (Rys. 5.35.a,b) co świadczy o działaniu adhezji właściwej. Następnie, w miarę przyrostu obciążenia następuje przegrupowanie naprężeń stycznych w okolicy występowania zbrojenia zszywającego. Na obszarach między strzemiionami ich wartość stopniowo maleje do zera (Rys. 5.33.c). Oznacza to wyłączenie się adhezji i włączanie do pracy zbrojenia (Rys. 5.35.c), gdy zaczyna działać zjawisko „dowel action” i „shear friction”. Maksimum oddziaływań obserwujemy w momencie niszczenia belki (krok 1415, siła 137 kN), jednakże pomimo tego wartości naprężeń stycznych w zbrojeniu zszywającym są niewielkie (Rys. 5.36.c). W celu określenia naprężeń rysujących styk, w kroku 390 odczytano maksymalną wartość CSHEAR2 (naprężeń stycznych), CPRESS (naprężeń normalnych) na tym samym obszarze oraz wartości naprężeń normalnych S11 i stycznych S12 w najbardziej wyężonym strzemieniu. Wartości te wynoszą:  $t^o = 2,9$  MPa,  $\sigma_n = 1,0$  MPa, S11 = 75,0 MPa, S12=1,0 MPa.



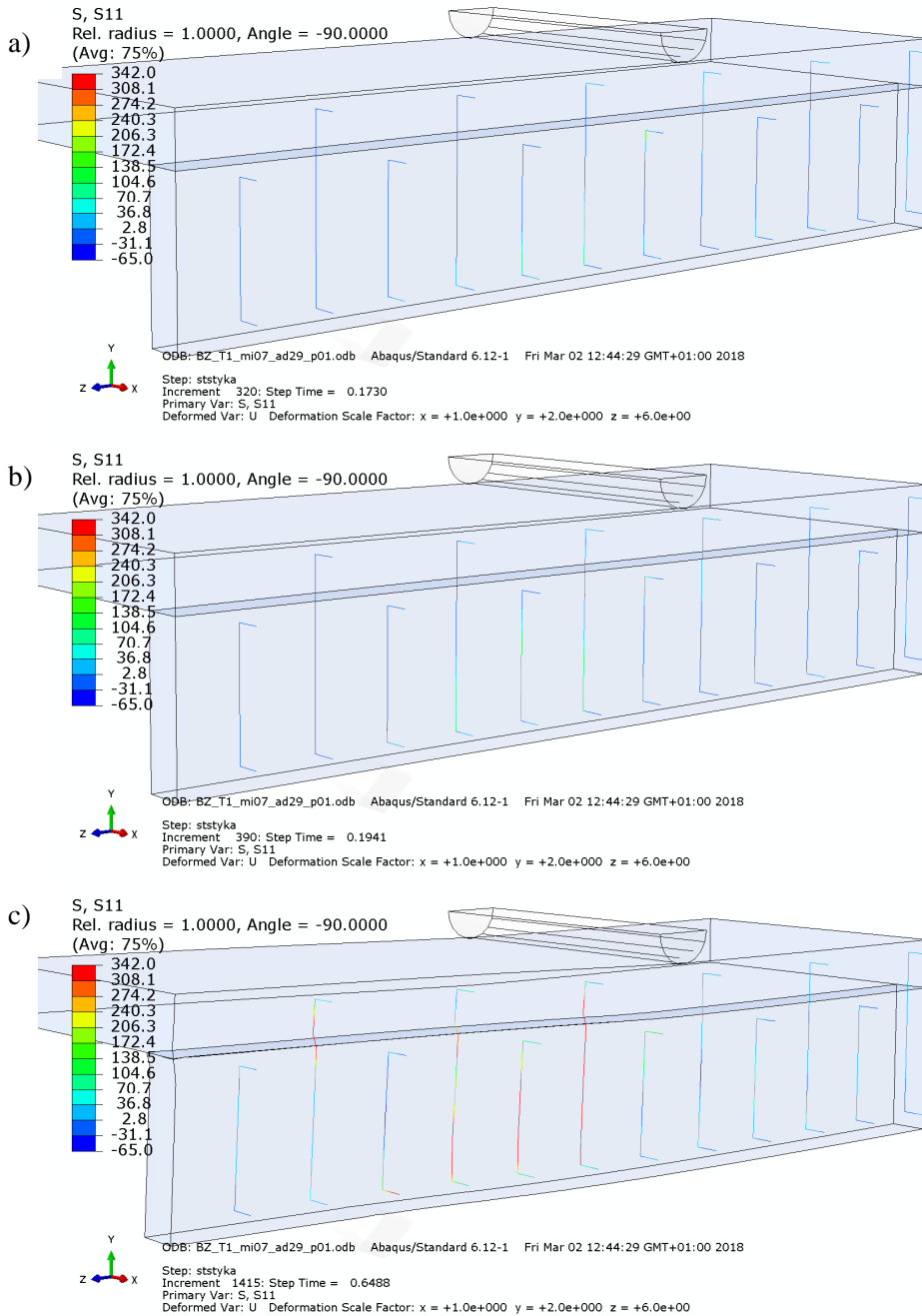


Rys. 5.33. Naprężenia styczne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/P+S (T-1) w kroku/sile:  
 a) 320/68, b) 390/70 kN, c) 1415/137 kN

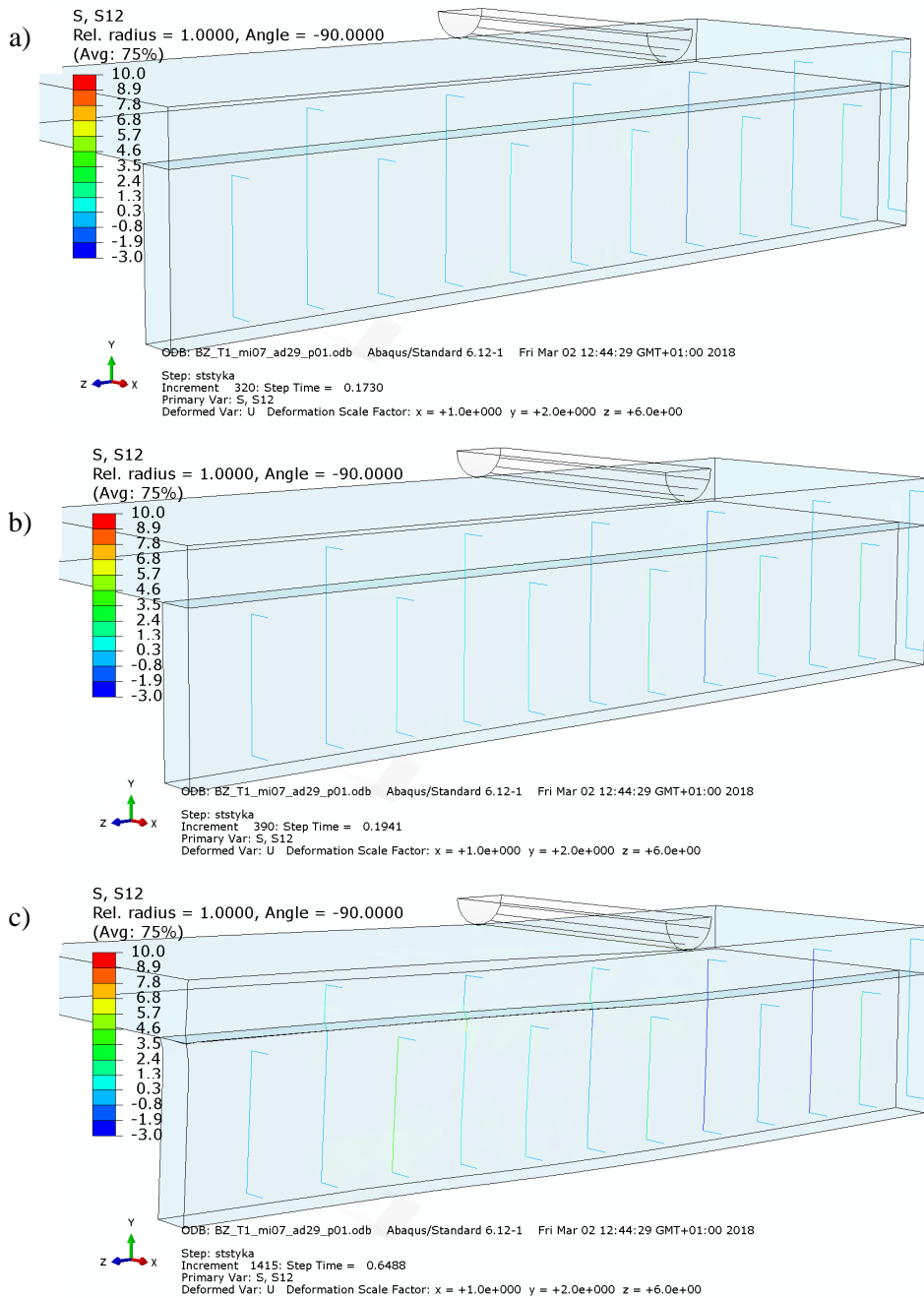




Rys. 5.34. Naprężenia normalne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/P+S (T-1) w kroku/sile: a) 320/68 kN, b) 390/70 kN, c) 1415/137 kN



Rys. 5.35. Naprężenia normalne w zbrojeniu zsywającym belki serii BZ/P+S (T-1) w kroku/sile: a) 320/68kN, b) 390/70 kN, c) 1415/137 kN

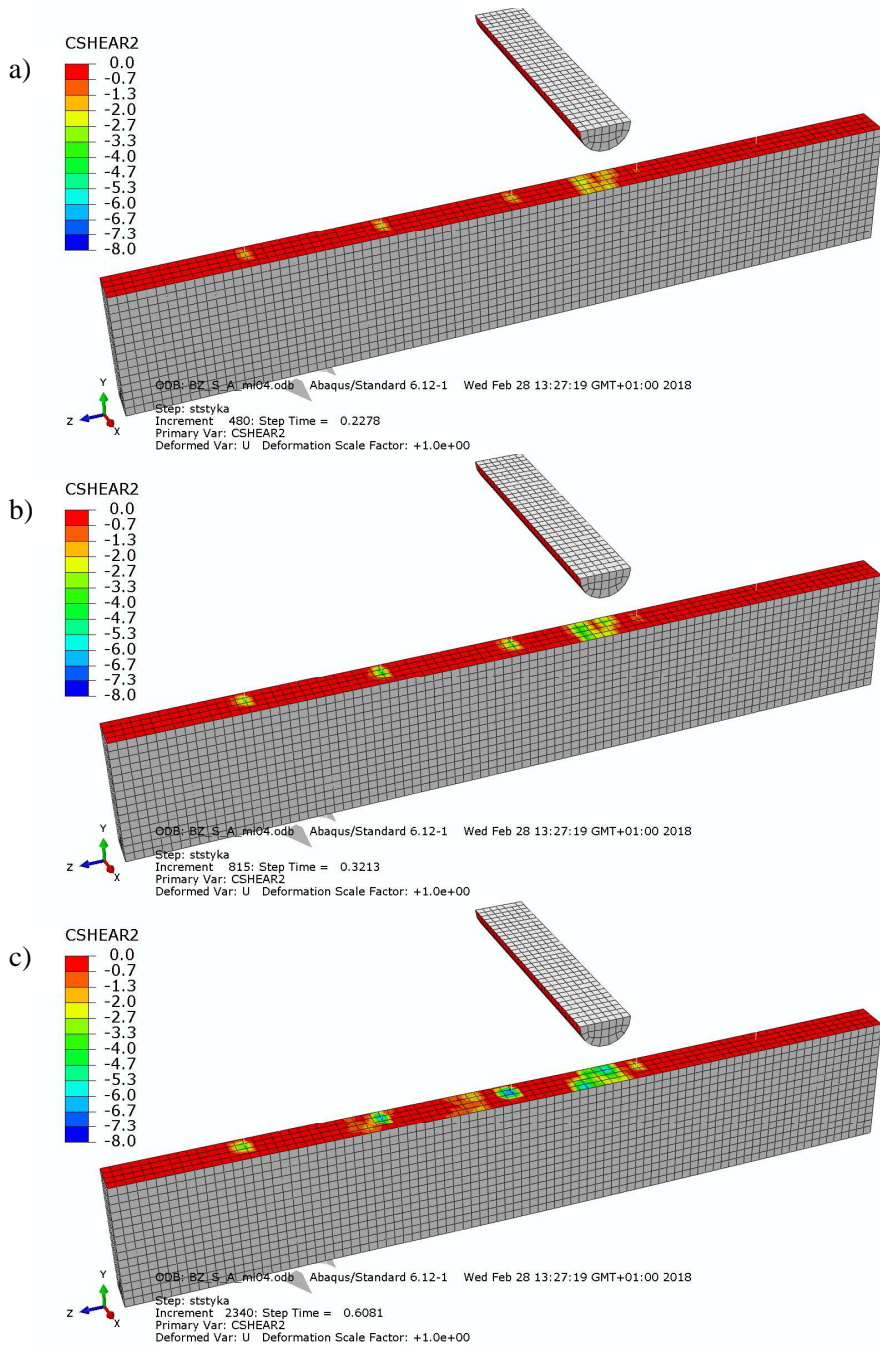


Rys. 5.36. Naprężenia styczne w zbrojeniu zszywającym belki serii BZ/P+S (T-1) w kroku/sile:  
 a) 320/68 kN, b) 390/70 kN, c) 1415/137 kN

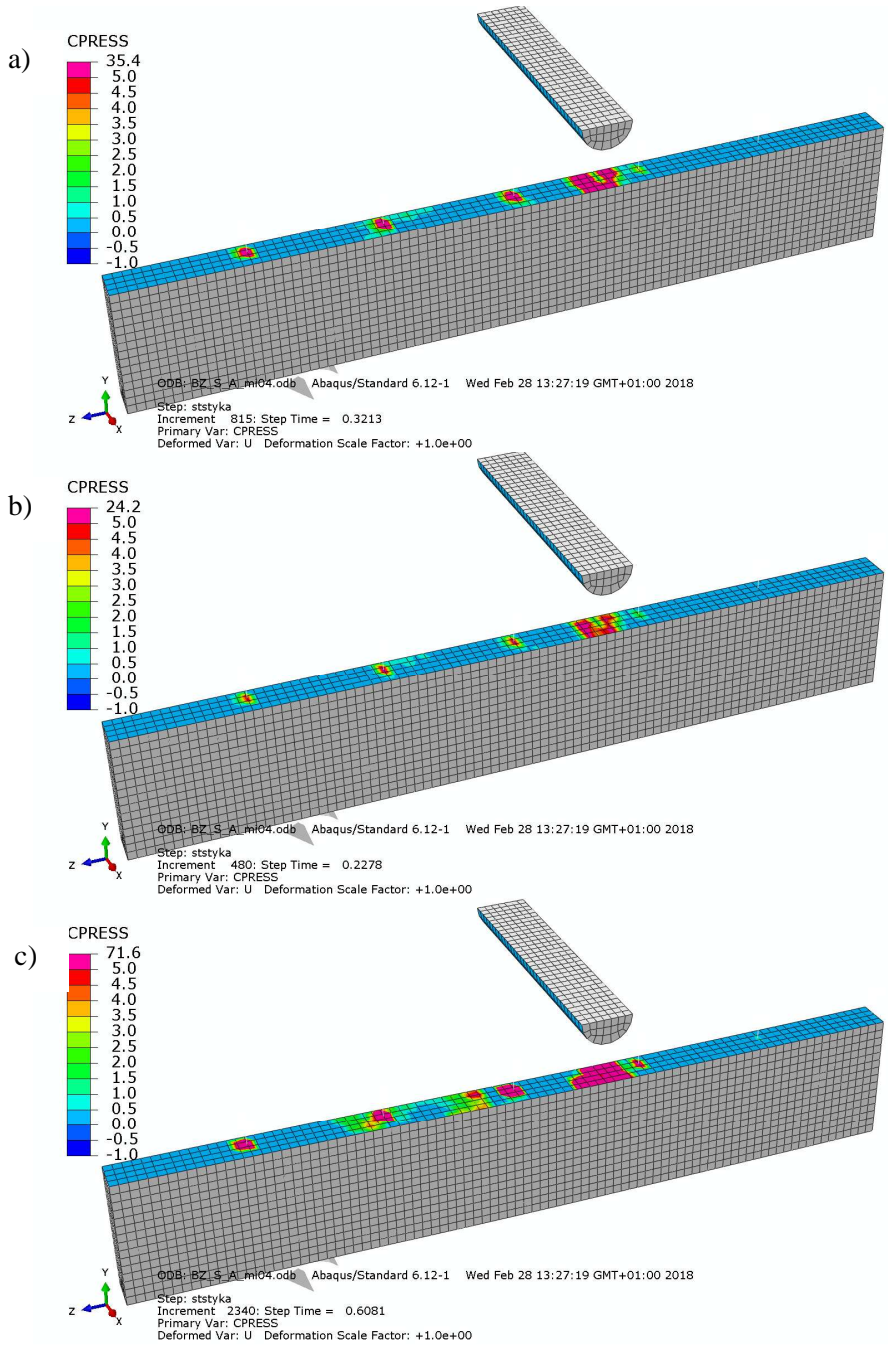
#### 5.3.5.4 Stan naprężeniowy styku w belkach serii BZ/S2/A i BZ/S2/B

Rozdział przedstawia wyniki uzyskane dla modeli belek serii BZ/S2/A i BZ/S2/B (ze zlikwidowaną przyczepnością i zróżnicowanym stopniem zbrojenia zszywającego, odpowiednio  $\rho_i = 0,21\%$  i  $\rho_i = 0,42\%$ ) przy współczynniku tarcia  $\mu = 0,4$ . Analizowano naprężenia styczne CSHEAR2 (Rys. 5.37, Rys. 5.41) i normalne CPRESS (Rys. 5.38, Rys. 5.42) na powierzchni styku oraz naprężenia normalne S11 (Rys. 5.39, Rys. 5.43) i styczne S12 (Rys. 5.40, Rys. 5.44) w zbrojeniu zszywającym. Rozważono stan przy sile: 50 kN (krok odpowiednio 480 i 230) przy, której pojawiły się pierwsze rysy ukośne; 70 kN (krok odpowiednio 815 i 345) – pojawienie się kolejnych rys ukośnych i osiągnięcie wysokości styku przez rysę najbardziej rozwiniętą oraz przy sile 114 kN i 120 kN (krok odpowiednio 2340 i 995), w którym rozpoczął się proces zniszczenia belek.

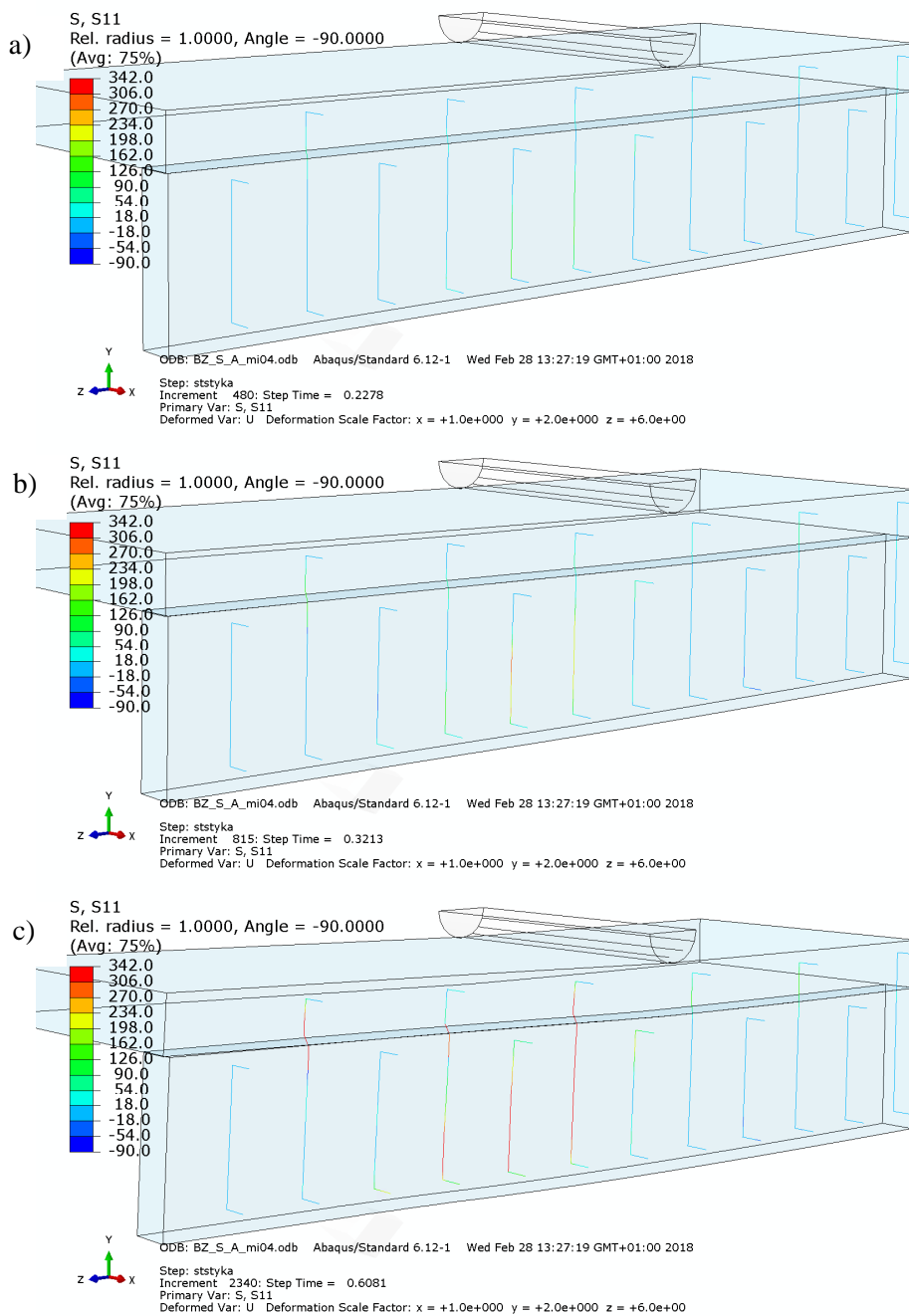
Obserwacja rozwoju naprężeń w zbrojeniu zszywającym potwierdza jego pracę od samego początku procesu obciążania. Jednakże naprężenia w zbrojeniu serii BZ/S2/B w stosunku do serii BZ/S2/A wykazują wartości niższe przy tym samym obciążeniu. Obecność i rozmieszczenie zbrojenia jest głównym czynnikiem kształtującym rozkład naprężeń zarówno stycznych jak i normalnych na powierzchni styku. Docisk dolnej powierzchni półki do powierzchni środka w wyniku skrępowania przez zbrojenie pionowe powoduje wzrost wartości naprężeń w miarę obciążania belki. Obserwujemy charakterystyczne obszary koncentracji w obrębie strzemion i wałka obciążającego. Przekazywanie sił normalnych i stycznych odbywa się punktowo poprzez docisk i tarcie, a poza nimi występują obszary o zerowych wartościach naprężeń. Zagęszczony rozstaw prętów w serii BZ/S2/B wpływa na bardziej równomierny (na długości styku) rozkład oraz niższą wartość naprężeń (prawie dwukrotnie) niż w serii BZ/S2/A.



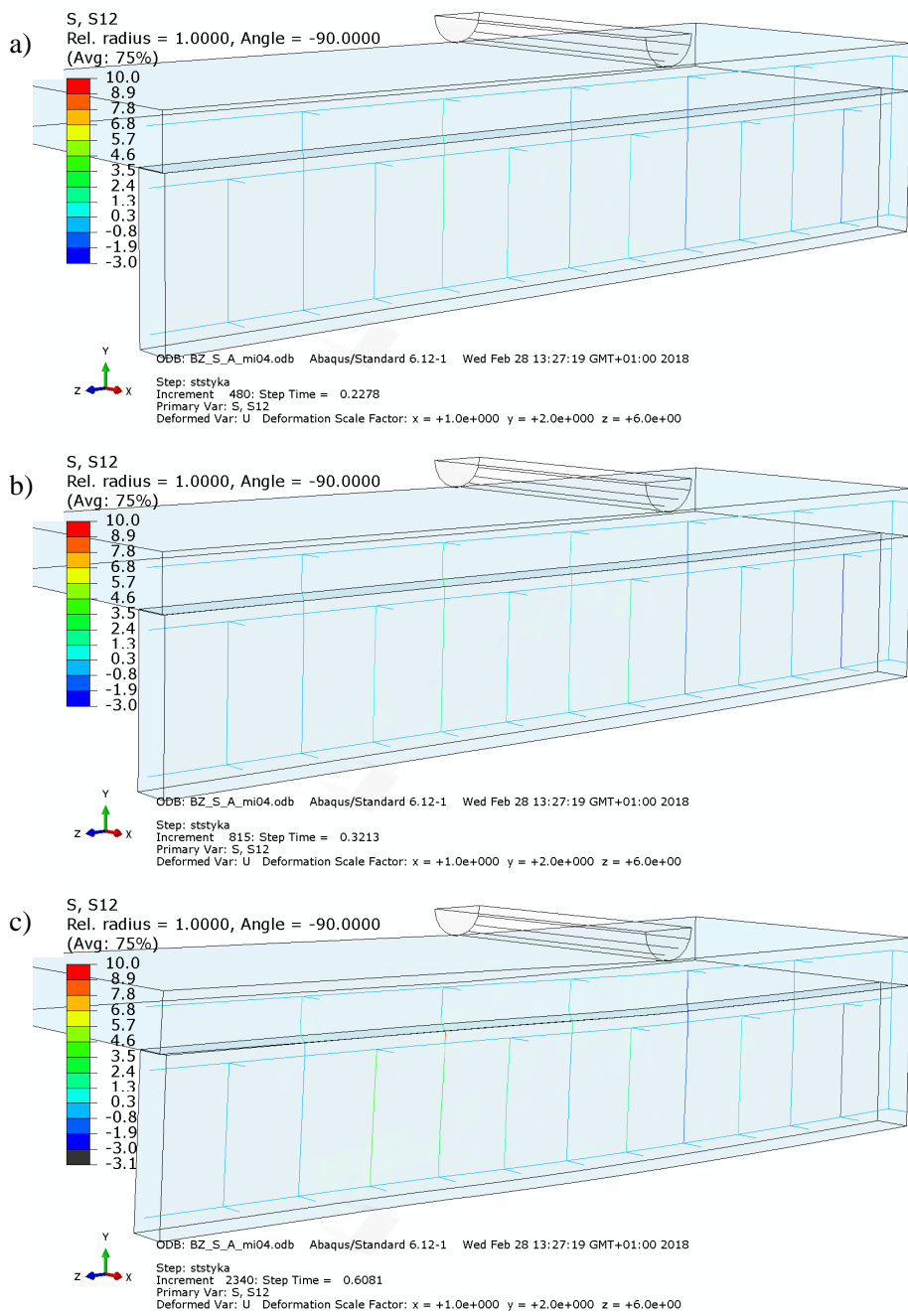
Rys. 5.37. Naprężenia styczne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/S2/A w kroku/sile:  
a) 480/50 kN, b) 815/70 kN, c) 2340/114 kN



Rys. 5.38. Naprężenia normalne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/S2/A w kroku/sile: a) 480/50 kN, b) 815/70 kN, c) 2340/114 kN

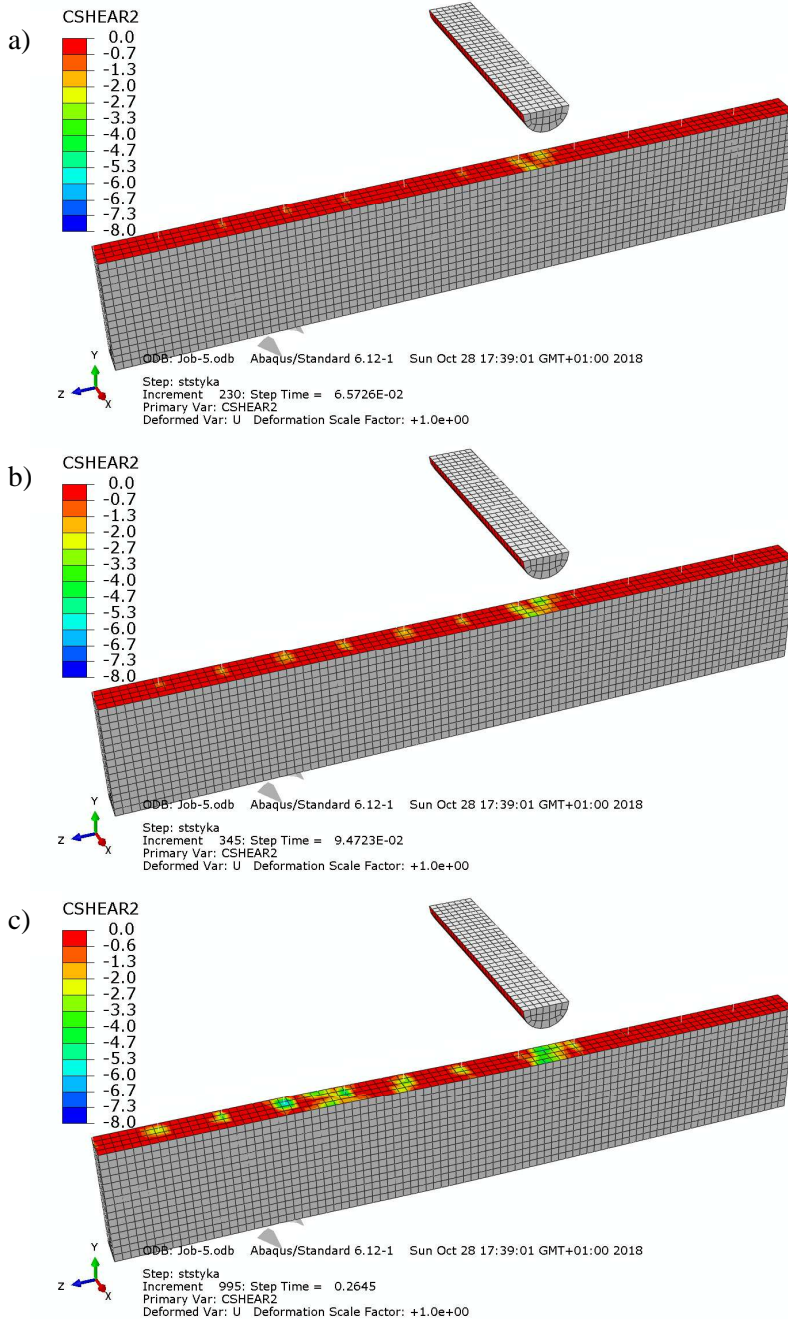


Rys. 5.39. Naprężenia normalne w zbrojeniu zszywającym belki serii BZ/S2/A w kroku/sile:  
a) 480/50 kN, b) 815/70 kN, c) 2340/114 kN

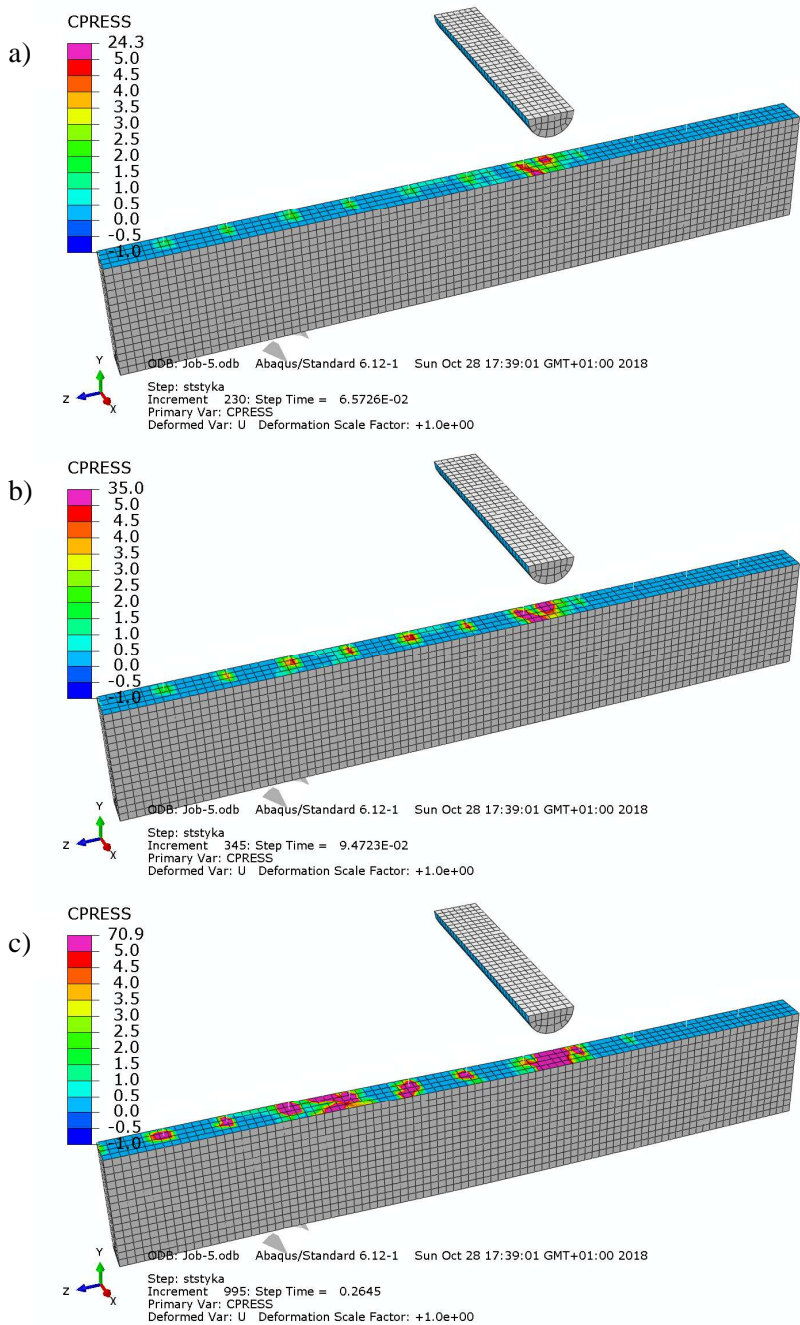


Rys. 5.40. Naprężenia styczne w zbrojeniu zszywającym belki serii BZ/S2/A w kroku/sile:  
a) 480/50 kN, b) 815/70 kN, c) 2340/114 kN

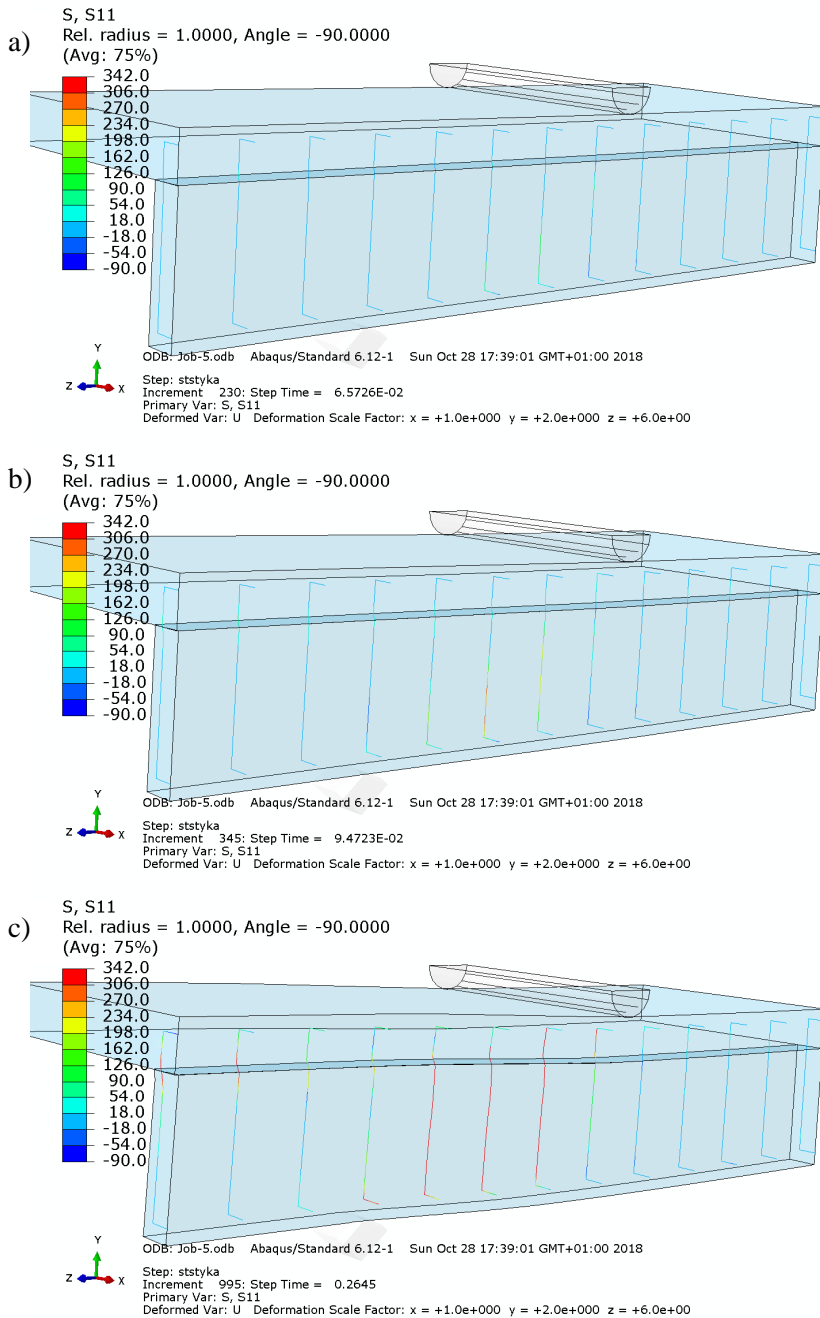




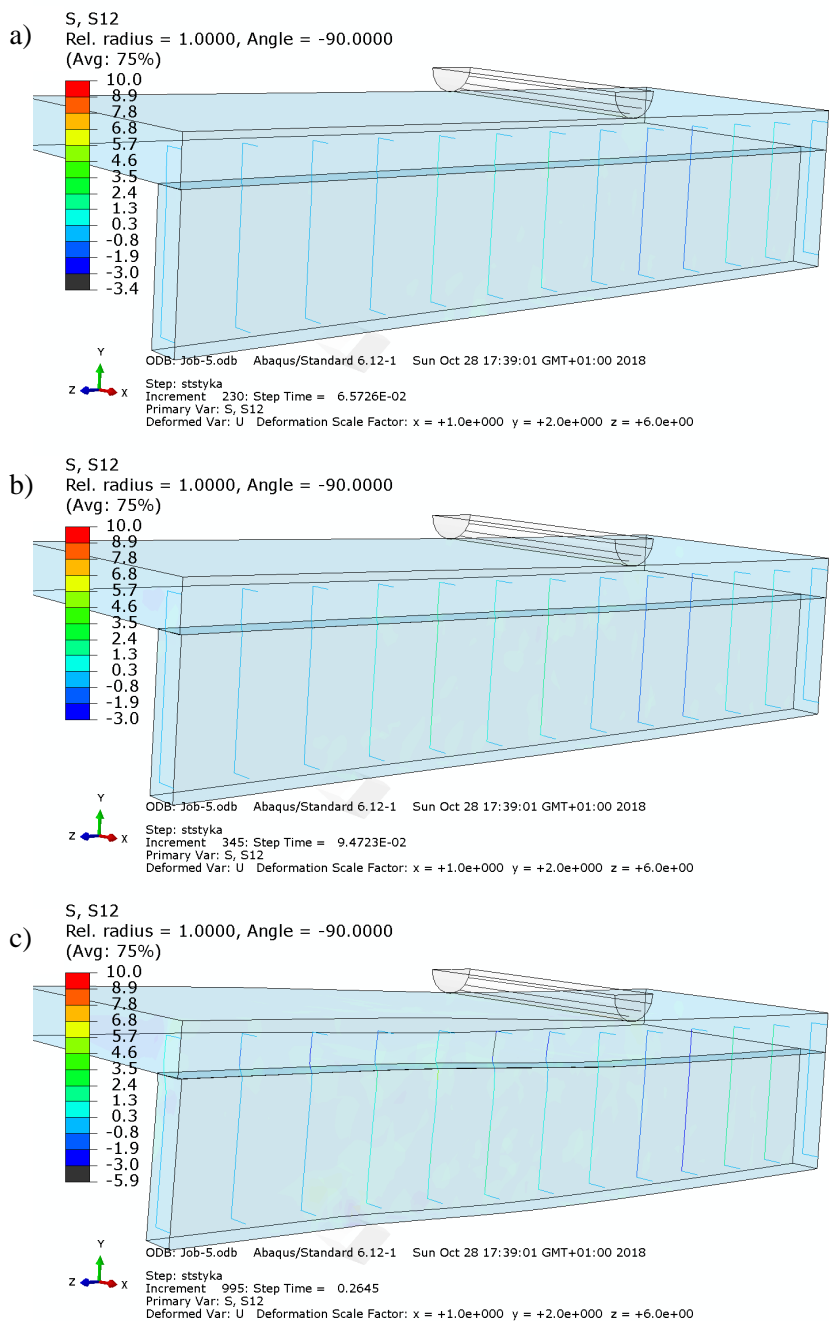
Rys. 5.41. Naprężenia styczne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/S2/B w kroku/sile: a) 230/50 kN, b) 345/70 kN, c) 995/120 kN



Rys. 5.42. Naprężenia normalne na powierzchni kohezyjnej belki serii BZ/S2/B w kroku/sile:  
a) 230/50 kN, b) 345/70 kN, c) 995/120 kN



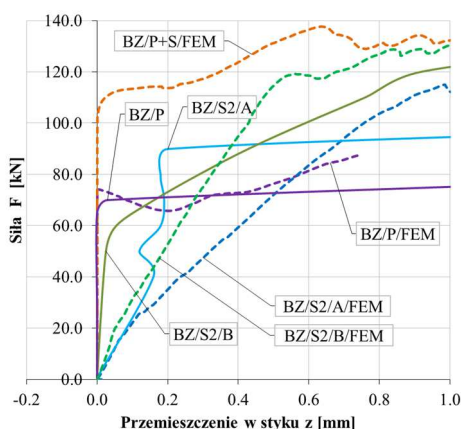
Rys. 5.43. Naprężenia normalne w zbrojeniu zszywającym belki serii BZ/S2/B w kroku/sile:  
a) 230/50 kN, b) 345/70 kN, c) 995/120 kN



Rys. 5.44. Naprężenia styczne w zbrojeniu zszywającym belki serii BZ/S2/B w kroku/sile:  
a) 230/50 kN, b) 345/70 kN, c) 995/120 kN

### 5.3.6. Podatność styku

Porównanie rozwoju wzajemnego przemieszczenia części składowych modelu numerycznego i badanych elementów dla belek reprezentatywnych z każdej serii w zależności od przyłożonego obciążenia przedstawia Rys. 5.45. Odpowiedź modeli numerycznych jest bardzo zbliżona do zachowania badanych laboratoryjnie belek. W serii z przyczepnością bez zbrojenia zszywającego (BZ/P) w obydwu przypadkach obserwujemy gwałtowny skok przemieszczenia w momencie zarysowania styku praktycznie przy jednakowej wartości siły (70-75 kN). W seriach ze zbrojeniem zszywającym bez przyczepności (seria BZ/S2/A i BZ/S2/B) obserwujemy przemieszczanie części składowych od początku procesu obciążania do momentu zniszczenia belki. Odpowiedź modelu jest w tym przypadku bardziej regularna i nie występują zaburzenia lub skoki przemieszczenia jak dla przebiegu krzywej laboratoryjnej. Przemieszczenie w styku modelu belki serii BZ/S2/A przy sile niszczonej wynosi ok. 1,0 mm. Obliczenia numeryczne umożliwiły ponadto prześledzenie rozwoju przemieszczenia w belkach serii z przyczepnością i zbrojeniem zszywającym (BZ/P+S), czego nie udało się uchwycić w badaniach laboratoryjnych. Na Rys. 5.45 obserwujemy, że przemieszczenie wzajemne części modelu tej serii rozpoczyna się praktycznie w końcowej fazie pracy belki tuż przed jej zniszczeniem. Po wystąpieniu lokalnego zarysowania w styku (przy sile ok 70 kN, patrz Rys. 5.22) nie obserwujemy jeszcze wzajemnego przemieszczenia, rysa przechodzi w półkę górną i następuje stopniowe wyczerpywanie nośności na ścinanie strefy podporowej (ze względu na uplastycznienie strzemion przeciętych przez rysę ukośną). Dopiero w końcowej fazie obciążania dochodzi do rozwarstwienia styku i przemieszczenia wzajemnego części składowych, którego wartość w chwili osiągnięcia siły niszczonej wynosi ok. 0,65 mm.



Rys. 5.45. Odpowiedź modelu MES – przemieszczenia wzajemne półki i środka na czole belki

Przemieszczenie w styku stanowi podstawę do scharakteryzowania podatności danego połączenia. Jej miarą może być współczynnik podatności definiowany na różne sposoby, jako współczynnik proporcjonalności pomiędzy:

- siłą styczną działającą w styku  $Q$  a przemieszczeniem w styku  $\Delta l$ :

$$k_Q = \frac{Q}{\Delta l}, \quad (2.47)$$

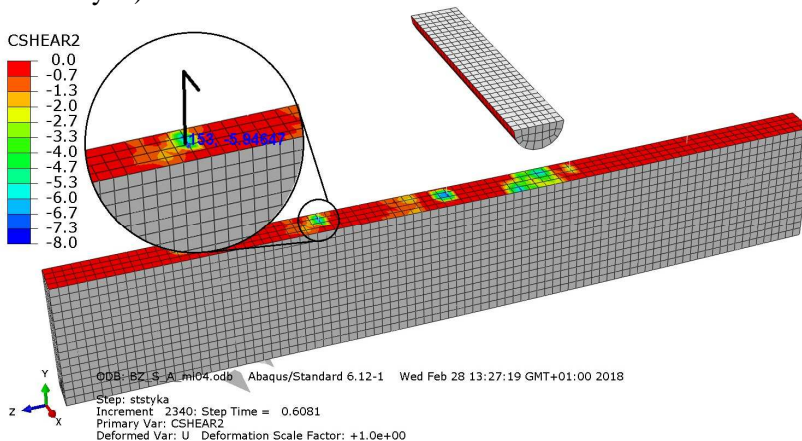
- naprężeniem ścinającym  $\tau$  a przemieszczeniem w styku  $\Delta l$ :

$$k_\tau = \frac{\tau}{\Delta l}, \quad (2.48)$$

- różnicą naprężeń ścinających w styku  $\Delta\tau$  a różnicą odkształceń włókien przystykowych  $\Delta\varepsilon$  łączonych części w danym przedziale obciążenia:

$$k_{\tau,\varepsilon} = \frac{\Delta\tau}{\Delta\varepsilon}. \quad (2.49)$$

Podjęto próbę uwzględnienia podatności styku w opisie analitycznym pracy styku wyznaczając wartości współczynnika  $k_{\tau,\varepsilon}$  dla analizowanych numerycznie modeli na podstawie ostatniej zaprezentowanej definicji (2.49). W tym celu obliczono różnicę naprężeń  $\Delta\tau$  i odkształceń  $\Delta\varepsilon$  włókien przystykowych wyznaczoną w odpowiednim przedziale kroków obliczeniowych w chwili przed zarysowaniem styku oraz w chwili maksymalnych naprężeń stycznych w styku. Dla miarodajnego porównania poszczególnych serii rozważono ten sam węzeł nr 153 znajdujący się w warstwie styku przy zbrojeniu zszywającym (Rys. 5.46) oraz zbliżoną wartość różnicy odkształceń  $\Delta\varepsilon$  (przy zmiennej liczbie kroków obliczeniowych).



Rys. 5.46. Lokalizacja i wartość naprężeń stycznych w węźle nr 153 belki serii BZ/S2/A w kroku 2340

Analizę rozpoczęto od serii BZ/P+S (ze zbrojeniem zszywającym i przyczepnością), w której wyznaczono współczynnik  $k_{\tau,\varepsilon}$  w przedziale kroków 314–329 (siła 68 kN), tuż przed lokalnym zarysowaniem w styku obejmującym węzeł nr 153 oraz w przedziale kroków 805–810 (siła 103 kN), po lokalnym zarysowaniu styku. Następnie w tym samym węźle wyznaczono wartości współczynnika dla serii BZ/P (bez zbrojenia z przyczepnością). Przed zarysowaniem w przedziale kroków 115–188 (siła 30 kN) oraz w chwili początku zarysowania, przedział kroków 471–491 (siła 55 kN). W modelach belek serii BZ/S2/A i BZ/S2/B (bez przyczepności ze zbrojeniem zszywającym) zarysowanie w styku występowało od początku procesu obciążania, dlatego do celów porównawczych wyznaczono współczynnik podatności w chwili, gdy rysa ukośna osiągnęła styk przy sile około 70 kN (przedział kroków 815–820 dla serii A oraz 340–345 dla serii B) oraz, gdy występowało maksymalne naprężenie styczne: 103 kN (krok 1702–1712) – seria A; 119 kN (krok 796–797) – seria B. Uzyskane wartości zestawiono w Tab. 5.11.

Tab. 5.11. Określenie współczynników podatności styku na podstawie obliczeń MES

Seria	BZ/P+S		BZ/P		BZ/S2/A		BZ/S2/B	
	niezarysowany	zarysowany	niezarysowany	zarysowany	rysa ukośna osiąga styk	$\tau_{\max}$	rysa ukośna osiąga styk	$\tau_{\max}$
$\Delta \tau$ [MPa]	0,16005	0,02571	0,133931	0,08384	0,03088	0,01916	0,04341	0,0067
$\Delta \varepsilon$ $10^{-5}$	1,005	1,694	1,036	1,010	1,055	1,386	1,555	1,148
$k_{\tau,\varepsilon}$ [MPa]	15928	1517	12915	8304	2927	1382	2791	583

Uzyskane wyniki serii BZ/P+S i BZ/P pokazują, że największą sztywność wykazują styki niezarysowane  $k_{\tau,\varepsilon} = 12915\text{--}15928$  MPa, po zarysowaniu sztywność gwałtownie spada  $k_{\tau,\varepsilon} = 1517\text{--}2927$  MPa. Zaobserwowano, że podatność styku nie jest stała i maleje w miarę wzrostu wyężenia przekroju. Dla styków niezarysowanych stwierdzono wysoką korelację z badaniami Halickiej (Halicka, 2007). Ostatecznie rekomendować można stosowanie w analizach sztywności niezarysowanego styku między betonami równego ok. 12000–16000 MPa, a po zarysowaniu 1500–3000 MPa.

O sztywności styku zarysowanego seriach BZ/S2/A oraz BZ/S2/B (bez przyczepności) decyduje zbrojenie. Przy niewielkim wyężeniu wykazuje on

szttywność  $k_{\tau,\varepsilon} = 2791\text{--}2927$  MPa a w chwili osiągnięcia maksymalnych naprężeń stycznych, wartość maleje  $k_{\tau,\varepsilon} = 583\text{--}1382$  MPa.

#### 5.4. Wnioski z przeprowadzonych symulacji numerycznych

Podsumowując, zarówno w zakresie deformacji jak i odkształceń zbrojenia, obserwujemy zbieżność zachowania modelu i elementu badanego laboratoryjnie. Występują takie same zjawiska, pomimo nielicznych różnic w wartościach obciążenia je wywołujących. Przedstawione modele mogą służyć pomocą w różnych analizach parametrycznych a wyniki badań laboratoryjnych i przeprowadzonych analiz numerycznych stanowić podstawę następujących wniosków:

1. Opis zachowania powierzchni styku, w szczególności jego parametry, ma znaczący wpływ na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych.
2. Modelowanie styku jako powierzchni kontaktowej uwzględniającej przekazywanie sił normalnych, stycznych, tarcia i oddziaływania adhezyjnego prowadzi do zgodności odpowiedzi modelu numerycznego i badanych belek.
3. Stosowanie modelu betonu ze zniszczeniem CDP prowadzi do zadowalających wyników w zakresie deformacji i obrazu zarysowania nawet bez dyskretnego formowania zarysowania w modelu numerycznym.
4. Przemieszczenie w styku  $\delta'$  ma główny wpływ na odpowiedź modelu numerycznego belek z adhezją w styku. Jego wartość powinna być przyjmowana w przedziale 0,05–0,1 mm jako stały parametr materiałowy.
5. Naprężenia przyczepności  $t'$  oraz współczynnik tarcia  $\mu$  również mają znaczący wpływ na odpowiedź modelu. Ich właściwy dobór prowadzi do zbieżności wyników analizy numerycznej i badań laboratoryjnych.
6. Wpływ sztywności powierzchni kohezyjnej  $K^o$  jest pomijalnie mały. Wartość ta może być przyjmowana domyślnie (opcja oprogramowania) lub nie mniej niż  $10^5$  N/mm<sup>3</sup>.
7. Składnik adhezji w nośności styku w złożonym stanie naprężeń (ściananie ze ściskaniem) stanowi ok 70–90% wytrzymałości na rozciąganie  $f_{ctm}$  słabszego z łączonych betonów.
8. Uzyskany z analizy numerycznej współczynnik podatności styku, dla powierzchni szorstkiej, pomiędzy betonami dojrzałymi wynosi: przed zarysowaniem  $k_{\tau,\varepsilon} = 12000\text{--}16000$  MPa; po zarysowaniu  $k_{\tau,\varepsilon} = 1500\text{--}3000$  MPa. Jego wartość maleje wraz z wytężeniem elementu, co związane jest z przegięciem prętów zszywających przy większych poślizgach w styku (patrz p. 2.2.3.4)



## **6. Zalecenia do projektowania żelbetowych belek zespolonych, w szczególności o przekroju teowym**

Zarówno w normie *PN-EN 1992-1-1* jak i *fib Model Code 2010* w zakresie konstrukcji zespolonych znajdują się szczegółowe zasady dotyczące jedynie obliczania nośności styków ścinanych, a przecież jest to tylko jeden z czynników pracy elementów zespolonych. W szczególności, bardziej skomplikowana jest nośność stref przypodporowych. Jak pokazały wyniki własnych badań i analiz, zaprezentowane w p. 4 i 5, na nośność strefy przypodporowej ma wpływ nie tylko nośność styku, ale także fakt pojawienia się, nawet lokalnej, rysy w styku. Sama nośność styku istotna jest w przypadku styków sztywnych (niezbrojonych lub słabo zbrojonych), w których zarysowanie lokalne szybko przechodzi w delaminację na całej długości styku.

W badaniach i analizach własnych, którym poddano belki teowe, potwierdzono zatem tezę postawioną i udowodnioną przez Halicką (*Halicka, 2007*) dla belek o przekroju prostokątnym, że o zachowaniu się i nośności belek zespolonych decyduje nie tyle nośność styku, ile jego zarysowanie, powodujące redystrybucję naprężeń i zmieniające lokalnie sztywność styku.

Przyjawszy powyższe stwierdzenie za podstawę, w niniejszym rozdziale zestawiono zalecenia dla projektowania belek zespolonych. Stworzono uniwersalny algorytm obliczeniowy nośności stref przypodporowych belek zespolonych, uwzględniający wielkości współczynników uzyskane w wyniku kalibrowania obliczeń numerycznych (p. 5) oparty o sposób obliczania nośności styku przyjęty w *fib Model Code 2010*. Ze względu na celowość zastosowań uniwersalnych algorytmu oraz znaczące ograniczenia i założenia wprowadzone w formule minimalnego zbrojenia zszywiającego sformułowane przez Kmiecika (*Kmiecik, 2012*) w algorytmie nie uwzględniono tego wymagania.

### **6.1. Klasyfikacja mechanizmów zniszczenia belek zespolonych**

Analiza morfologii zarysowania różnych belek zespolonych o przekrojach prostokątnych przeprowadzona przez Halicką (*Halicka, 2007*) doprowadziła do sformułowania przez nią klasyfikacji mechanizmów zniszczenia. W Tab. 6.1 zestawiono możliwe przypadki obrazów zniszczenia belek zespolonych, o przekroju prostokątnym lub teowym, stanowiące uzupełnienie w stosunku do propozycji Halickiej (*Halicka*) o obrazy zniszczenia uzyskane w badaniach własnych.

Klasyfikacja opiera się na założeniu, że praca styku rozpatrywana jest łącznie z pracą stref podporowych belki zespolonej. Ponadto, zarysowanie w styku traktuje się jako kontynuację lub szczególny przypadek rysy ukośnej o kierunku wyznaczonym przez płaszczyznę styku, przyjmując działanie jednakowych mechanizmów przenoszenia naprężeń (zazębianie kruszywa i praca zbrojenia) w obydwu przypadkach. Głównymi czynnikami kształtującymi klasyfikację

zniszczenia są relacje wystąpienia rysy ukośnej do zarysowania w styku, które można zapisać w postaci nierówności:

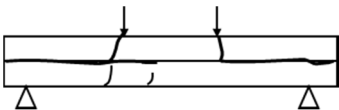
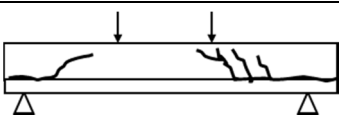
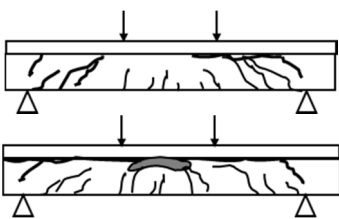
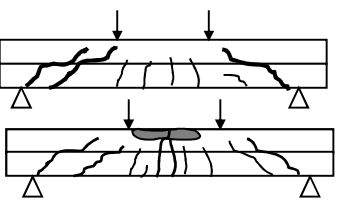
$$V_{Rd,i(cr)} \geq V_{Rd,w(cr)}, \quad (2.50)$$

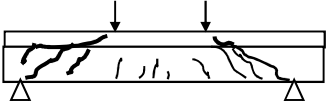
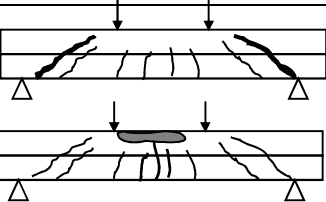
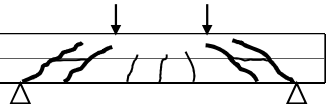
gdzie:

$V_{Rd,i(cr)}$  – oznacza siłę poprzeczną, przy której nastąpi rozwarstwienie styku,

$V_{Rd,w(cr)}$  – oznacza siłę poprzeczną, przy której wystąpi rysa ukośna.

Tab. 6.1. Klasyfikacja mechanizmów zniszczenia belek zespolonych (Halicka, 2007, Halicka, Jabłoński, 2016)

Opis sytuacji		Przyczyny zniszczenia	Obraz zniszczenia
<b>Przypadek „A” zarysowanie w styku poprzedza rysę ukośną</b>			
<b>A.1</b>	A.1.1 Przemieszczenie wzajemne części składowych	Rozwarstwienie styku	
	A.1.2 Wyłączenie części pierwotnej	Rozwarstwienie styku Osiągnięcie nośności na ścinanie części wtórnej	
<b>A.2</b>	A.2 Wyłączenie części uzupełniającej	Rozwarstwienie styku Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie części pierwotnej	
<b>Przypadek „B” rysa ukośna poprzedza zarysowanie w styku</b>			
<b>B.1</b>	B.1.1 Zarysowanie w styku jest kontynuacją rysy ukośnej	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie przy lokalnym zarysowaniu styku	

Opis sytuacji		Przyczyny zniszczenia	Obraz zniszczenia
<b>B.1</b>	B.1.2 Zarysowanie w styku jest kontynuacją rysy ukośnej Zarysowanie w styku propaguje w kierunku podpory	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub/i Rozwarstwienie styku (częściowa delaminacja)	
<b>B.2 (zachowanie quasi-monolityczne)</b>	B.2.1 Rysa ukośna przecina styk	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie całej belki	
	B.2.2 Rysa ukośna przecina styk Zarysowanie w styku łączy sąsiednie rysy ukośne	Osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie całej belki	

Przypadek „A” występuje, gdy nierówność (2.50) jest niespełniona. Jako pierwsza osiągnięta jest wartość siły, przy której następuje zarysowanie styku i jego propagacja jest zjawiskiem dominującym. Następuje tu albo delaminacją styku (przypadek najbardziej niekorzystny) albo osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie jednej z części przekroju, w zależności od wzajemnej relacji sztywności części składowych.

W przypadku „B” nierówność (2.50) jest spełniona. Najpierw powstaje rysa ukośna, która rozpoczyna proces zniszczenia. Następnie w zależności od rozkładu sił wewnętrznych, parametrów i usytuowania styku występują dwa warianty: rysa ukośna zmienia kierunek propagując w styku (lokalne zarysowanie) lub przecina styk (zachowanie quasi-monolityczne) a zniszczenie następuje przez osiągnięcie nośności na ścinanie lub zginanie. Szczególny przypadek występuje, gdy rysa propaguje zarówno w nowym betonie jak i w styku w kierunku podpór prowadząc do jego delaminacji. Mechanizm ten jest niekorzystny podobnie jak w przypadku „A”. Przyczyną takiego zachowania może być brak lub niski stopień zbrojenia zszywającego w styku.

## 6.2. Kryteria obliczeniowe dotyczące stref przypodporowych w projektowaniu belek zespolonych

### 6.2.1. Kryteria główne

Klasyfikacja mechanizmów zniszczenia zaprezentowana w p. 6.1 stanowi podstawę określenia kryteriów obliczeniowych służących pomocą w projektowaniu zespolonych belek żelbetowych. Niedopuszczalna jest sytuacja, w której styk rozwarstwi się jako pierwszy, a więc żaden z przypadków „A”. Najpewniejsza sytuacja występuje, gdy belka pracuje jak „quasi-monolityczna”, czyli przypadek „B2”, jednak często pociąga to za sobą konieczność specjalnego przygotowania styku (np. kształtowanie wrębów, większy stopień zbrojenia zszywającego), co podnosi koszty wykonawcze. Dopuszczenie sytuacji, w której styk jest lokalnie zarysowany, czyli „B.1.1”, z punktu widzenia kosztów jest bardziej optymalne. Jednakże zarysowanie w styku nie może powodować jego delaminacji, co wyklucza sytuację „B.1.2”. Zabezpieczenie przed delaminacją, w takiej sytuacji, daje stosowanie zbrojenia zszywającego w styku o stopniu większym od minimalnego.

Spełnienie wymagań nośności z jednoczesną optymalizacją konstrukcji zespolonej daje racjonalne jej projektowanie. Poniżej przedstawiona zostanie propozycja procedury projektowania belek zespolonych o dowolnym przekroju, zapewniająca zniszczenie zgodne z jednym z dopuszczonych mechanizmów przypadku „B”.

Zważywszy na podane wyżej stwierdzenia dotyczące niedopuszczenia do mechanizmu zniszczenia typu „A”, pierwszym warunkiem jest spełnienie zależności (2.50). Siła poprzeczna powodująca zarysowanie w styku  $V_{Rd,i(cr)}$  musi być wyższa niż siła poprzeczna powodująca zarysowanie ukośne  $V_{Rd,w(cr)}$ . Jej wartość należy wyznaczać dla średniej wytrzymałości betonu, w którym rysa ukośna zaczyna propagację oraz pomijając współczynniki bezpieczeństwa. Siłę  $V_{Rd,i(cr)}$  można wyznaczyć zgodnie z teorią konstrukcji warstwowych na podstawie naprężeń stycznych rysujących styk  $\tau_{Rd,i(cr)}$  (patrz p.6.2.2)

$$V_{Rd,i(cr)} = \tau_{Rd,i(cr)} b_i \frac{\Delta_{11} (E_p I_p + E_n I_n)}{w_0}, \quad (2.51)$$

gdzie:

$$\Delta_{11} = \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_n A_n} + \frac{w_0^2}{E_p I_p + E_n I_n}, \quad (2.52)$$

$E_p, A_p, I_p$  – moduł sprężystości betonu, pole przekroju i moment bezwładności warstwy elementu pierwotnego,

$E_n, A_n, I_n$  – moduł sprężystości betonu, pole przekroju i moment bezwładności warstwy betonu uzupełniającego,

$b_i$  – szerokość przekroju w rozpatrywanym punkcie,  
 $w_0$  – jest odległością pomiędzy środkami ciężkości warstw.

Jeśli zależność (2.50) jest spełniona w kolejnym kroku należy ustalić relacje  $V_{Rd,i(cr)}$  w stosunku do siły poprzecznej działającej w przekroju poprzecznym  $V_{Ed}$ :

$$V_{Rd,i(cr)} > V_{Ed}. \quad (2.53)$$

Spełnienie zależności (2.53) prowadzi do zachowania belki takiego, jak belki monolitycznej – rysa ukośna przecina styk i propaguje w beton nowy zgodnie z opisanym przypadkiem „B2”. Procedura sprawdzania nośności strefy podporowej może zatem odbywać się według klasycznego podejścia normy *PN-EN 1992-1-1* jak dla przekroju jednorodnego, po sprowadzeniu go do przekroju jednorodnego na podstawie stosunku wytrzymałości łączonych betonów.

Jeśli dopuszczamy lokalne zarysowanie w styku, przypadek „B.1.1”, a więc gdy zależność (2.53) jest niespełniona ( $V_{Rd,i(cr)} \leq V_{Ed}$ ), przy sprawdzaniu nośności strefy podporowej należy uwzględnić wpływ zróżnicowanych parametrów wytrzymałościowych łączonych materiałów oraz fakt, że rysa ukośna zawiera odcinek, będący rysą w styku. Przykładową procedurę wyznaczenia nośności strefy podporowej z lokalnie zarysowanym stykiem przedstawiła w swojej pracy (*Halicka, 2007*), a warunek spełnienia nośności można zapisać następująco:

$$V_{Rd(local,cr)} \geq V_{Ed}, \quad (2.54)$$

gdzie:

$V_{Rd(local,cr)}$  – oznacza nośność przekrojów podporowych obliczona z uwzględnieniem lokalnego rozwarstwienia w styku wg (*Halicka, 2007*).

Równocześnie nie można dopuścić do delaminacji zarysowanego styku (przypadek „B.1.2”) a więc musi być spełniony stan graniczny nośności styku, który można zapisać jako:

$$V_{Rd,i} \geq V_{Ed}, \quad (2.55)$$

gdzie:

$V_{Rd,i}$  – oznacza siłę poprzeczną, przy której osiągnięta jest nośność styku.

Siłę tą obliczyć można z teorii konstrukcji warstwowych analogicznie do wyrażenia (2.51). Podstawę stanowi wyznaczenie naprężeń stycznych  $\tau_{Rd,i}$  dla styku nieszywnego (z pominięciem składnika adhezji właściwej), zgodnie z modelem prezentowanym w *fib Model Code 2010* (p. 2.1.3).

### 6.2.2. Parametry warunkujące zarysowanie styku

Do sprawdzenia kryterium zarysowania styku zgodnie z wyrażeniem (2.50) niezbędne jest określenie naprężeń stycznych powodujących jego zarysowanie  $\tau_{Rd,i(cr)}$ . Do tego celu zaadoptowano model obliczania nośności styku prezentowany w *fib Model Code 2010* (p. 2.1.3). Podstawę stanowią przyjęte w owej

normie mechanizmy przenoszenia sił w styku oraz podział na styk sztywny i niesztwny. W wyrażeniach posłużono się średnimi wytrzymałościami na rozciąganie i ściskanie betonu słabszego z łączonych warstw oraz charakterystyczną granicą plastyczności zbrojenia zszywającego. Ponadto, dla styku niesztwnego, zmodyfikowano (w stosunku do wyrażenia normowego) składnik związany z adhezją. Posłużono się opisem jak dla styku sztywnego, uwzględniając fakt, że w początkowej fazie zarysowania działają jeszcze siły przyczepności właściwej a przy granicznym przemieszczeniu w styku zaczyna działać adhezja mechaniczna i do współpracy włącza się zbrojenie zszywające. I tak, naprężenia rysujące wynoszą odpowiednio dla styku:

- sztywnego

$$\tau_{Rd,i(cr)} = c_a f_{cm} + \mu \sigma_n, \quad (2.56)$$

gdzie:

$c_a$  – współczynnik przyczepności zależny od szorstkości styku np. według Tab. 6.3,

$\mu$  – współczynnik tarcia zależny od szorstkości styku np. według Tab. 6.3,

$\sigma_n$  – naprężenia normalne do powierzchni styku w chwili zarysowania,

$f_{cm}$  – średnia wytrzymałość na rozciąganie słabszego z łączonych betonów.

- niesztwnego

$$\tau_{Rd,i(cr)} = c_a f_{cm} + \mu \sigma_N + \rho_i \kappa_1 f_{yw} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \rho \sqrt{f_{yw} f_{cm}}, \quad (2.57)$$

gdzie:

$\rho_i$  – stopień zbrojenia zszywającego,

$f_{yw}$  – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zszywającego,

$f_{cm}$  – średnia wytrzymałość na ściskanie słabszego z łączonych betonów

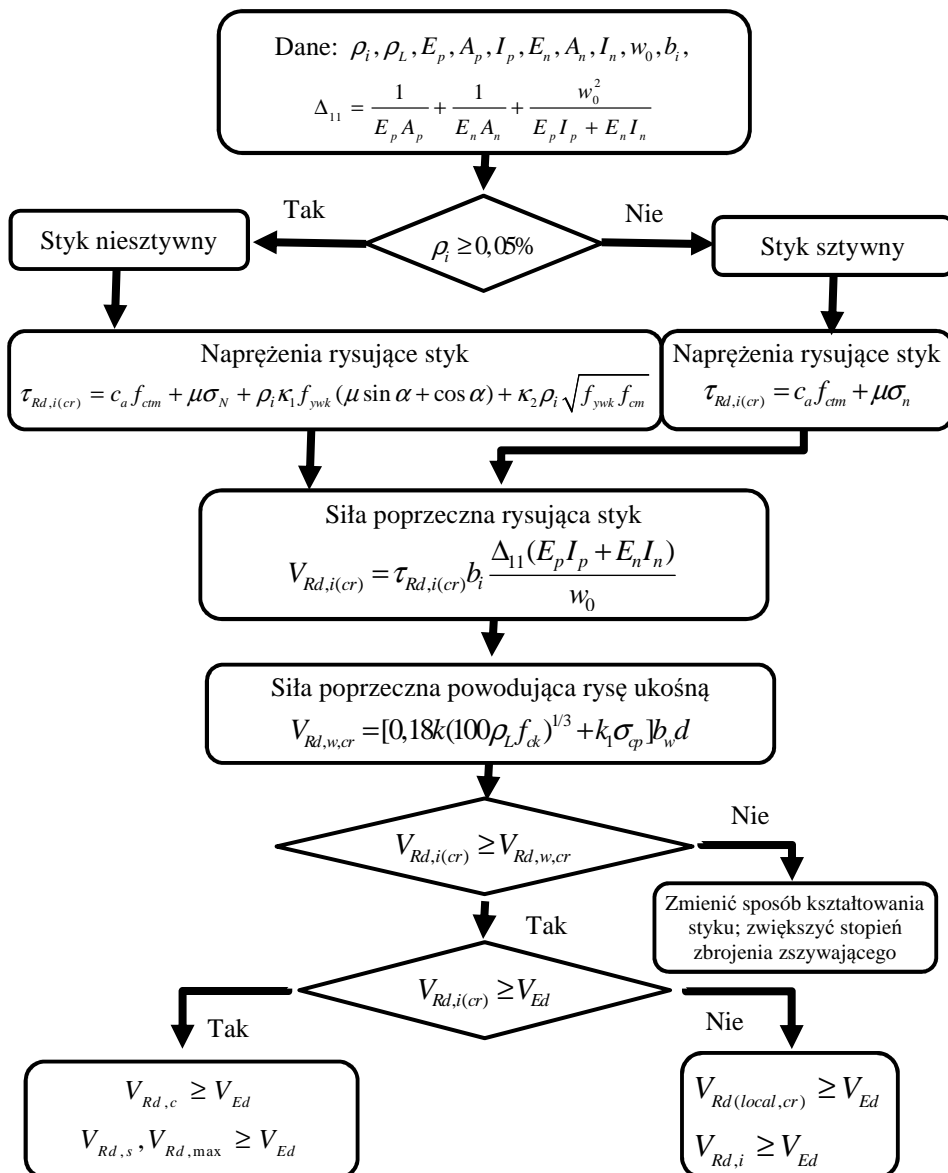
$\kappa_1, \kappa_2$  – współczynniki uwzględniające fakt, że zbrojenie zszywające jest poddane równocześnie ścinaniu i zginaniu, a wzajemna relacja tych naprężeń zależy od wielkości przemieszczenia (poślizgu) w styku,

$\alpha$  – kąt nachylenia zbrojenia zszywającego do płaszczyzny styku,

pozostałe oznaczenia jak w wyrażeniu (2.56).

### 6.3. Algorytm obliczania nośności stref przypodporowych belek zespolonych

Przyjąwszy za podstawę metodologię obliczania nośności styku ścinanego zawartą w *fib Model Code 2010* oraz systematyzując kryteria obliczeniowe opisane w p. 6.2. stworzono algorytm obliczania nośności stref przypodporowych belek zespolonych zaprezentowany poniżej:



#### 6.4. Weryfikacja algorytmu obliczeniowego na wynikach badań własnych

Sygnalizowane już w p. 3.3.4. problemy z odzwierciedleniem rzeczywistego zachowania badanych belek w opisie teoretycznym sprowadzają się do znalezienia odpowiednich wartości współczynników użytych w wyrażeniach (2.56) i (2.57). Niewiadomymi są wartości współczynnika  $c_a$ , stan naprężenia w styku  $\sigma_n$  oraz naprężenia w zbrojeniu zszywającym, określone współczynnikami  $\kappa_1$  i  $\kappa_2$ . Przeprowadzona w p. 5. analiza numeryczna umożliwiła ich określenie, a Tab. 6.2. przedstawia porównanie sił rysujących styk uzyskanych z badań laboratoryjnych oraz obliczeń teoretycznych na bazie wartości współczynników normowych i doświadczalnych (analiza MES). Zauważyć można, że:

- w przypadku styków niezbrojonych normowy współczynnik  $c_a$  jest zdecydowanie niższy od współczynnika uzyskanego na podstawie kalibracji modelu MES zgodnie z wynikami badań;
- w przypadku styku zbrojonego występuje podobna tendencja, jeśli chodzi o siłę rysującą styk, natomiast w belkach, w których zagwarantowano przyczepność, nośność styku nie została ani w MES, ani w badaniach osiągnięta (pomimo, że wzór normowy ustala jej wartość na dość niskim poziomie). Potwierdza to zasadność postawienia jako pierwszego kryterium obliczeniowego wzoru (2.53).

Tab. 6.2. Zestawienie sił rysujących i nośności styku oraz porównanie z wartościami teoretycznymi i normowymi obliczonymi wg *fib Model Code 2010*

Seria	Parametry styku (powierzchnia szorstka)								Siła $F$ [kN] odpowiadająca:			
		$c_a$	$c_r$	$\mu$	$\sigma_n$ [MPa]	$\kappa_1$	$\kappa_2$	$\beta_s$	Zarysowaniu styku		Nośności styku	
									Teoret. *	Zbadana	<i>fib Model Code 2010</i> **	Zbadana
BZ/P	N***	0,4		0,7	0,0				27,2	<b>78,0</b>	13,6	78,0
	MES	<b>0,76</b>		<b>0,7</b>	1,25				<b>70,3</b>	<b>72,0</b> <b>68,0</b>		72,0 68,0
BZ/P+S (T-1)	N***	0,4	0,1	0,7	0,0	0,5	0,9	0,15	28,9	<b>80,0</b>	15,6	Nie osiągnięto
	MES	<b>0,9</b>		<b>0,7</b>	1,0	<b>0,32</b>	<b>0,008</b>		<b>80,3</b>	<b>80,0</b> <b>70,0</b>		
* z uwzględnieniem średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie												
** z uwzględnieniem charakterystycznych i obliczeniowych wytrzymałości betonu na ściskanie												
*** Normowe												



Zaobserwowano wysoką zbieżność sił rysujących styk obliczonych na bazie współczynników uzyskanych z analiz numerycznych z wynikami badań laboratoryjnych. Na tej podstawie zaproponowano wartości współczynników mogących służyć do obliczania naprężeń rysujących styk dla powierzchni szorstkiej zestawione w Tab. 6.3.

Tab. 6.3. Parametry powierzchni styku do obliczania naprężeń rysujących

Rodzaj powierzchni	$c_a$	$\mu$	$\kappa_1$	$\kappa_2$
Szorstka	0,8	0,7	0,3	0,01

Zaprezentowana analiza obejmowała konstrukcje pod obciążeniem doraźnym bez obciążeń zmęczeniowych lub dynamicznych. W przypadku obciążeń tego typu *PN-EN 1992-1-1* zaleca, aby wartość współczynnika  $c$  zmniejszyć do połowy. Zaleca się jednak w tym przypadku nie uwzględnianie składnika nośności spowodowanego działaniem adhezji w złączu, co niewątpliwie wpłynie na zwiększenie minimalnego stopnia zbrojenia zszywającego.

## 7. Podsumowanie i wnioski końcowe

Szczegółowa analiza dostępnej literatury, analiz teoretycznych oraz dotychczasowych badań różnych autorów nad betonowymi elementami zespolonymi pozwoliła na stwierdzenie, że dotychczasowy opis czynników wpływających na pracę statyczną takich elementów jest nieprecyzyjny. W większości przypadków podejmowano zagadnienie w kontekście elementów o przekroju prostokątnym, podczas gdy w praktyce współpracują one z innymi elementami (np. płytami) tworząc przekrój teowy o odmiennym rozkładzie naprężeń na wysokości. W podejściu normowym, jak i praktyce projektowej rozpatrywane były dwa oddzielne stany graniczne, nośności styku i nośności podporowej bez uwzględniania faktycznej współzależności. Analiza danych literaturowych pozwoliła także na stwierdzenie, że istotny może być swego rodzaju „stan graniczny” zarysowania elementu, a dla jego identyfikacji liczbowej istotna jest wartość naprężenia rysującego styk. Głównym problemem staje się zatem ustalenie wartości tego naprężenia. Umożliwiają to analizy numeryczne oparte o metodę elementów skończonych. Jednak dla uzyskania wiarygodnych wyników konieczne jest poznanie i określenie szczegółowych parametrów kształtujących pracę takiego styku jak i całego elementu zespolonego.

Autor wyraża pogląd, że podjęte zadanie badawcze ma duże znaczenie nie tylko poznawcze, ale i praktyczne. Przejrzyste ustalenie czynników wpływających na pracę statyczną, jak również ustalenie kryteriów optymalnego projektowania żelbetowych elementów zespolonych wydaje się zatem sprawą niewątpliwie oczekiwaną przez ekspertów jak i praktyków.

W niniejszej pracy autor starał się rozwiązać problem naukowy założony na wstępie, jakim jest: **stworzenie doświadczalno-teoretycznych podstaw opisu pracy żelbetowych elementów zespolonych o przekroju teowym, a w szczególności precyzujących i dopełniających wiedzę na temat wpływu parametrów styku na pracę takich elementów.**

W tym celu w pierwszej części pracy (rozdział 2) omówiony został aktualny stan wiedzy, dostępny w profesjonalnej literaturze przedmiotu, w odniesieniu do zespolenia w pracy statycznej elementów żelbetowych. Na tej podstawie autor dokonał opisu i klasyfikacji zjawisk występujących w styku oraz przeanalizował stosowane i wprowadzane modele obliczeniowe nośności styku. Rozdział 2 porusza również zagadnienie identyfikacji obliczeniowego modelu zespolonego przekroju teowego. Studia literaturowe dopełnia przegląd dotychczasowych badań nad przedmiotowymi elementami oraz podsumowanie z wnioskami i określeniem problemów naukowo-badawczych występujących w podejmowanym zagadnieniu.

Określenie doświadczalnych podstaw opisu pracy belek zespolonych nie byłoby możliwe bez odpowiednio zaprogramowanych własnych badań laboratoryjnych i analiz numerycznych, które szczegółowo opisano w kolejnych punktach podsumowania.

### **7.1. Wpływ położenia styku na wysokości**

Rozdział 4.1. niniejszej pracy poświęcony był badaniom laboratoryjnym określeniu wpływu położenia styku na wysokości elementu na jego pracę statyczną. Analiza uzyskanych wyników i wariantowe obliczenia parametryczne rozkładu naprężeń tnących na wysokości przekroju pozwoliły na sformułowanie następujących głównych wniosków:

1. Geometria przekroju poprzecznego wpływa na rozkład naprężeń stycznych powodując występowanie tzw. „karbu” (punktu koncentracji naprężeń). Styki elementów zlokalizowanych w takim punkcie, zwłaszcza w górnej części przekrojów (między półką a środkiem) są najbardziej wyężone.
2. Położenie styku wpływa na obraz zarysowania belki zespolonej i w konsekwencji jej mechanizm zniszczenia.
3. Styk belek zespolonych pod takim samym obciążeniem może się zarysować lub pracować jako niezarysowany. Zależy to nie tyle od nośności samego styku, co od siły rysującej, uwzględniającej jego położenie na wysokości przekroju. Istotny wpływ różnicy modułów sprężystości łączonych betonów na wartość naprężeń w styku występuje, gdy moduł sprężystości betonu „starego” jest większy niż moduł betonu „nowego” i ujawnia się głównie na wysokości środka.

Ponadto na podstawie uzyskanych wyników autor przedstawił uzupełnienie klasyfikacji możliwych mechanizmów zniszczenia belek zespolonych proponowaną przez (*Halicką, 2007*).

### **7.2. Wpływ różnie kreowanego styku**

W drugim etapie badań własnych (rozdział 4.2.) podjęto próbę ustaleniu wpływu różnie kreowanej przyczepności w styku na pracę statyczną belek zespolonych. Analiza uzyskanych wyników badań laboratoryjnych i dążenie do zaimplementowania najaktualniejszych modeli opisujących nośność styku pozwoliły na sformułowanie następujących głównych wniosków:

1. Sposób ukształtowania styku (parametry przyczepności) mają zasadniczy wpływ pracę statyczną belek zespolonych. W zależności od niego belki mogą pracować jak quasi-monolityczne, z lokalnym zarysowaniem w styku lub ulegać całkowitej delaminacji.
2. Podobnie jak dla belek o przekroju prostokątnym (*Halicka, 2007*) potwierdzono wniosek, że w przypadku belki zespolonej ze zbrojeniem poprzecznym nie można oddzielnie rozpatrywać nośności styku oraz

nośności na ścinanie w strefie przypodporowej. Rozpatrywana winna być nośność na ścinanie w strefach podporowych, ale w sposób pozwalający na uwzględnienie istnienia styku.

3. Metoda obliczania nośności przyjęta w *fib Model Code 2010* jest niespójna – występuje różne podejście do obliczania składnika przyczepności w stykach sztywnych i niesztywnych oraz niekonsekwentne stosowanie wytrzymałości charakterystycznych i obliczeniowych.
4. Obliczanie naprężeń rysujących styk przy zastosowaniu modeli normowych wymaga określenia wartości odpowiednich współczynników używanych w modelu oraz poznania stanu naprężeniowego panującego w styku w chwili zarysowania, a nie w chwili osiągnięcia nośności styku.

Podobnie jak w pierwszym etapie badań analiza zarysowania posłużyła autorowi do uzupełnienia klasyfikacji mechanizmów zniszczenia belek zespolonych.

### 7.3. Analizy numeryczne żelbetowych elementów zespolonych

Niezwykle pomocną i wręcz nieodzowną z punktu widzenia danych z niej otrzymanych okazała się analiza numeryczna przy wykorzystaniu metody elementów skończonych. Umożliwiła ona prześledzenie pracy modelu odwzorowującego badane laboratoryjnie belki zespolone uwzględniającego niezbędne i szczególnie interesujące parametry styku na każdym kroku obciążania aż do zniszczenia włącznie. Autor poświęcił jej rozdział 5, w którym opisał przyjęte hipotezy wytrzymałościowe materiałów, założenia i budowę modelu oraz wyniki, koncentrując się na szukanych parametrach styku. Analiza wykonana została w oprogramowaniu ABAQUS a niewątpliwym wyzwaniem było uwzględnienie różnego typu nieliniowości, związanych zarówno z materiałami jak i geometrią, choć największe problemy nastroczało uwzględnienie nieliniowości warunków brzegowych związanych z kontaktami i oddziaływaniem kohezyjnym w styku łączonych powierzchni. Model wykalibrowano na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych i uzyskano brakujące dane pozwalające w pełni opisać pracę styku w złożonym stanie naprężeń. Ponadto uzyskane wyniki i wnioski służą pomocą w bardziej optymalnym kształtowaniu i modelowaniu numerycznym żelbetowych elementów zespolonych, z których najważniejsze to:

1. Modelowanie styku jako powierzchni kohezyjnej uwzględniającej przekazywanie sił normalnych, stycznych, tarcia i oddziaływania adhezyjnego prowadzi do zgodności odpowiedzi modelu numerycznego i badanych belek.
2. Stosowanie modelu betonu ze zniszczeniem CDP prowadzi do zadowalających wyników w zakresie deformacji i obrazu zarysowania nawet bez dyskretnego formowania zarysowania w modelu numerycznym.
3. Przemieszczenie w styku  $\delta'$  ma główny wpływ na odpowiedź modelu numerycznego belek z adhezją w styku. Jego wartość powinna być przyjmowana w przedziale 0,05–0,1 mm jako stały parametr materiałowy.

4. Naprężenia przyczepności  $t^o$  oraz współczynnik tarcia  $\mu$  również mają znaczący wpływ na odpowiedź modelu. Ich właściwy dobór prowadzi do zbieżności wyników analizy numerycznej i badań laboratoryjnych.
5. Wpływ sztywności powierzchni kohezijnej  $K^o$  jest pomijalnie mały. Wartość ta może być przyjmowana domyślnie (opcja oprogramowania) lub nie mniej niż  $10^5$  N/mm<sup>3</sup>.
6. Składnik adhezji w nośności styku w złożonym stanie naprężeń (ściskanie ze ściskaniem) stanowi ok 70–90% wytrzymałości na rozciąganie  $f_{cm}$  słabszego z łączonych betonów.
7. Uzyskany z analizy numerycznej współczynnik podatności styku, dla powierzchni szorstkiej, pomiędzy betonami dojrzałymi wynosi: przed zarysowaniem  $k_{\tau,\varepsilon} = 12000\text{--}16000$  MPa; po zarysowaniu  $k_{\tau,\varepsilon} = 1500\text{--}3000$  MPa. Jego wartość maleje wraz z wyczerpaniem elementu.

#### **7.4. Zalecenia do projektowania żelbetowych elementów zespolonych**

Uzyskane w trakcie badań laboratoryjnych (p. 4) i analiz numerycznych (p. 5) dane, w oparciu o sposób obliczania nośności styku przyjęty w *fib Model Code 2010* dały podstawę do opracowania zaleceń do projektowania żelbetowych belek zespolonych w szczególności o przekroju teowym (p. 6). W oparciu o klasyfikację mechanizmów zniszczenia (*Halicka 2007*) i relacje między siłami powodującymi zarysowanie strefy podporowej a siłami rysującymi styk stworzono algorytm obliczania nośności stref przyporowych belek zespolonych o dowolnym przekroju. Weryfikacja algorytmu obliczeniowego na wynikach badań własnych umożliwiła określenie wartości współczynników potrzebnych do wyznaczenia naprężeni rysujących styk o powierzchni szorstkiej. Na tej podstawie zaproponowano wartości uogólnione, zestawione w Tab. 6.3, które mogą być wykorzystywane w projektowaniu żelbetowych belek zespolonych.

## Literatura

1. Ajdukiewicz A., Mames J. 2004. *Konstrukcje z betonu sprężonego*. Polski Cement, Kraków.
2. Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Węglorz M. 2008. *Experimental study on effectiveness of interaction between pre-tensioned hollow-core slabs and concrete topping*. ACCE 1 (1), 57–66.
3. Ackermann G. Burkhard M. 1990. *Zum Tragverhalten von stahlbetonverbundtragern mit nachgiebiger verbundfuge*. II Konferencja Naukowej Konstrukcje Zespólone, Zielona Góra, 19–31.
4. Cavaco E., Camara J. 2017. *Experimental research on the behavior of concrete-to-concrete interfaces subjected to a combination of shear and bending moment*. Engineering Structures, 132, 278–287.
5. Cavaco E., Pacheco I., Camara J. 2018. *Detailing of concrete-to-concrete interfaces for improved ductility*. Engineering Structures, 156, 210–223.
6. Cholewicki A. 2001. *Konstrukcje zespolone z prefabrykatów*. Prace Naukowe ITB, Warszawa.
7. Cichocki K., Domski J., Katzer J. and Ruchwa M. 2015. *Mechanical properties and numerical approach to fibre reinforced concrete slabs*. Brittle Matrix Composites, 11, 309–318.
8. Crisfield M.A. 1991. *Non-linear finite element analysis of solids and structures*. Wiley, New York.
9. Dadej K., Surowska B. 2016. *Analysis of cohesive zone model parameters on response of glass-epoxy composite in mode II interlaminar fracture toughness test*. Composites theory and practice 16(3), 180–188.
10. Demir A., Caglar N., Ozturk H., Sumer Y. 2016. *Nonlinear finite element study on the improvement of shear capacity in reinforced concrete T-Section beams by an alternative diagonal shear reinforcement*. Engineering Structures, 120, 158–165.
11. Derkowski W., Surma M. 2015. *Composite action of precast hollow core slabs with structural topping*. Czasopismo Techniczne, 3-B, 15–29.
12. Derkowski W. 2016. *Badania zespolenia między prefabrykowaną płytą kanałową a nadbetonem*. Materiały Budowlane, 9, 118–121.
13. Dias-da-Costa D., Alfaiate J., Júlio E.N.B.S. 2012. *FE modeling of the interfacial behaviour of composite concrete members*. Construction and Building Materials, 26, 233–243.
14. Diazmati B., Pincheira J.A. 2004. *Shear stiffness and strength of horizontal connection joints*. ACI Structural Journal, 101(4), 484–493.

15. Domińczuk J. 2011. *Właściwości adhezyjne warstwy wierzchniej materiałów konstrukcyjnych*. Postępy Nauki i Techniki, 9, 28–37.
16. Dyduch K., Ajdukiewicz A. 1999. *Konstrukcje zespolone w budownictwie ogólnym i przemysłowym*. V Konferencja Naukowej Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, 29–48.
17. Emberson N.K., Mays G.C. 1996. *Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete*. Magazine of Concrete Research, 48(174), 45–57.
18. Franczak-Balmas D. 2017. *Analiza wpływu szorstkości powierzchni styku jako parametru kształtującego nośność styku zespolonych elementów betonowych*. Budownictwo i Architektura, 16(3), 125–134
19. Genikomsou A., Polak M.A. 2015. *Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS*. Engineering Structures, 98, 38–48.
20. Gillum A.J., Shahrooz B.M., Cole J.R. 2001. *Bond strength between sealed bridge decks and concrete overlays*. ACI Structural Journal, Nov.-Dec., 872–879.
21. Girhammar U., A., Pajari M. 2008. *Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping*. Construction and Building Materials, 22, 1708–1722.
22. Głuszyński E. Golczak R. 1974. *Współpraca dwóch betonów w belkach zespolonych*. Inżynieria i Budownictwo, 9, 409–413.
23. Gohnert M. 2000. *Proposed theory to determine the horizontal shear between composite precast and In situ concrete*. Cement and Concrete Composites, 22, 469–476.
24. Gohnert M. 2003. *Horizontal shear transfer across a roughened surface*. Cement and Concrete Composites, 25, 379–385.
25. Gremza G. 2006. *Nośność i odkształcalność połączeń zespolonych typu beton-beton*. Rozprawa doktorska, Gliwice.
26. Gromysz K. 2013. *Badania żelbetowych płyt warstwowych obciążonych doraźnie, cyklicznie i kinematycznie*. Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.
27. Gromysz K. 2013. *Distribution of forces in composite concrete slab between the joint and the reinforcement anchored on the support*. Concrete and Concrete Structures 2013 Conference Procedia Engineering, 65, 206–211.
28. Hegger J., Görtz S. 2003. *Nachträglich ergänzte Querschnitte mit horizontaler Fuge nach DIN 1045-1*. Beton und Stahlbetonbau, 98(5), 277–284.

29. Halicka A. 2007. *Studium stanu naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansyjnych*. Wydawnictwo uczelniane, Lublin.
30. Halicka A. 2011. *Influence new-to-old concrete interface qualities on the behavior of support zones of composite concrete beams*. *Construction and Building Materials*, 25(10), 4072–4078.
31. Halicka A., Jabłoński Ł. 2015. *Styk między betonami układanymi w różnym czasie – parametry i nośność według fib Model Code 2010*. *Inżynieria i Budownictwo*, 7, 346–350.
32. Halicka A., Jabłoński Ł. 2016. *Shear failure mechanism of composite concrete T-shaped beams*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings*, 169(1), 67–75.
33. Ibrahim I.S., Elliott K.S., Abdullah R., Kueh A.B.H., Sarbini N.N. 2016. *Experimental study on the shear behavior of precast concrete hollow core slab with concrete topping*. *Engineering Structures*, 125, 80–90.
34. Jabłoński Ł. 2011. *Zagadnienie ścinania w żelbetowych belkach zespolonych o przekroju teowym*. *Budownictwo i Architektura*, 9, 5–22.
35. Jabłoński Ł. 2014. *Wpływ położenia styku na wysokości żelbetowych elementów zespolonych o przekroju teowym na stan graniczny zarysowania styku*. *Budownictwo i Architektura*, 13(3), 95–102.
36. Jabłoński Ł. 2018. *Numerical analyses and laboratory testing of concrete composite T-shaped beams without interface adhesion*. *AIP Conference Proceedings*, 1922(1), doi.org/10.1063/1.5019139.
37. Jabłoński Ł. 2018. *Numerical analyses of concrete composite T-shaped beams with variously arranged interface*. *Proceedings of The 12th International PhD Symposium in Civil Engineering, Prague, Czech Republic*, 441–448.
38. Jabłoński Ł., Halicka A. 2014. *Badania żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym z wariantowo usytuowanym stykiem*. *X Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 207–216.
39. Jabłoński Ł., Halicka A. 2015. *Badania żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym z różnie ukształtowanymi stykami*. *Inżynieria i Budownictwo*, 7, 362–365.
40. Jabłoński Ł., Halicka A. 2017. *Wpływ adhezji w styku na pracę statyczną i nośność żelbetowych elementów zespolonych o przekroju teowym*. *XI Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 81–82.
41. Jarzabek L., Kłapoć M., Marcinowski J. 2005. *Stopień zespolenia prefabrykowanych płyt stropowych z podciągami, program badań i wstępne symulacje numeryczne*. *VII Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone*, Zielona Góra, 171–180.



42. Jelić I., Pavlović M.N., Kotsovos M.D. 1999. *A study of dowel action in reinforced concrete beams*. Magazine of Concrete Research, 51, 131–141.
43. Júlio E.N.B.S., Dias-da-Costa D., Branco F.A.B., Alfaiate J. 2010. *Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays*. Engineering Structures, 32, 2387–2393.
44. Kamiński M., Kmiecik P. 2011. *Obliczanie połączenia prefabrykatów żelbetowych z nadbetonem konstrukcyjnym – przegląd wytycznych normowych*. Przegląd Budowlany, 6, 69–73.
45. Kmiecik P. 2012. *Wpływ zbrojenia zszywającego na nośność zespolonych konstrukcji żelbetowych*. Rozprawa doktorska, Politechnika Wrocławska.
46. Kmiecik P., Kamiński M. 2011. *Wpływ stopnia zbrojenia zszywającego na pracę żelbetowych konstrukcji zespolonych*. Konstrukcje zespolone, Uniwersytet Zielonogórski, T.9, 89–100.
47. Kmiecik P., Kamiński M. 2011. *Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration*. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 11(3), 623–636.
48. Kmiecik P., Kamiński M. 2011. *Dobór minimalnego stopnia zbrojenia zszywającego w żelbetowych konstrukcjach zespolonych*. Inżynieria i Budownictwo, 12, 15–18.
49. Krój M., Halicka A., Tur W. 1997. *Konstrukcje zepolone z udziałem betonu zwykłego i ekspansywnego*. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Lubelskiej, Lublin.
50. Madaj A. 2005. *Doraźna nośność i sztywność na zginanie zespolonych belek stalowo-betonowych*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.
51. Mahmoud M.A., Elafandy T.H., Okail H.O., Abdelrahman A.A. 2014. *Interfacial shear behavior of composite flanged concrete beams*. HBRC Journal, 10, 206–214.
52. Mahmoud M.A., Ibrahim I.S., Abdullah R., Abd. Rahman A.B., Kueh A.B.H., Usman J. 2015. *Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond*. Cement & Concrete Composites, 56, 1–14.
53. Majewski S. 2003. *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym*. Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
54. Mansour F.R., Abu Bakar S., Ibrahim I.S., Marsono A.K., Marabi B. 2015. *Flexural performance of a precast concrete slab with steel fiber concrete*. Construction and Building Materials, 75, 112–120.
55. Mattock A.H., Hawkins N.M. 1972. *Shear transfer in reinforced concrete—recent research*, PCI J., 17(2), 55–75.
56. Mones R.M., Breña S. F. 2013. *Hollow-core slabs with cast-in-place concrete toppings: A study of interfacial shear strength*. PCI Journal 58 (3), 124–141.

57. Nicer T. 2009. *Stropy płaskie w budowlach zabytkowych*. Budownictwo i Architektura, 5, 85–100.
58. Nowakowski A.B., Pawlica J. 2002. *Badania poligonowe częściowo sprężonego stropu gęstożebrowego o rozpiętości 10m*. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Opole – Krynica, 369–374.
59. Oliver M. 2010. *Comparison of different constitutive models for concrete in ABAQUS/Explicit for missile impact analyses*. JRC Scientific and Technical Reports, 56256.
60. Priebe H., Szumocki J. 1986. *Współpraca dwóch betonów w zespolonych belkach żelbetowych*. I Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, 135–142.
61. Randl N, Wicke M. 2000. *Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton*. Beton und Stahlbetonbau, 95, 461–712.
62. Sadowska-Buraczewska B. 2004. *Nośność i odkształcalność żelbetowych belek zespolonych ukształtowanych warstwowo z udziałem betonów wysokowartościowych*. Rozprawa doktorska, Politechnika Białostocka.
63. Sadowska – Buraczewska B. 2011. *Zginane belki żelbetowe wzmacniane betonami nowej generacji*. IX Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, 267–274.
64. Sadowski G., Wiliński P. 2017. *Badanie wpływu ukształtowania styku na ugięcie żelbetowych belek zespolonych*. Inżynieria i Budownictwo, 4, 206–210.
65. Saiidi M. Vrontinos S. Douglas B. 1990. *Model for the response of reinforced concrete beam strengthened by concrete overlays*. ACI Structural Journal, 687-695.
66. Santos P., Julio E. 2012. *A state-of-the-art review on the shear-friction*. Engineering Structures, 45, 435–448.
67. Słowik M. 2016. *Nośność na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego*. Wydawnictwo uczelniane, Lublin.
68. Starosolski W. 2011. *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych*. Tom 1, 2. Wydanie 13. PWN. Warszawa.
69. Szczecina M. 2018. *Dobór racjonalnego zbrojenia węzłów poddanych działaniu momentu otwierającego*. Rozprawa doktorska, Politechnika Świętokrzyska.
70. Śledziwski K. 2018. *Praca stalowo-betonowej belki zespolonej z uwzględnieniem zarysowania płyty*. Rozprawa doktorska, Politechnika Lubelska.
71. Tan K. H., Guan L. W., Lu X., Lim T. Y. 1999. *Horizontal Shear Strenght of Indirectly Loaded Composite Concrete Beams*, ACI Structural Journal, 533–538.

72. Tawadrous R. Marcous G. 2018. *Interface shear resistance of clustered shear connectors for precast concrete bridge deck systems*. Engineering Structures, 160, 195–211.
73. Tsoukantas SG, Tassios TP. 1989. *Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements*. ACI Structural Journal, 86(3), 242–249.
74. Tirassa M., Ruiz M. F., Muttoni A. 2018. *Modern experimental research techniques for a consistent understanding of aggregate interlocking*. Proceedings of The 12th International PhD Symposium in Civil Engineering, Prague, Czech Republic, 723–727.
75. Walraven J, Fréney J, Pruijssers A. 1987. *Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members*. PCI J., 32(1), 66–84.
76. Xiao J., Sun Ch., Lange D.A. 2016. *Effect of joint interface conditions on shear transfer behavior of recycled aggregate concrete*. Construction and Building Materials, 105, 343–355.
77. Ziara M.M. 2000. *Structural upgrading of RC beams using composite overlays*. Constructions and Building Materials, 14, 397–406.
78. Zienkiewicz O.C. 1972. *Metoda elementów skończonych*. Arkady, Warszawa.  
Normy i instrukcje użytkownika
79. PN-EN 1766: 2017-03. *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych - Metody badań - Betony wzorcowe do bada.*
80. ACI 318M-11.2011. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills. American Concrete Institute.
81. PN-B-03264: 2002. *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie*.
82. PN-EN 1766: 2017-03. *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych - Metody badań - Betony wzorcowe do bada.*
83. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: 2008. *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
84. PN-EN 15037-1: 2008. *Prefabrykaty z betonu. Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 1: Belki*.
85. Pre-norma konstrukcji betonowych – *fib ModelCode 2010*, tłumaczenie polskie – Polska Grupa Narodowa fib, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2014.
86. *Abaqus User's manual*. 2012. Version 6.12 USA Dassault Systemes Simulia Corp.