



Politechnika Krakowska im. Tadeusz Kościuszki
Wydział Inżynierii Lądowej

WPLYW POLIMEROWEGO ZŁĄCZA PODATNEGO NA PRACĘ POŁĄCZONYCH ELEMENTÓW BETONOWYCH

Influence of Polymer Flexible Joint
on Behaviour of Bonded Concrete Elements

ROZPRAWA DOKTORSKA

Łukasz ZDANOWICZ

PROMOTOR

Dr hab. inż. Arkadiusz KWIECIEŃ, prof. PK

PROMOTOR POMOCNICZY

Dr inż. Szymon SERĘGA

Kraków 2021

(pusta strona)

Streszczenie

Niekontrolowane odkształcenia wymuszone są jedną z najczęstszych przyczyn uszkodzeń betonowych elementów powierzchniowych, takich jak posadzki przemysłowe, nawierzchnie betonowe, elementy ścienne czy obudowy tuneli. Odkształcenia wymuszone – wywołane skurczem betonu lub oddziaływaniem temperatury – są powszechne i występują w różnym nasileniu w konstrukcjach betonowych. Naprawa takich elementów jest najczęściej skomplikowana i kosztowna, z kolei sama efektywność naprawy okazuje się często niewystarczająca. Większość powszechnie stosowanych metod naprawczych (np. żywice epoksydowe, masy bitumiczne, zaprawy) jest nieskuteczna i bardzo często prowadzi do powstania nowych uszkodzeń w okolicy połączenia.

W niniejszej pracy przedstawiono alternatywną metodę połączenia i naprawy elementów betonowych za pomocą polimerowego złącza podatnego. Polimery budujące złącze podatne wykazują względnie wysoką wytrzymałość i jednocześnie wysoką zdolność do odkształceń w porównaniu do betonu. Taki zestaw cech pozwala na skuteczne przenoszenie obciążeń i jednocześnie minimalizowanie ryzyka powstania nowego uszkodzenia.

Celem niniejszej pracy było: 1) opis zachowania się betonu we współpracy z polimerowym złączem podatnym pod przyłożonym obciążeniem, 2) określenie efektywności połączenia elementów betonowych polimerowym złączem podatnym wraz oceną wpływu geometrii złącza oraz 3) analiza parametryczna wpływu geometrii złącza na efektywność jego naprawy z wykorzystaniem modeli numerycznych.

Wykonano badania materiałowe betonu i polimeru budującego złącze podatne w celu określenia ich głównych cech mechanicznych. Przeprowadzono badania z dwoma rodzajami polimeru: typu PT i PS. Badania eksperymentalne obejmowały dwa rodzaje złącza podatnego: połączenie pierwotne (bez uprzedniego uszkodzenia) i połączenie wtórne (naprawa uszkodzonego elementu) o zmiennej geometrii. Zmiennymi były grubość, szerokość i wysokość złącza podatnego. W badaniach wykorzystano ustandaryzowane metody pomiarowe obciążenia i odkształcenia złącza (ugięcie i CMOD), jak również technikę cyfrowej korelacji obrazu (DIC). Efektywność połączenia złącza podatnego określono na dwóch typach testów: czteropunktowym zginaniu i jednoosiowym rozciąganiu a następnie zestawiono z wynikami elementów betonowych przed sklejeniem polimerem.

Wyniki badań potwierdziły wysoką efektywność złącza podatnego typu PT w odniesieniu do nośności jak i odkształcalności połączenia. Określono wpływ geometrii złącza na jego wytrzymałość i zdolność do odkształceń na podstawie kryterium efektywności połączenia i (zmodyfikowanego) współczynnika kształtu złącza zaproponowanego przez

autora niniejszej pracy. Dodatkowo, po raz pierwszy udokumentowano eksperymentalnie za pomocą map DIC odkształceń zjawisko redystrybucji naprężeń zachodzące w polimerowym złączu podatnym typu PT. Wyniki badań eksperymentalnych zostały potwierdzone z zadowalającą dokładnością w analizie numerycznej, która pozwoliła na poszerzenie zakresu badań o dodatkowe geometrie złącza podatnego.

Summary

Uncontrolled imposed deformations are one of the most common reasons of damage to concrete elements such as industrial floors, concrete pavements or wall elements. Imposed deformations – caused by concrete shrinkage or temperature – are frequent and occur to varying degrees in all concrete structures. The repair of such elements is complex and expensive, and the repair effectiveness is often insufficient, as most commonly used repair methods (e.g. epoxy resin, bitumen, mortar) very often lead to occurrence of new damage in the area of the joint.

This thesis presents an alternative method of connecting and repairing concrete elements using a polymer flexible joint. Polymer which builds the flexible joint shows high strength and at the same time high deformability compared to concrete. This set of characteristics leads to effective load transfer while minimising the risk of new damage.

The objectives of this thesis were: 1) to describe the behaviour of concrete within polymer flexible joint under applied load, 2) to determine the joint effectiveness of concrete elements connected with a polymer flexible joint including an analysis of the influence of the joint geometry, and 3) to perform a parametric numerical analysis of the influence of the joint geometry on its repair effectiveness.

To fulfil these objectives, firstly material tests of the concrete and the polymer building the flexible joint were conducted, to determine their main mechanical characteristics. Two types of polymer were tested: PT type and PS type. The experimental investigations included two types of flexible joint: primary joint (connecting elements without prior damage) and repaired joint (repair of a damaged element) with various geometries (joint thickness, width, and height). Standardised methods for measuring load, deflection and crack mouth opening displacement (CMOD), as well as digital image correlation (DIC) technique were used in the research programme. Two types of tests were conducted: four-point bending and uniaxial tension, for which the joint effectiveness was determined and afterwards compared with the results of behaviour of concrete elements before connecting with polymer.

The results of the tests confirmed the high efficiency of the flexible joint PT-type in terms of load-bearing capacity and deformation capacity. The influence of the joint geometry on these capacities was determined according to the joint effectiveness, furthermore a modified shape factor was proposed by the author. Additionally, the phenomenon of concrete stress redistribution occurring in a polymer flexible joint PT-type was documented experimentally for the first time using DIC strain maps. Finally, the experimental results were confirmed with adequate accuracy in the numerical analysis, what

allowed to extend the scope of the study with a parametrical analysis of additional geometries of the polymer flexible joint.

Podziękowania

W 2014 roku, w czasie moich studiów doktoranckich, wyjechałem na półroczny staż naukowy do Düsseldorfu (Niemcy), gdzie pracowałem pod kierunkiem prof. Piotra Noakowskiego w jego biurze ekspertyz Exponent. Miałem to szczęście, że brałem udział w ciekawych i skomplikowanych projektach budowlanych, które wtedy prowadził Profesor. Dzięki jego otwartości i chęci dzielenia się wiedzą, zdobyłem bardzo cenne doświadczenie w zawodzie i nie tylko. Przy jednym z projektów – ekspertyza uszkodzonej nawierzchni betonowej w Gliwicach – Profesor zapoznał mnie z dr hab. inż. Arkadiuszem Kwietniem, prof. PK, który rozwijał wtedy innowacyjną metodę naprawy materiałów kruchych – polimerowe złącze podatne.

Po niecałych dwóch latach kontakt ten zaowocował rozpoczęciem mojej pracy doktorskiej pod kierunkiem prof. Arkadiusza Kwietnia na temat zastosowania polimerowego złącza podatnego w naprawie elementów betonowych. W 2017 r. nawiązałem dodatkowo współpracę z dr inż. Szymonem Seręgą w zakresie analiz numerycznych zachowania się złącza podatnego pod obciążeniem.

Dziś dzięki nieocenionej pomocy mojego Promotora prof. Arkadiusza Kwietnia i Promotora pomocniczego dr Szymona Seręgi, oddaję do rąk czytelników pracę doktorską. Ich zaangażowanie oraz poświęcenie wielu godzin pracy pomogło mi ukończyć tę rozprawę. W tym miejscu serdecznie Wam obu dziękuję.

Dziękuję również osobom zaangażowanym bezpośrednio w moje badania: dr hab. inż. Bogusławowi Zajacowi za praktyczne rady i wskazówki, dr inż. Marcinowi Tekieli za zaangażowanie oraz możliwość wykorzystania jego autorskiego systemu do pomiarów optycznych DIC – *CivEng Vision*.

Podziękowania należą się tym wszystkim, bez których niniejsza praca nie byłaby możliwa. Chciałbym tu wymienić przede wszystkim: dr inż. Stanisława Kańkę, Bogusława Ludwikowskiego, Andrzeja Konczewskiego i Łukasza Potempa z firmy Pekabex oraz Macieja Karpalę z firmy Sika. Wyrażam wdzięczność również śp. prof. Krzysztofowi Stypule za jego wsparcie i pomoc w uzyskaniu środków finansowych na badania. Osobne podziękowania należą się prof. Piotrowi Noakowskiemu, który swym przykładem i talentem łączenia ludzi nauczył mnie bardzo wiele.

Na samym końcu chciałbym podziękować moim Rodzicom Kazimierzowi i Elżbiecie Zdanowicz jak i Rodzicom mojej Żony – Jerzemu i Annie – za wiarę we mnie i zwyczajną pomoc jaką mi okazali w trakcie pisania tej pracy. Najgorętsze podziękowania kieruję do mojej Żony Kasi – nie tyle za oczywisty ogrom pomocy i zaangażowania, jakie włożyła w powstanie tej rozprawy, ale przede wszystkim za jej cierpliwość, akceptację i motywację do jej ukończenia.

Spis treści

1	WSTĘP	13
1.1	Motywacja.....	13
1.2	Cel pracy.....	13
1.3	Zakres pracy.....	14
1.4	Założenia i ograniczenia pracy	15
2	STAN WIEDZY	16
2.1	Odształcenia wymuszone i ich źródła.....	16
2.1.1	Wprowadzenie.....	16
2.1.2	Oddziaływanie temperatury	16
2.1.3	Skurcz betonu	19
2.1.4	Osiadanie gruntu i fundamentów.....	21
2.2	Uszkodzenia wywołane odształceniami wymuszonymi.....	22
2.2.1	Wprowadzenie.....	22
2.2.2	Posadzki i nawierzchnie betonowe	23
2.2.3	Tunele i elementy ścienne.....	25
2.2.4	Dylatacje i połączenia elementów	26
2.2.5	Inne przykłady	29
2.3	Metody napraw i wzmocnienia betonu.....	30
2.3.1	Wprowadzenie.....	30
2.3.2	Popularne metody napraw.....	33
2.3.3	Polimerowe złącze podatne jako alternatywna metoda naprawcza	36
3	MATERIAŁY	38
3.1	Beton	38
3.1.1	Wprowadzenie.....	38
3.1.2	Właściwości mechaniczne betonu ściskanego	38
3.1.3	Właściwości mechaniczne betonu rozciąganego.....	41
3.1.4	Beton w wieloosiowym stanie naprężenia.....	45
3.1.5	Odształcenia termiczne i skurczowe	48
3.1.6	Związki fizyczne betonu.....	50
3.2	Polimer budujący złącza podatne	56
3.2.1	Wprowadzenie.....	56
3.2.2	Właściwości mechaniczne polimerów PT i PS.....	58
3.2.3	Właściwości fizyczne polimerów PT i PS.....	64
3.2.4	Modele teoretyczne materiałów polimerowych	65

3.2.5	Miary odkształceń polimerów	71
3.2.6	Sprężone energetycznie pary tensorów odkształcenia i naprężenia	73
3.2.7	Uogólnione związki konstytutywne tensora naprężeń i odkształcenia	74
3.3	Polimerowe złącze podatne	75
3.3.1	Wprowadzenie	75
3.3.2	Idea polimerowego złącza podatnego	76
3.3.3	Badania polimerowego złącza podatnego typu PT	78
3.3.4	Badania polimerowego złącza podatnego typu PS	83
3.3.5	Badania porównawcze innych materiałów naprawczych	88
3.3.6	Wpływ złącza podatnego na pracę połączonych elementów z materiałów kruchych	90
4	BADANIA WŁASNE	91
4.1	Wprowadzenie	91
4.2	Program i metodyka badań	91
4.2.1	Zakres badań	91
4.2.2	Charakterystyka elementów badawczych	93
4.2.3	Stanowisko badawcze	99
4.3	Wyniki badań	103
4.3.1	Badania materiałowe betonu	103
4.3.2	Badania materiałowe polimeru typu PT	106
4.3.3	Czteropunktowe zginanie	109
4.3.4	Jednoosiowe rozciąganie – połączenie wtórne	147
4.3.5	Badania dodatkowe	153
4.4	Podsumowanie badań	159
4.4.1	Beton	159
4.4.2	Polimer	160
4.4.3	Polimerowe złącze podatne	161
5	ANALIZA NUMERYCZNA	175
5.1	Wprowadzenie	175
5.2	Model polimeru typu PT	175
5.2.1	Miary odkształcenia	176
5.2.2	Modele hipersprężyste	177
5.3	Model skończenie elementowy	179
5.4	Konstytutywne modele materiałów	180
5.4.1	Beton	180
5.4.2	Polimer typu PT	181
5.4.3	Interface	182

5.5	Metodologia obliczeń	183
5.6	Wyniki analizy numerycznej	183
5.7	Analiza parametryczna złącza podatnego typu PT	187
5.7.1	Adekwatność wyników obliczeń i wyników badań eksperymentalnych ..	188
5.7.2	Wyniki analizy parametrycznej	190
5.8	Podsumowanie analiz numerycznych	194
5.8.1	Bazowy model numeryczny	194
5.8.2	Analiza parametryczna.....	195
6	PODSUMOWANIE I WNIOSKI	197
6.1	Przegląd głównych osiągnięć pracy	197
6.2	Beton 198	
6.3	Polimer typu PT	199
6.4	Połączenie pierwotne typu PT	199
6.5	Połączenie wtórne.....	200
6.6	Wpływ innych czynników na pracę złącza podatnego	203
6.7	Kierunki dalszych prac	205
	SPIS ILUSTRACJI	207
	SPIS TABEL	217
	BIBLIOGRAFIA.....	218
	LISTA PUBLIKACJI AUTORA W RAMACH PRACY DOKTORSKIEJ.	242

Ważniejsze oznaczenia użyte w tekście

Symbole łacińskie

b	szerokość przekroju, złącza
CMOD	rozwartość karbu (nacięcia; ang. <i>crack mouth opening displacement</i>)
E	moduł sprężystości podłużnej (Younga)
$E \equiv E^{(2)}$	tensor odkształceń Greena-Lagrange'a
$E^{(m)}$	tensor odkształcenia w mierze Setha-Hilla sprzężone z $T^{(m)}$
EC2	Eurokod 2
F	tensor gradientu deformacji
G	moduł ścinania, stała Lamego
h	wysokość przekroju, złącza
I_1, I_2, I_3	niezmienniki tensora II rzędu
$\bar{I}_1, \bar{I}_2$	niezmienniki dewiatora tensora II rzędu
I	tensor jednostkowy
J	wyznacznik tensora gradientu deformacji
JE	efektywność połączenia (ang. <i>joint effectiveness</i>)
K_0	początkowy moduł odkształcenia objętościowego Helmholtza deformacji
MC2010	Model Code 2010
MSF	Modified Shape Factor
S_i	naprężenie nominalne na kierunku i
SF	Shape Factor
t	grubość złącza podatnego
$T \equiv T^{(2)}$	tensor naprężenia Pioli-Kirchoffa II-go rodzaju
$T^{(m)}$	tensor naprężenia w mierze Setha-Hilla sprzężone z $E^{(m)}$
U	prawy tensor rozciągnięcia
V	lewy tensor rozciągnięcia
W	funkcja jednostkowej energii sprężystej ciała
$W-U, W-CMOD$	energia zniszczenia nagromadzona do momentu siły maksymalnej w funkcji ugięcia (U) i rozwarcia nacięcia (CMOD)

Symbole greckie

ε	odkształcenie
ε^{th}	liniowy współczynnik rozszerzalności termicznej materiału
η_i	odkształcenia główne (wartości własne) tensora odkształcenia

λ_i	rozciąganie na kierunkach wektorów własnych
Λ	stała Lamego
ν	współczynnik Poissona
σ	naprężenie Cauchy'ego

1 Wstęp

1.1 Motywacja

Bezpośrednią motywacją podjęcia przez autora tematyki pracy była obserwacja powszechnych i rozległych uszkodzeń powierzchniowych elementów betonowych, takich jak posadzki przemysłowe, nawierzchnie betonowe, elementy ścienne, mury oporowe czy obudowy tuneli na skutek odkształceń wymuszonych. Autor niniejszej pracy, pracując przy wielu projektach, ekspertyzach i budowach, zauważył powszechne uszkodzenia w tego typu elementach (Zdanowicz, Kisiel et al., 2015; Zdanowicz, Tekieli et al., 2018). Dodatkowo większość stosowanych metod naprawczych (np. żywice epoksydowe, masy bitumiczne, zaprawy) okazywała się nieskuteczna i bardzo często prowadziła do powstania nowych uszkodzeń (Kwiecień et al., 2004; Kwiecień, Gruszczyński et al., 2011). W rezultacie uszkodzone elementy przestawały spełniać swoją funkcję lub ich funkcjonalność była ograniczona. To skłoniło autora do poszukiwania efektywnej metody naprawy uszkodzonych powierzchniowych elementów betonowych, która przywróciłaby na nowo ich nośność i użyteczność, jak również nie prowadziłaby do ryzyka ponownego uszkodzenia. Rozwiązaniem może być polimerowe złącze podatne (PZP).

Motywacją niniejszej pracy była potrzeba zrozumienia zachowania polimerowego złącza podatnego w połączeniu beton-polimer pod wpływem działania odkształceń wymuszonych oraz ocena jego efektywności. Odkształcenia wymuszone stanowią jedno z głównych i niedocenianych oddziaływań na elementy betonowe (Reinhardt, 2014). Obecny stan wiedzy nie pozwala na zadowalający opis pracy betonu w połączeniu ze złączem podatnym. Niewielka ilość badań elementów betonowych z polimerami PT i PS oraz rozrzuty wyników sprawiają, że wnioski są niepełne i ograniczają się głównie do opisu zachowania polimeru. Aby polimerowe złącze podatne mogło być stosowane do napraw elementów betonowych, potrzebne jest głębsze zrozumienie pracy betonu w połączeniu z polimerem, dodatkowe badania eksperymentalne oraz miarodajne modele obliczeniowe. Mając to na uwadze sformułowano opisane poniżej cele pracy.

1.2 Cel pracy

Głównym celem pracy było określenie efektywności współpracy polimerowego złącza podatnego i połączonych nim elementów betonowych poddanych obciążeniom zginającym i rozciągającym. Rodzaj obciążenia dobrano w taki sposób, aby symulowały efekty

oddziaływań wymuszonych. Efektywność współpracy złącza podatnego i elementów betonowych rozumiane jest tutaj jako zdolność do przenoszenia obciążeń i odkształceń w porównaniu do elementów betonowych bez udziału złącza. Ocenę przeprowadzono dla dwóch przypadków: elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym. Poniżej sformułowano główne cele pracy:

1. Opis pracy betonu z polimerowym złączem podatnym poddanym testom rozciągania i zginania.
2. Określenie efektywności połączenia elementów betonowych polimerowym złączem podatnym wraz z oceną wpływu typu polimeru oraz geometrii złącza w badaniach doświadczalnych.
3. Analiza parametryczna wpływu geometrii złącza na efektywność jego naprawy przy wykorzystaniu modeli numerycznych.

Powyższe cele miały za zadanie zweryfikować twierdzenie, że zastosowanie polimerowego złącza podatnego wpływa znacząco na zwiększenie odkształcalności złącza oraz wzrost energii zniszczenia jak też pozwala na efektywne połączenie elementów betonowych.

1.3 Zakres pracy

Niniejsza praca składa się z 6 głównych części. Po wprowadzeniu do zagadnienia i określeniu celu pracy, w rozdziale 2 przedstawiono aktualny stan wiedzy na temat odkształceń wymuszonych. Opisano tam przyczyny powstawania tego typu oddziaływań i ich wpływ na pracę elementów betonowych. Następnie zaprezentowano przykłady uszkodzeń elementów konstrukcji na skutek odkształceń wymuszonych. Dodatkowo zestawiono i scharakteryzowano metody napraw elementów betonowych.

W rozdziale 3 opisano materiały budujące polimerowe złącze podatne – beton i polimer. Opisano ich podstawowe właściwości mechaniczne i zachowanie pod wpływem obciążeń. Następnie przedstawiono modele opisujące pracę betonu i polimeru w różnych stanach naprężenia. Na koniec opisano ideę polimerowego złącza podatnego oraz dotychczasowe wyniki badań nad złączem podatnym wykonanym z poliuretanu typu PT i PS.

Rozdział 4 zawiera opis programu badań eksperymentalnych ich wyniki. Część eksperymentalna obejmowała badania podstawowych parametrów mechanicznych materiałów budujących złącze – betonu i polimeru PT. Badania główne obejmowały testy na czteropunktowe zginanie i jednoosiowe rozciąganie złącza podatnego dla połączenia pierwotnego i wtórnego (szczegółowy opis w pkt. 4). Przedstawiono również wyniki badań dodatkowych obejmujących wpływ innych geometrii złącza, wieku złącza podatnego oraz wpływu warstwy gruntującej na pracę złącza.

W rozdziale 5 przedstawiono modele numeryczne opisujące pracę złącza podatnego pod obciążeniem. W celu poszerzenia zakresu badań przeprowadzono również analizę parametryczną geometrii złącza umożliwiającą rozszerzenie zakresu wyników badań eksperymentalnych.

Rozdział 6 zawiera podsumowanie wykonanych badań doświadczalnych i numerycznych wraz z wnioskami. Wskazano również dalsze kierunki badań, które powinny zostać podjęte w celu lepszego zrozumienia pracy polimerowego złącza podatnego.

1.4 Założenia i ograniczenia pracy

Złożoność problematyki i znaczna liczba istotnych czynników wpływających na pracę elementów wykonanych z materiałów kruchych połączonych polimerowym złączem podatnym powodują, że podczas analizy musiały zostać przyjęte poniższe założenia:

- przedmiotem badań była krzywa pierwotna obciążenia próbek,
- badania przeprowadzono przy stałej prędkości deformacji,
- przedmiotem badań były polimery poliuretanowe typu PT i PS,
- analizie nie podlegał wpływ cykliczności obciążenia tłumienia i oddziaływań dynamicznych,
- badania realizowane były w warunkach laboratoryjnych przy stałej, pokojowej temperaturze i wilgotności powietrza,
- w pracy pominięto wpływ reologii oraz efektów starzenia,
- analizie nie podlegał wpływ promieniowania UV oraz czynników zewnętrznych.

2 Stan wiedzy

2.1 Odształcenia wymuszone i ich źródła

2.1.1 Wprowadzenie

Odształcenia wymuszone są szczególnym przypadkiem oddziaływań, którym poświęca się w literaturze znacznie mniej uwagi niż obciążeniom mechanicznym wywołanym siłami zewnętrznymi (Niedostatkiewicz et al., 2020b; Pettersson et al., 2001a; Reinhardt, 1991; 2014). W przypadku możliwości występowania swobodnych zmian objętości lub długości, naprężenia wymuszone w elemencie betonowym nie powstaną, a zarysowanie nie wystąpi. Natomiast jeśli zmiany objętości lub długości elementu betonowego są ograniczone (ang. *restrained*), mogą wystąpić uszkodzenia, jeśli naprężenia rozciągające osiągną wytrzymałość betonu na rozciąganie. To czy taka sytuacja wystąpi zależy m.in. od warunków brzegowych elementu konstrukcji (Nagy, 1997; Pettersson et al., 2002).

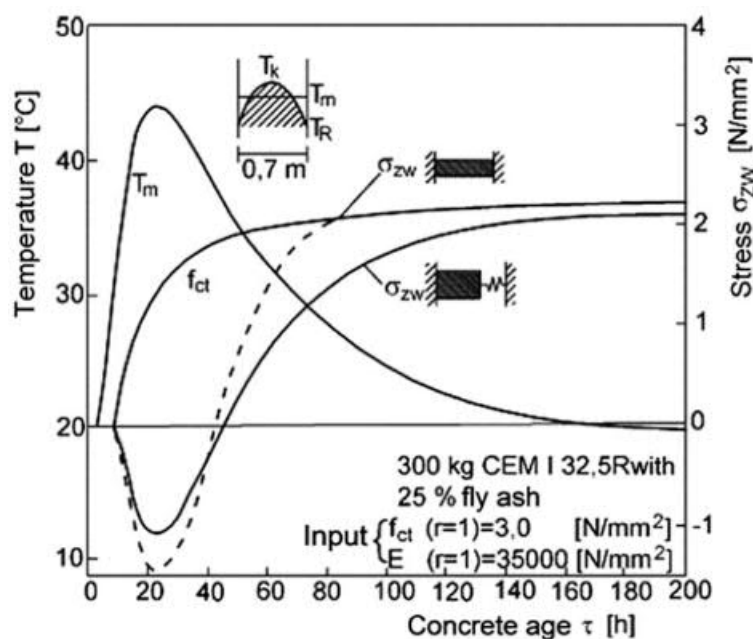
Przyczynami powstania odkształceń wymuszonych mogą być m.in.: skurcz lub pęcznienie betonu, zmiany termiczne (np. ogrzanie lub ochłodzenie), reakcje chemiczne czy różnica osiadań. W niektórych przypadkach możliwe jest ograniczenie negatywnych skutków działania odkształceń wymuszonych przez np. dobór odpowiedniej mieszanki betonowej (redukcja skurczu betonu) lub zapewnienie swobody odkształceń konstrukcji (zmniejszenie wpływu temperatury na siły wewnętrzne). Często jednak nie ma takich możliwości lub są one ograniczone, czego efektem są uszkodzenia wywołane ograniczeniem swobody odkształceń (Hajduk, 2018; Niedostatkiewicz et al., 2020c). Z drugiej strony, występowanie odkształceń wymuszonych w konstrukcji należy uznać za zjawisko normalne, a za cel przyjąć „zapanowanie nad siłami wymuszonymi” (Noakowski, 2009; Noakowski et al., 2003). Poniżej opisano trzy najczęstsze źródła powstawania odkształceń wymuszonych.

2.1.2 Oddziaływanie temperatury

Jednym z oddziaływań na elementy betonowe jest temperatura. Jest ona związana zarówno z warunkami dojrzewania betonu jak i pracy elementu konstrukcji. Wpływ temperatury różni się w zależności od wieku betonu, gdzie można wyróżnić beton młody i dojrzały (stwardniały).

Młody beton

Młody beton, po ułożeniu, zmienia intensywnie swoje właściwości mechaniczne wraz z czasem. Początkowo pod wpływem ciepła hydratacji beton wraz ze wzrostem temperatury rozszerza się w pierwszych godzinach, aby następnie kurczyć się w fazie ochładzania. Zakładając, że element konstrukcyjny ma ustalone warunki brzegowe, jako pierwsze powstaną w betonie naprężenia ściskające. Naprężenia te jednak nie mogą osiągnąć większych wartości, ponieważ sztywność młodego betonu jest wciąż niska oraz następuje zjawisko pełzania. Z biegiem czasu sztywność betonu rośnie, a wpływ pełzania maleje (Reinhardt, 2014). Następnie, wraz ze spadkiem temperatury, powstają naprężenia rozciągające, które w zależności m.in. od stopnia skrzepowania elementu mogą doprowadzić do powstania rysy (przekroczenie wytrzymałości betonu na rozciąganie – linia przerywana na rys. 2.1) (Falkner, 1985; Laube, 1990).



Rys. 2.1 Zmiana temperatury w betonie na skutek ciepła hydratacji oraz zmiana naprężeń na skutek pełnego i częściowego (73%) ograniczenia odkształceń (Laube, 1990)

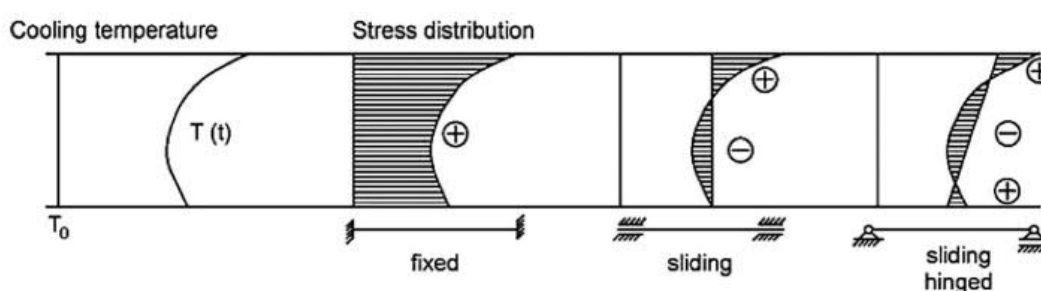
Wyjaśnienie oznaczeń: τ – wiek betonu, T – temperatura, σ_{zw} – naprężenia wymuszone, f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie

Dojrzały (stwardniały) beton

Odkształcenia wymuszone w stwardniałym betonie mogą powstać na skutek ekspansji (rozszerzania) i kurczenia się betonu. Ekspansja betonu może zostać spowodowana przez wzrost temperatury, reakcje chemiczne jak *alkali-silica reaction* (ASR) lub przez spowolnienie powstawania etryngitu (DEF, ang. *delayed ettringit formation*), np. przez

zamarzanie wody etc. (Laube, 1990). Kurczenie się betonu może powstać na skutek jego ochłodzenia lub skurczu. Jeśli reakcje chemiczne są wykluczone, to najczęstszą przyczyną zmian objętościowych betonu są odkształcenia termiczne i skurczowe.

Analizując wpływ temperatury i skurczu betonu należy rozróżnić pomiędzy równomiernym i nierównomiernym rozkładem odkształceń w przekroju elementu. W przypadku ograniczenia odkształceń w postaci sztywnych warunków brzegowych (utwierdzenie), powstają w przekroju odkształcenia nierównomierne. W przypadku występowania odkształceń nierównomiernych konieczne jest rozważenie trzech warunków brzegowych: pełnego utwierdzenia, utwierdzenia z możliwością poślizgu i przegubów z możliwością poślizgu (rys. 2.2).



Rys. 2.2 Rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju betonowym w zależności od warunków brzegowych: pełne utwierdzenie, utwierdzenie z poślizgiem i poślizg z przegubem (Reinhardt, 2014)

Wyjaśnienie oznaczeń: Cooling temperature – temperatura ochłodzenia, Stress distribution – rozkład naprężenia, fixed – utwierdzenie, sliding – poślizg (z utwierdzeniem), sliding hinged – poślizg z przegubem

Nierównomierny i asymetryczny rozkład odkształceń termicznych pokazano na rysunku 2.2 po lewej stronie. Jeśli element jest utwierdzony, rozkład naprężeń normalnych może być podobny do rozkładu odkształceń, o ile spełnione jest założenie jednorodności materiału. Jeśli podpory są przesuwne (np. poprzez poślizg), średnie naprężenie normalne maleje, a pozostałe naprężenia pozostają ze sobą w równowadze. Z kolei, jeśli podpory są przesuwne i pracują jak przeguby, dzięki którym element może się obracać, pozostałe naprężenia będą w stanie równowagi i nie powstanie reakcja podporowa (Reinhardt, 2014).

Wspomniane wyżej pozostałe naprężenia, nazywane naprężeniami własnymi (lub naprężeniami wewnętrznymi), powstają na skutek nieliniowego rozkładu odkształceń termicznych i skurczowych w jednorodnym przekroju (Flaga, 1990). Ujemne odkształcenia (kurczenie się) prowadzą do naprężeń rozciągających na powierzchni elementu i naprężeń ściskających w środku elementu.

Naprężenia własne mogą prowadzić do uszkodzenia struktury betonu w postaci zarysowania. Jest to możliwe już przy niewielkich zmianach temperatury (np. $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$ (Reinhardt, 2014)). Nawet w konstrukcjach żelbetowych obecność zbrojenia może jedynie

ograniczyć skutki działania temperatury i skurczu, ale nie może ich całkowicie wyeliminować (Pettersson et al., 2001a,b, Reinhardt, 1991).

2.1.3 Skurcz betonu

Innym źródłem oddziaływania na elementy konstrukcyjne jest skurcz betonu. Jest on związany z procesami chemicznego wiązania wody w betonie (skurcz autogeniczny) i oddawaniem jej otoczeniu w późniejszym czasie (skurcz od wysychania) – por. pkt. 3.1.5. Procesy te powodują – przy niekorzystnych warunkach brzegowych – powstanie odkształceń wymuszonych, które mogą prowadzić do powstania uszkodzeń betonu.

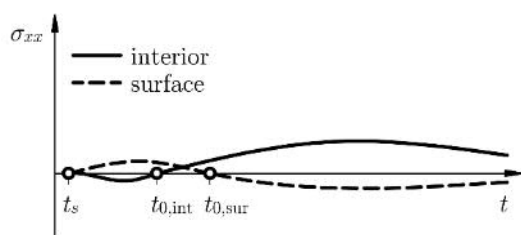
Młody beton

Analizując młody beton warto zauważyć, że oddziaływania temperatury i skurczu betonu w początkowej fazie dojrzewania betonu są ze sobą bezpośrednio powiązane. Temperatura dojrzewającego betonu zmienia się na skutek uwalniania ciepła hydratacji, co wpływa bezpośrednio na przebieg skurczu betonu (Flaga, 2011; Klemczak et al., 2014).

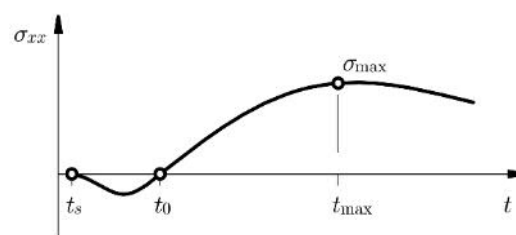
Beton w czasie twardnienia zmienia swoją objętość na skutek zmian temperatury i skurczu, co prowadzi do powstania naprężeń. W elementach betonowych, zwłaszcza elementach masywnych, takich jak np. płyty fundamentowe, naprężenia wywoływane są głównie przez różnice skurczu i temperatury pomiędzy wnętrzem a powierzchnią elementu (naprężenia samowzbudzające, ang. *self-induced stresses*) (ACI 207.2R-07, 2007). Początkowo wewnątrz elementu powstają naprężenia ściskające a na jego powierzchni naprężenia rozciągające; natomiast w fazie ochłodzenia można zaobserwować tendencję odwrotną (rys. 2.3a i 2.3c).

W elementach z ograniczoną zewnętrzną swobodą odkształceń, jak np. ściany na fundamencie, naprężenia termiczno-skurczowe wynikają ze sprzężonego oddziaływania naprężeń samorównoważących (= samowzbudzających) (rys. 2.3a) oraz naprężeń od skrępowania wynikających z warunków brzegowych (rys. 2.3b). Utwierdzenie w tych elementach wywołane jest przez połączenie (wiązanie) nowego betonu elementu ze starym betonem fundamentu.

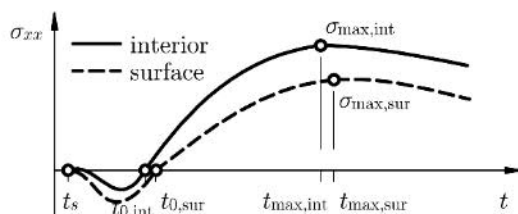
W takich sytuacjach – o ile nie zastosowano stosownych rozwiązań – może dojść do sytuacji, kiedy naprężenia wywołane skurczem przekroczą aktualną wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie i powstanie zarysowanie (rys. 2.3d).



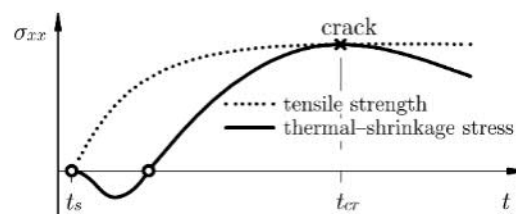
a) składowa naprężeń samowzbudzających



b) składowa naprężeń wywołana ograniczeniem odkształceń



c) całkowite naprężenia termiczno-skurczowe



d) formowanie rysy

Rys. 2.3 Rozwój wczesnych naprężeń termiczno-skurczowych w czasie dla ściany betonowej z zewnętrznym ograniczeniem odkształceń (Knoppik-Wróbel et al., 2015)

Wyjaśnienie oznaczeń: interior – wewnątrz, surface – na powierzchni, tensile strength – wytrzymałość na rozciąganie, thermal-shrinkage stress – naprężenie termiczno-skurczowe, crack – rysa, t_s – początek wiązania betonu, t_0 – wiek betonu w chwili obciążenia

Dojrzały (stwardniały) beton

W kontekście odkształceń wymuszonych w przypadku stwardniałego betonu wpływ temperatury i skurczu betonu można rozdzielić. Temperatura betonu jest najczęściej funkcją temperatury otoczenia. Stąd dalszy rozwój skurczu betonu nie zależy istotnie od temperatury betonu.

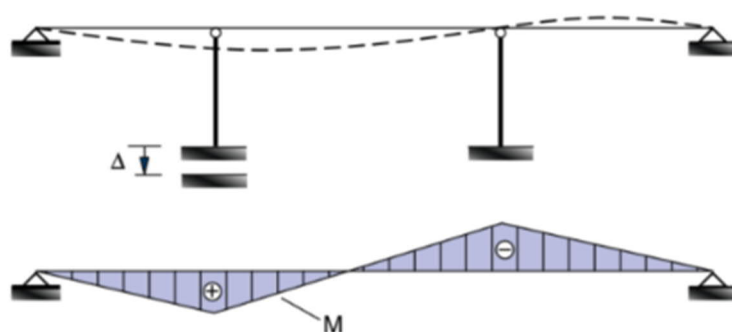
Wpływ skurczu na stwardniały beton, mimo że rozłożony w dłuższym czasie, jest wciąż istotny. I tak odkształcenia skurczu betonu po 28 dniach wynoszą ok. 10-20% końcowych odkształceń skurczowych; natomiast całkowite odkształcenia skurczowe po 365 dniach wynoszą ok. 20-30%. Pozostałe 70-80% odkształceń skurczowych stanowi potencjalne ryzyko powstania nowych uszkodzeń w strukturze betonu (Flaga, 2002).

Wpływ pełzania betonu na odkształcenia wymuszone

Warto zauważyć, że długotrwały wpływ skurczu betonu na odkształcenia wymuszone jest kompensowany w pewnej mierze przez zjawisko pełzania betonu. Pełzanie ma zazwyczaj pozytywny wpływ na naprężenia wymuszone – wraz ze wzrostem pełzania rosną odkształcenia i maleją naprężenia w elemencie.

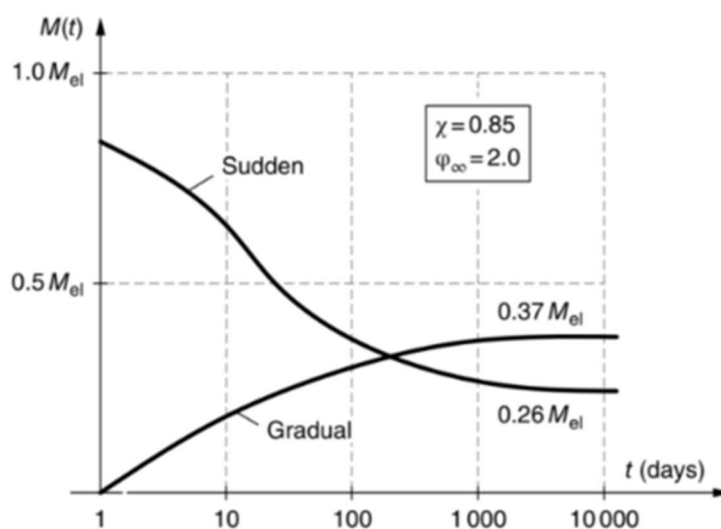
2.1.4 Osiadanie gruntu i fundamentów

Osiadanie fundamentów jest jedną z przyczyn powstania odkształceń wymuszonych (EA-Pfähle, 2007; Reis et al., 2019). Przesunięcie podpory (np. różnica osiadań fundamentów) w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych powoduje zmianę układu sił wewnętrznych w konstrukcji ustalając nowy układ równowagi. Osiadanie podpór może doprowadzić nawet do zmiany znaków naprężeń w przekroju (rys. 2.4), co może prowadzić do uszkodzeń elementu konstrukcyjnego. Osiadanie podpory może nastąpić nagle lub rozwijać się stopniowo w czasie (rys. 2.5), co przekłada się na odmienny rozkład sił wewnętrznych.



Rys. 2.4 Momenty zginające w dźwigarze mostowym wywołane osiadaniami fundamentu (Reis et al., 2019)

Wyjaśnienie oznaczeń: M – moment zginający, Δ - osiadanie podpory



Rys. 2.5 Wpływ nagłego (ang. *sudden*) i stopniowego (ang. *gradual*) osiadania fundamentu na moment zginający w dźwigarze mostowym (Reis et al., 2019)

Wyjaśnienie oznaczeń: t – czas w dniach, $M(t)$ – moment zginający w funkcji czasu, M_{el} – moment zginający (sprężysty), φ_{∞} - współczynnik pełzania

Innym, podobnym w skutkach przykładem powstania odkształceń wymuszonych są nierównomierne deformacje podpór. Na skutek różnic sztywności elementów (np. słupy żelbetowe i zespolone) elementy sztywne przejmują większe obciążenia niż elementy sąsiednie, prowadząc tym samym do zmiany rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcji.

2.2 Uszkodzenia wywołane odkształceniami wymuszonymi

2.2.1 Wprowadzenie

Odkształcenia wymuszone mogą pojawić się w każdym typie konstrukcji, a ich wielkość zależy od czynników opisanych w pkt. 3.1. Odkształcenia tego typu są jedną z najczęstszych przyczyn uszkodzeń betonowych elementów powierzchniowych takich jak: posadzki, płyty fundamentowe, ściany, zbiorniki, obudowy tuneli etc. Uszkodzenia w tego typu konstrukcjach prowadzą do pogorszenia użyteczności elementów konstrukcyjnych (np. przecieki w tunelach (Taniguchu et al., 2017)). Mogą również powodować ryzyko utraty nośności elementu konstrukcyjnego (Falkner, 1985; Kobiak, 1973; Noakowski, 2009; Reinhardt, 1991; Mitzel et al., 1982).

Uszkodzenia wywołane odkształceniami wymuszonymi mogą pojawić na każdym etapie użytkowania konstrukcji. W przypadku elementów betonowych możliwe jest to zarówno na wczesnym etapie (młody beton) jak i później (beton dojrzały) (rys. 2.6). Uszkodzenia młodego betonu powstają najczęściej na skutek oddziaływań wewnętrznych wywołanych procesem dojrzewania betonu (por. naprężenia termiczno-skurczowe, pkt. 3.1.3). Natomiast uszkodzenia dojrzałego betonu są przeważnie wynikiem oddziaływań zewnętrznych wywołujących odkształcenia wymuszone w elemencie (Lohmeyer et al., 2004).

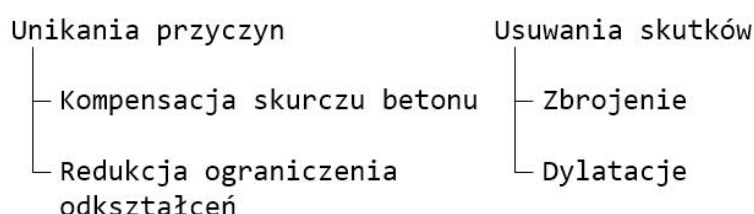


Rys. 2.6 Schemat rozwoju naprężeń wywołanych odkształceniami wymuszonymi i obciążeniem w porównaniu do rozwoju wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie (Lohmeyer et al., 2004)

Wyróżnić można dwa zasadnicze podejścia dotyczące radzenia sobie z odkształceniami wymuszonymi: (1) unikanie przyczyn i (2) radzenie sobie z konsekwencjami (rys. 2.7, (Silfwerband, 2018)). Pierwsze podejście (unikanie przyczyn) polega na działaniach prewencyjnych prowadzących do eliminacji występowania odkształceń wymuszonych. W tym celu kompensuje się skurcz betonu poprzez odpowiednie zaprojektowanie mieszanki betonowej lub zastępowanie cementu innymi materiałami (np. popiół lotny, naturalne pucolany, użycie cementów niskoskurczowych). Innym rozwiązaniem jest redukcja wpływu utwardzenia elementu (np. warstwy poślizgowe, betonowanie sekcjami).

Drugie podejście dopuszcza wystąpienie odkształceń wymuszonych i jednocześnie im przeciwdziała. Wyróżnić tutaj można zastosowanie odpowiedniego zbrojenia lub wykonanie dylatacji w celu kompensacji naprężeń wymuszonych.

Metodologia postępowania z odkształceniami wymuszonymi



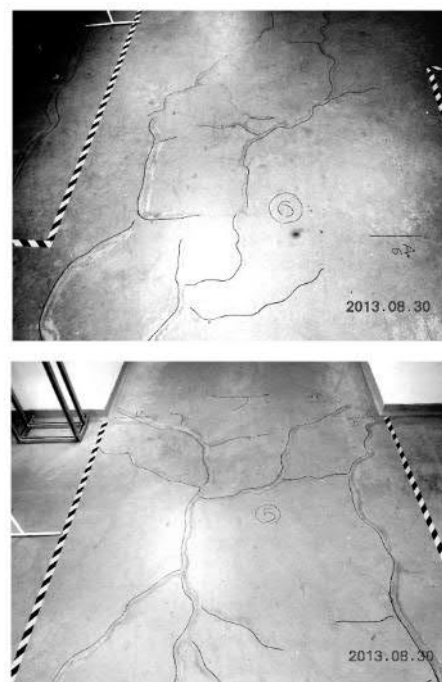
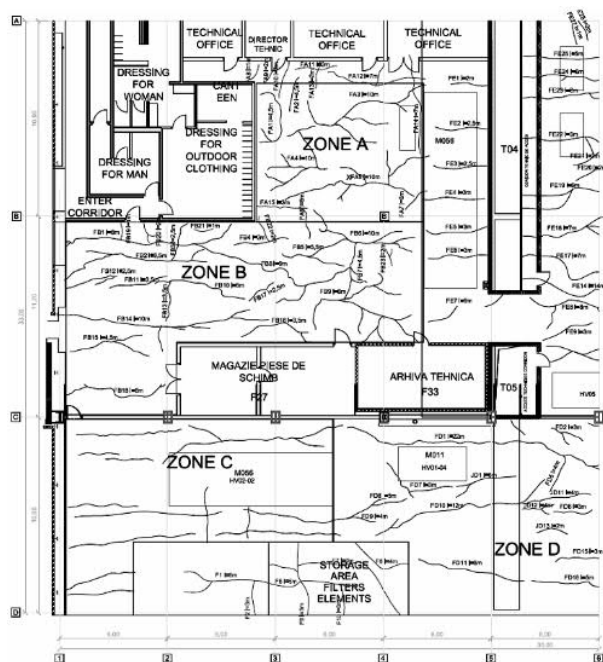
Rys. 2.7 Metodologia postępowania w przypadku odkształceń wymuszonych (Silfwerband, 2018)

2.2.2 Posadzki i nawierzchnie betonowe

Uszkodzenia posadzek i nawierzchni betonowych są najczęstszymi przykładami uszkodzeń wywołanych odkształceniami wymuszonymi. Uszkodzenia takie – najczęściej w postaci rys – mogą występować na znacznej powierzchni (Niedostatkiewicz et al., 2020a,b). W zależności od występujących czynników (skład mieszanki betonowej, intensywność skurczu, warunki brzegowe, obecność zbrojenia itp.) rozkład uszkodzeń może być różny. Rozkład rys może być rzadki (rys. 2.8), gęsty (rys. 2.9) lub lokalny (rys. 2.10). Podobna sytuacja może zachodzić w przypadku płyt fundamentowych (Noakowski et al., 2014), a nawet stropów (Popaescu, Deaconu et al., 2018).



Rys. 2.8 Obraz uszkodzeń nawierzchni betonowej wywołanych odkształceniami wymuszonymi (fot. autora)



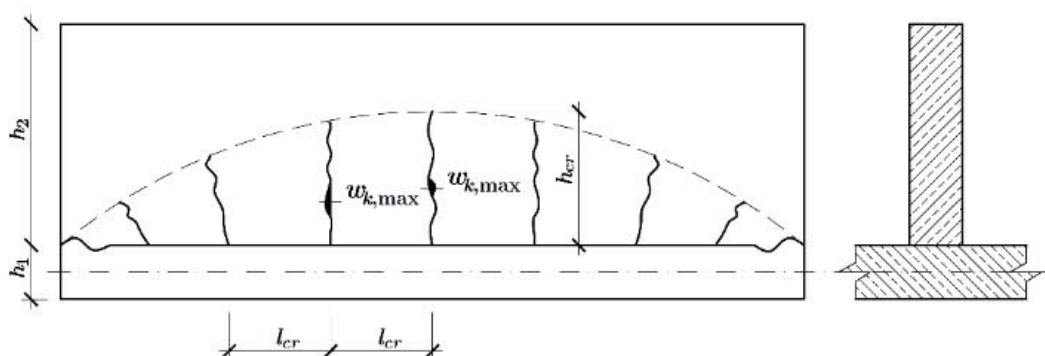
Rys. 2.9 Obraz zarysowania uszkodzonej płyty żelbetowej (Popaescu, Deaconu et al., 2018)



Rys. 2.10 Uszkodzenia narożników nawierzchni betonowej (Kwiecień, 2009b)

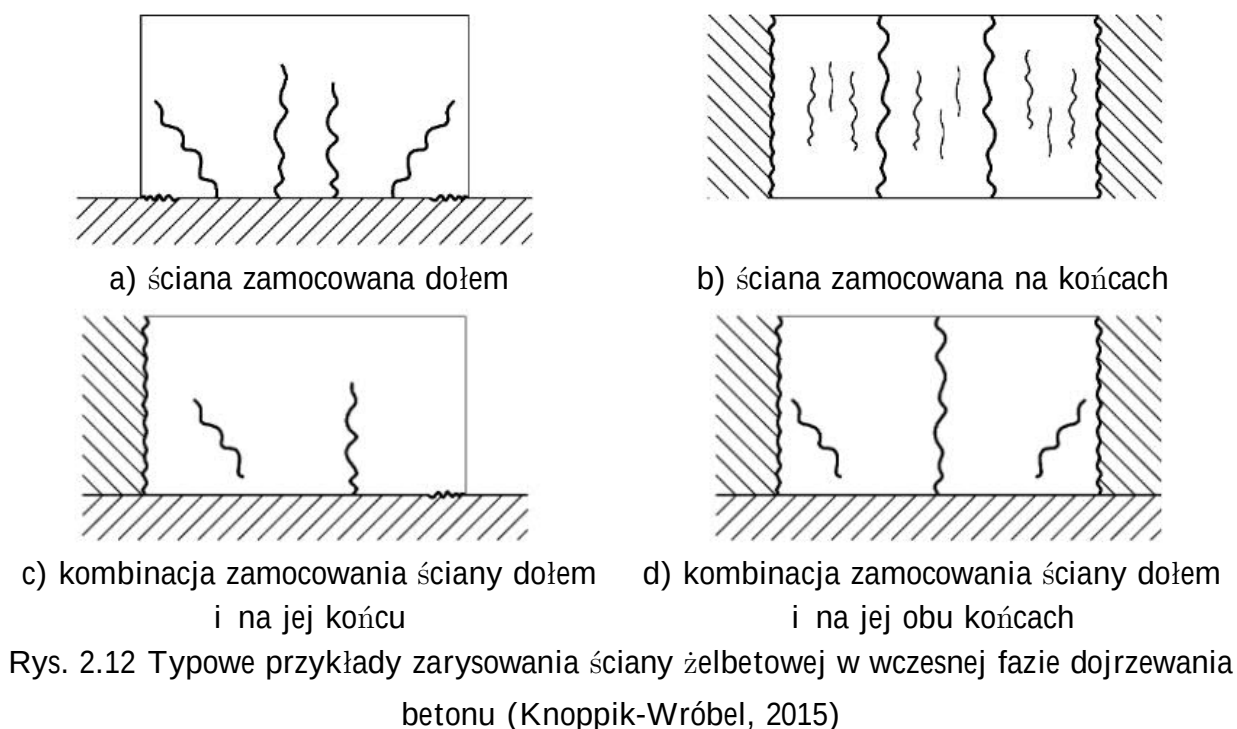
2.2.3 Tunele i elementy ścienne

Innym przykładem uszkodzeń elementów betonowych wywołanych odkształceniami wymuszonymi są elementy powierzchniowe w postaci ścian, obudów tuneli i zbiorników. Ściana oparta na wcześniej wykonanym elemencie (np. na fundamencie) może ulec uszkodzeniu na skutek różnicy odkształceń betonu nowego i starego (Fig. 2.11).



Rys. 2.11 Obraz zarysowania ściany betonowej z ograniczeniem odkształceń (Flaga et al., 2009)

W zależności od warunków brzegowych uszkodzenia ścian mogą przybrać różną postać. Wyróżnić tu można ścianę utwierdzoną u podstawy (rys. 2.12a), na końcach (rys. 2.12b), kombinację utwierdzenia podstawy i końca ściany (rys. 2.12c) oraz ścianę utwierdzoną z trzech stron (rys. 2.12d). Każdy z tych przypadków tworzy charakterystyczny układ zarysowania.



2.2.4 Dylatacje i połączenia elementów

Dylatacje i połączenia elementów są niewrażliwym punktem konstrukcji. Dylatacje dzielą konstrukcję w celu kompensacji niekorzystnych wpływów odkształceń wymuszonych. Z kolei połączenia w dylatacji mają za zadanie skutecznie i bezpiecznie przenoszenie występujące obciążenia i odkształcenia pomiędzy połączonymi ze sobą elementami konstrukcji.

Dylatacje stosowane są powszechnie w elementach takich jak: posadzki, stropy, nawierzchnie, ściany oporowe czy zbiorniki (Bida et al., 1996; Lohmeyer et al., 2004; Nordheus et al., 1996; Starosolski, 2019; Hock et al., 1986). Połączenia w konstrukcjach betonowych występują również jako połączenia elementów prefabrykowanych (np. ściany prefabrykowane) (Kleinlogel, 1958; Rehm et al., 1982; Schmidt et al., 2007).

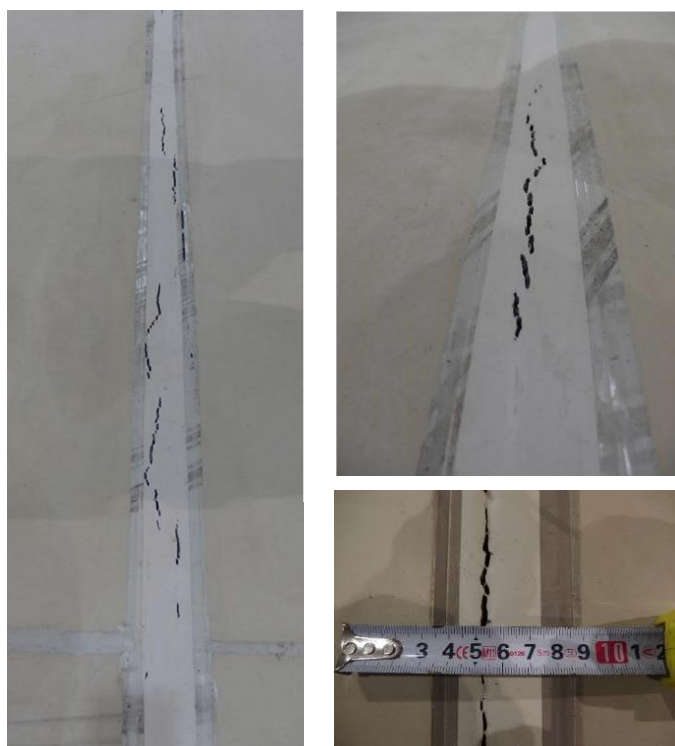
Poniżej przedstawiono przykłady uszkodzeń nawierzchni betonowych w pobliżu dylatacji na skutek odkształceń wymuszonych. Rysunek 2.13 przedstawia przykład nieskutecznej dylatacji – dylatacja nie skompensowała skutków oddziaływań skurczu i temperatury. Uszkodzenie pojawiło się tuż obok zakładanej dylatacji.

Kolejny przykład (rys. 2.14) przedstawia przerwanie dylatacji w hali chłodni na skutek zmian temperatury otoczenia; szerokość dylatacji dochodziła do 40 mm. W tym przypadku splot kilku czynników, w tym różnicy temperatur w fazie początkowej i eksploatacyjnej hali oraz znacznego skurczu betonu na skutek doboru niewłaściwej mieszanki betonowej, doprowadził do powstania tak znaczących uszkodzeń.

Rysunek 2.15 przedstawia uszkodzenie połączenia segmentów obudowy tunelu, prowadząc tym samym do ryzyka nieszczelności tunelu. Ostatnim przykładem (rys. 2.16) jest pęknięcie połączenia ścian prefabrykowanych na skutek nieodpowiedniego doboru materiału łączącego (krucha zaprawa na bazie cementu).



Rys. 2.13 Uszkodzenie nawierzchni betonowej (nieskuteczna dylatacja; fot. autora)



Rys. 2.14 Uszkodzenie dylatacji w hali chłodni (fot. autora)



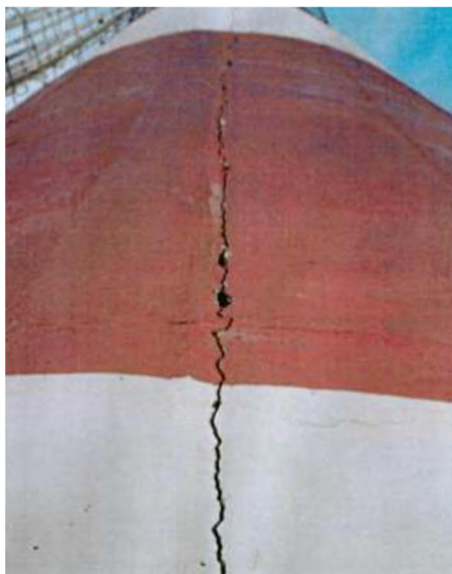
Rys. 2.15 Uszkodzenie połączenia segmentów tunelu (fot. autora)



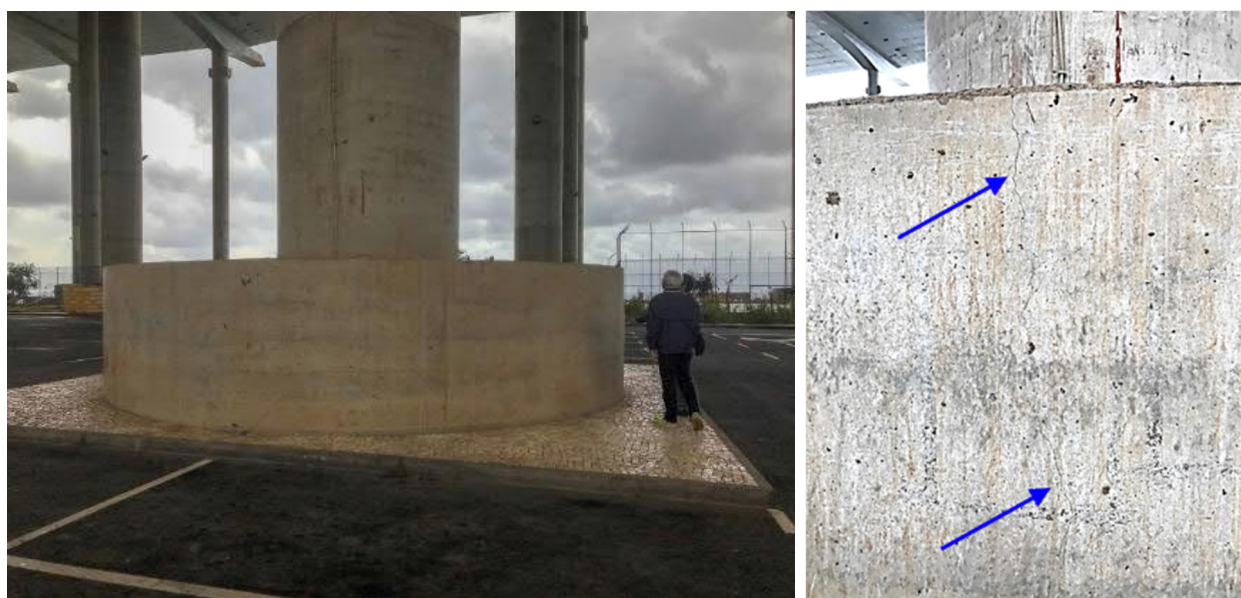
Rys. 2.16 Pęknięcie połączenia ścian prefabrykowanych na skutek doboru nieodpowiedniego materiału łączącego

2.2.5 Inne przykłady

Przykłady uszkodzeń na skutek odkształceń wymuszonych można powszechnie zaobserwować w wielu innych typach konstrukcji. Wymienić tu można powłoki kominów i wieże (rys. 2.17), połączenia prefabrykowanych elementów turbin wiatrowych (Hartwig, Bock et al., 2018), elementy liniowe (drogowe bariery ochronne), konstrukcje masywne z betonu (rys.. 2.18).



Rys. 2.17 Uszkodzenie powłoki komina na skutek oddziaływania temperatury (Noakowski, Moncarz et al., 2015)



Rys. 2.18 Uszkodzenie masywnej stopy fundamentowej wywołane odkształceniami wymuszonymi (fot. autora)

2.3 Metody napraw i wzmocnienia betonu

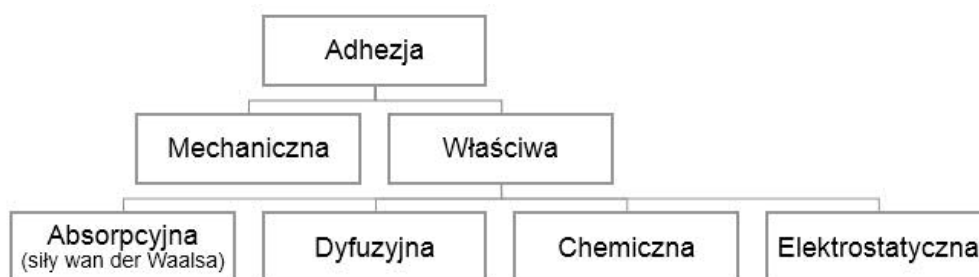
2.3.1 Wprowadzenie

Wybór właściwej metody naprawczej jest najważniejszym elementem w procesie naprawy (Ashby, 2011). Dobór zasad i metod naprawy uważa się nawet za element strategii zarządzania obiektem (EN 1504, 2004; 2020). W przypadku uszkodzenia konstrukcji lub jej elementu wyróżnia się następujące metody zaradcze:

- ograniczenie dalszej degradacji,
- wzmocnienie lub naprawę elementu,
- odbudowę lub wymianę elementu.

Kolejnym istotnym elementem procesu naprawy jest diagnoza stanu technicznego konstrukcji (ocena wad konstrukcji, ich przyczyn oraz możliwość pełnienia przez konstrukcję swojej funkcji). Naprawa betonu bez uwzględnienia czynników, które spowodowały uszkodzenia prowadzi do sytuacji, w której czynniki te będą wciąż oddziaływały na naprawiony element i mogą spowodować ponowne jego uszkodzenie.

Oprócz tradycyjnych, najczęściej inwazyjnych metod napraw (Kobiak, 1973; Masłowski et al., 1988) coraz większą popularnością cieszą się metody oparte na wykorzystaniu materiałów adhezyjnych (kleje, żywice itp.) (Habenicht, 2016; Pröbster, 2011; Rudawska, 2013; Zilch et al., 2012). Zjawisko adhezji polega na wiązaniu różnych materiałów do siebie (Sharpe, 1998). Adhezja jest wynikiem działania sił przyciągania między cząsteczkami przylegających do siebie materiałów znajdujących się na ich powierzchni. Oddziaływania te mają najczęściej charakter wiązań chemicznych drugiego rzędu (wiązania wodorowe, siły van der Waalsa; rys. 2.19).



Rys. 2.19 Rodzaje adhezji i sił adhezyjnych (Rudawska, 2013)

Miarą adhezji jest przyczepność, czyli wielkość oporu, jaki należy pokonać, aby rozdzielić połączone materiały. Złącze powstające w wyniku naprawy jest zbudowane przez materiały o różnych właściwościach fizycznych i mechanicznych. Dobór materiałów

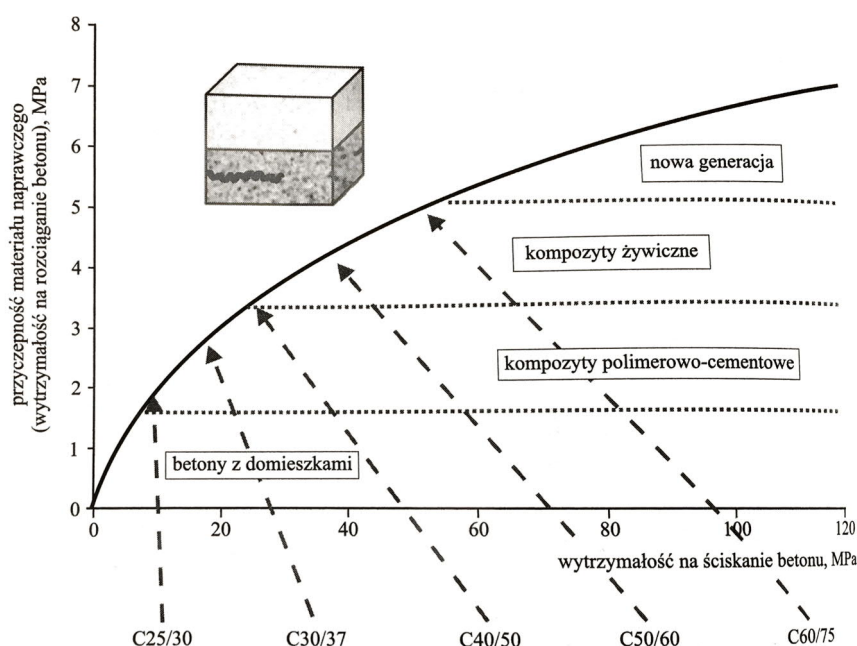
połączenia powinien zapewnić właściwą współpracę (kompatybilność) wszystkich elementów układu naprawczego (Czarnecki et al., 2017).

W praktyce za wystarczającą przyczepność przyjmuje się przyczepność większą niż wytrzymałość na rozciąganie naprawianego betonu (Czarnecki, 2007). Należy zauważyć, że wraz ze wzrostem przyczepności rośnie tolerancja na niekompatybilność stosowanych materiałów (Czarnecki et al., 2017). Tzw. zasadę kompatybilności sformułowano jako dobór takich właściwości chemicznych i fizycznych materiałów, aby zapewniał on nieprzekroczenie dopuszczalnych naprężeń i odkształceń w każdym miejscu elementu w przewidywanym czasie i warunkach użytkowania (Czarnecki et al., 1999). Warunek kompatybilności jest niezależny od typu naprawy, ponieważ w każdym przypadku mogą powstać w układzie istotne – nieraz niszczące – naprężenia. Wymaganie kompatybilności w odniesieniu do wyrobów naprawczych sformułowano poniżej za (Sokalska et al., 2012):

$$E \cdot \alpha_T \leq 0.3 \text{ MPa/K} \quad (2.1)$$

gdzie: E – moduł sprężystości materiału naprawczego, α_T – współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej.

Należy tutaj zaznaczyć, że wytrzymałość betonów na rozciąganie rośnie wraz z postępowaniem technologii betonu (Kaszyńska, 1998). Do naprawy betonów wysokiej ($f_c > 60 \text{ MPa}$) i bardzo wysokiej ($f_c > 120 \text{ MPa}$) wytrzymałości potrzebne są materiały o podwyższonej przyczepności (rys. 2.20).



Rys. 2.20 Wymagany poziom przyczepności w zależności od klasy naprawianego betonu (Czarnecki et al., 2017)

Przyczepność do podkładu betonowego jest jedną z najważniejszych cech materiału naprawczego. Pogląd ten ma swoje źródło w mandacie Komisji Europejskiej M/128-EN (M/128-EN, 1999) udzielonym Europejskiemu Komitetowi Normalizacyjnemu (CEN), gdzie przyczepność jest pierwszym wymaganiem technicznym w ramach wymagania podstawowego ER 1. Przyczepność ta zależy od szeregu czynników, m.in. (Courard et al., 2006):

- wytrzymałości mechanicznej łączonych materiałów,
- stopnia uszkodzenia powierzchni łączonej (mikrorysy),
- stopnia wilgotności powierzchni łączonej,
- sił adhezji (przede wszystkim sił van der Waalsa),
- rozwinięcia powierzchni podłoża szczepnego, tj. uszorstkowanie powierzchni i związanego z nim mechanizmu klinowania (adhezja mechaniczna)
- warstw szczepnych / środków gruntujących.

W odniesieniu do przyczepności (adhezji) materiału już sam sposób pielęgnacji i chropowatości powierzchni łączonych na istotny wpływ na wielkość sił adhezji (2017; Garbacz et al., 2005; Sadowski et al., 2016). Analizę przyczepności w kontekście chropowatości powierzchni łączonych zajmuje się m.in. Inżynieria Powierzchni Betonu (ang. *Concrete Surface Engineering*) (Sadowski et al., 2016; Bissonnette et al., 2016; Garbacz et al., 2013). Pozwala ona na określenie tzw. stopnia rozwinięcia powierzchni odpowiedzialnego za przyczepność materiałów łączonych. Jak dotąd wpływ stopnia rozwinięcia powierzchni betonu na przyczepność nie jest jednoznaczny. Badania (Courard et al., 2006) pokazały, że wzrost uszorstkowania powierzchni jest pozytywny w przypadku betonów wyższych klas wytrzymałości (C30/37 i wyżej). Odwrotną tendencję zaobserwowano w przypadku betonów niższych klas wytrzymałości, gdzie może dochodzić do większego uszkodzenia powierzchni betonu (mikropęknięcia).

Istnieje szereg metod określenia profilu rozwinięcia powierzchni, jak np. za pomocą krzywej Abbotte'a, profilu falistości, wskaźnika chropowatości itp. (PN-EN 1504-10, 2017; Courard et al., 2006). Warto tu również wspomnieć o innowacyjnych metodach nieniszczących, które pozwalają na miarodajny opis morfologii powierzchni i określić jej chropowatość (Siewczyńska, 2012; Czarnecki et al., 2006; Hoła, Sadowski et al., 2015).

Zaznaczyć tutaj należy, że niniejsza praca nie zajmuje się analizą wpływu rozwinięcia powierzchni betonu na jego przyczepność. W tym miejscu autor chciał jedynie zasygnalizować o zagadnieniu.

Przyczepność wymagana w EN 1504 jest ujęta jako wynik pomiaru przy odrywaniu (badanie *pull-off*). Pomiar ten przeprowadza się na podstawie wytycznych EN 1542 (EN

1542, 1999) oraz EN 12636 (EN 12636, 1999). W EN 1504-3 określono wymaganą przyczepność materiałów naprawczych do podkładu betonowego jako:

$$\begin{aligned} f_a &> 1.5 \text{ MPa (klasa R3)} \\ f_a &> 2.0 \text{ MPa (klasa R4)} \end{aligned} \quad (2.2)$$

a w odniesieniu do złączy konstrukcyjnych (EN 1504-4), w tym złącza beton-beton, jako „zniszczenie w podłożu betonowym”. Warunek ten nakłada wymaganie przyczepności dla zwykłych betonów na poziomie:

$$f_a > 3.0 \text{ MPa (klasa R3)} \quad (2.3)$$

a dla betonów wysokiej wytrzymałości nawet:

$$f_a > 5.0 \text{ MPa.} \quad (2.4)$$

Dodatkowo norma EN 1504-4 wskazuje, że połączenie konstrukcyjne betonu naprawianego z betonem naprawczym powinno być tak dobrane, aby ewentualne uszkodzenia występowały w naprawianym podkładzie betonowym.

2.3.2 Popularne metody napraw

Istotny wpływ na wybór metody naprawczej ma materiał wykorzystany do naprawy. Zastosowanie konkretnego materiału naprawczego pociąga za sobą wymagania, które powinny zostać spełnione w celu wykonania skutecznej naprawy (ACI 503.5R, 2003). W pracy ograniczono się do analizy połączeń adhezyjnych, które stosowane są do naprawy lub uszczelnienia elementów betonowych.

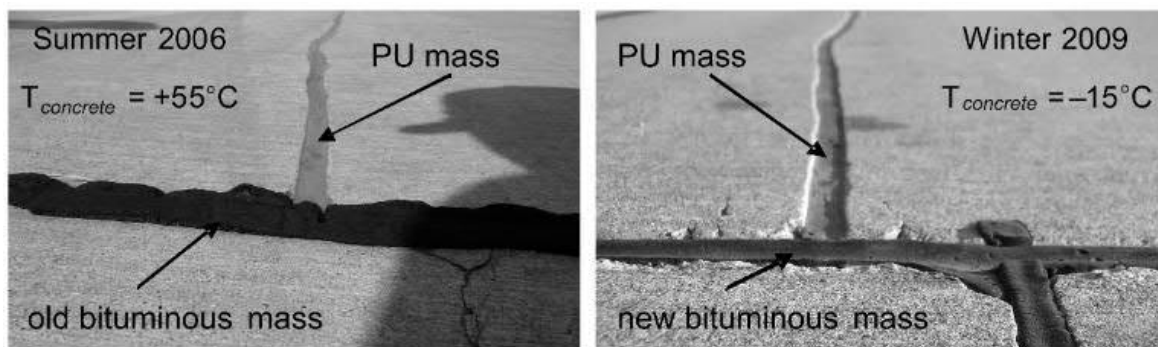
Najczęściej stosowanymi w praktyce materiałami naprawczymi lub uszczelniającymi są m.in.:

- masy bitumiczne,
- spoiwa hydrauliczne (iniektory cementowe, polimerowo-cementowe),
- żywice (epoksydowe, poliuretanowe, akrylowe, poliestrowe etc.).

Masy bitumiczne

Masy bitumiczne, coraz rzadziej stosowane w praktyce, uznawane są często za nieskuteczne materiały naprawcze z racji ich niewystarczających właściwości mechanicznych, trwałości i wrażliwości na temperaturę. Masy te ulegają istotnemu kurczeniu lub rozszerzaniu się pod

wpływem temperatury (Bösche et al., 1998). Przykład nieskutecznego zastosowania mas bitumicznych przedstawiono w (Kwiecień, Gruszczyński et al., 2011); rys. 2.21.



Rys. 2.21 Wpływ temperatury na odkształcenia masy bitumicznej wykorzystanej do naprawy nawierzchni betonowej (nieskuteczność naprawy za pomocą masy bitumicznej) (Kwiecień, Gruszczyński et al., 2011)

Spoiwa hydrauliczne

Spoiwa hydrauliczne wykonywane są najczęściej za pomocą iniekcji cementowych lub polimerowo-cementowych. Są to popularne i względnie tanie metody napraw. Charakteryzują się szybkim przyrastaniem wytrzymałości i modułu sprężystości w czasie. Ich zaletą jest też to, że można je stosować w warunkach wilgotnych i mokrych. Z kolei ich stosunkowo wysoka sztywność oraz niewielka odkształcalność ograniczają ich stosowanie w przypadku wystąpienia odkształceń na poziomie kilku promili. Stosowanie tak kruchego spoiwa stwarza ryzyko powiększenia powierzchni zniszczenia w skutek powstania nowych uszkodzeń w materiale naprawianym (Kwiecień et al., 2004; 2008); por. rys. 2.22.



Rys. 2.22 Nieskuteczna naprawa pęknięć nawierzchni betonowej szybkowiążącą zaprawą cementową (strzałkami oznaczono widoczne nowe uszkodzenia)

Żywice epoksydowe i inne

Żywice epoksydowe, dzięki swoim dobrym właściwościom mechanicznym, uważane są za najskuteczniejsze materiały do przenoszenia obciążenia (Mühlbauer, 2012; Czarnecki et al., 2017). Żywice te można stosować w przypadku braku wilgoci. Obecność wilgoci powoduje pogorszenie cech mechanicznych utwardzonej żywicy. Parametry mechaniczne żywic epoksydowych o zwiększonej tolerancji na obecność wilgoci są niższe od żywic utwardzanych w warunkach suchych.

Mimo, że żywice epoksydowe są najczęściej stosowanymi żywicami przy naprawach elementów betonowych, to nie zawsze są odpowiednim materiałem naprawczym. Wykorzystanie żywicy epoksydowej w naprawie przy jednoczesnych stosunkowo dużych odkształceniach może powodować powstanie nowych uszkodzeń.

Przykład błędnego doboru materiału naprawczego znaleźć można w (Popaescu, Deaconu et al., 2018). Do naprawy spękań płyty stropu na skutek odkształceń wymuszonych od skurczu wykorzystano żywicę epoksydową wysokiej wytrzymałości ($f_t = 49.9$ MPa). Pomiary szerokości rys pokazały, że zarejestrowane rozwarście rysy wynosiło do 0.036 mm, co daje odkształcenia na poziomie $\varepsilon = 0.036 \text{ mm} / 50 \text{ mm} = 0.72\%$. Odkształcenia tej wielkości są bliskie granicznym odkształceniom betonu i niektórych żywic, co stwarza wysokie ryzyko powstania nowego uszkodzenia.

Innym przykładem są żywice poliuretanowe, które podzielić można na jedno- i dwuskładnikowe. Poliuretany jednoskładnikowe mają zdolność do wiązania pod wpływem wilgoci. Niektóre żywice jednoskładnikowe po zetknięciu z wodą ulegają silnemu i szybkiemu spienieniu, co jest związane z wydzielaniem dwutlenku węgla.

Poliuretany dwuskładnikowe ulegają najczęściej wolniejszemu spienieniu w kontakcie z wodą i wykazują niewielki przyrost objętości. Czas ich wiązania – w porównaniu do innych materiałów – jest krótki (od kilku do kilkudziesięciu minut). Poliuretany dwuskładnikowe charakteryzują się dobrymi cechami mechanicznymi (f_c do 70 MPa) oraz wysoką elastycznością w stanie utwardzonym.

Więcej na temat napraw elementów betonowych z wykorzystaniem poliuretanów dwuskładnikowych przedstawiono poniżej w punkcie 2.3.3 dotyczącym polimerowego złącza podatnego.

Żywice akrylowe mogą być stosowane w obecności wody oraz przy niskiej, a nawet ujemnej temperaturze. Charakteryzują się niską lepkością przez co łatwo penetrują nawet niewielkie szczeliny – są często wykorzystywane do iniekcji mikrorys. Z racji stosunkowo wysokiego modułu sprężystości mogą powodować nowe uszkodzenia przy wystąpieniu już niewielkich odkształceń.

2.3.3 Polimerowe złącze podatne jako alternatywna metoda naprawcza

Nie istnieje jedna uniwersalna metoda naprawy elementów konstrukcji. W zależności od sytuacji, rodzaju materiału, rodzaju i wielkości uszkodzenia należy dobrać najodpowiedniejszą metodę naprawczą, która przywróci funkcję uszkodzonemu elementowi konstrukcji. W przypadku konstrukcji betonowych można stwierdzić, że należy dobierać takie materiały naprawcze, które nie wprowadzają dodatkowych naprężeń rozciągających w uszkodzonym elemencie konstrukcji. Element betonowy po naprawie posiada wciąż pewne osłabienie materiałowe w obszarze uszkodzenia na skutek mikrorys, które w praktyce trudno jest wyeliminować. Stąd materiały stosowane do naprawy betonu powinny wykazywać się m.in. wysoką wytrzymałością i jednocześnie wysoką zdolnością do przenoszenia odkształceń. Zapewnienie takiego zestawu cech pozwala na skuteczne przenoszenie obciążeń i jednocześnie minimalizuje ryzyko nowego uszkodzenia.

Powyższe właściwości wykazują polimery wykorzystywane w metodzie złącza podatnego. Są to materiały dwuskładnikowe bazujące na poliuretanie (por. opis żywic poliuretanowych w pkt. 2.3.2), których parametry techniczne można dobierać w zależności od potrzeby. Podstawowymi parametrami zmiennymi są tutaj wytrzymałość polimeru na rozciąganie i jego odkształcalność. Polimery stosowane w metodzie złącza podatnego mają wytrzymałości na rozciąganie od 1.2 MPa do 24 MPa, natomiast odkształcalność graniczna waha się w zakresie od 15% do 140%. Generalnie stwierdzić należy, wraz ze wzrostem wytrzymałości polimeru jego odkształcalność maleje.

Polimerowe złącze podatne wykorzystywane w naprawie elementów betonowych to kombinacja adhezji absorpcyjnej (siły van der Waalsa) i mechanicznej (mechaniczne klinowanie na chropowatej powierzchni podkładu). Polimery budujące złącze podatne spełniają warunek kompatybilności (por. pkt. 2.3.1; (Sokalska et al., 2012)) i nadają się do napraw elementów betonowych. Warunki kompatybilności dla polimerów typu PT i PS są spełnione i wynoszą odpowiednio dla rozciągania $0.09 \text{ MPa/K} \leq 0.30 \text{ MPa/K}$ i $0.03 \text{ MPa/K} \leq 0.30 \text{ MPa/K}$. Dodatkową zaletą takich materiałów jest szybkość wiązania.

Polimerowe złącze podatne może być wykorzystane m.in. jako:

- naprawa elementów betonowych (posadzki i nawierzchnie betonowe, ściany, elementy tuneli, kominy),
- połączenia elementów konstrukcyjnych (np. połączenia elementów prefabrykowanych, segmentów dźwigarów sprężonych, por. (Rehm et al., 1982) lub segmentów turbin wiatrowych (Hartwig, Bock et al., 2018)),
- połączenia drugorzędnych elementów betonowych (drogowe bariery ochronne),

- wypełnienie i uszczelnienie dylatacji (ściany oporowe, baseny),
- połączenie sklepień i łuków murowych,
- warstwa adhezyjna we wzmocnieniach elementów taśmami i matami kompozytowymi FRP (Derkowski et al., 2013).

Ograniczeniem stosowania polimerowego złącza podatnego jest jego stosunkowo krótki czas otwarcia (3 do 10 min), co jest powiązane z krótkim czasem wiązania. Innym ograniczeniem może być względnie wysoka podatność na zjawiska reologiczne (pełzanie; (Pelka, 2018b)) i temperaturę powyżej 200°C (2020).

3 Materiały

3.1 Beton

3.1.1 Wprowadzenie

Beton jako jeden z podstawowych materiałów budowlanych, jest stosowany na świecie z powodzeniem od ponad stu lat. Mimo jednak tylu lat doświadczenia w pracy z tym materiałem, dopiero od kilkudziesięciu lat jego zachowanie opisane jest dokładniej. Wcześniej to ludzkie doświadczenie decydowało gdzie, ile i jak należy go wykorzystać, żeby bezpiecznie wykonać planowane przedsięwzięcie. Warunki brzegowe narzucone przez doświadczenie były najczęściej dalekie od rzeczywistych możliwości wykorzystania i optymalizacji konstrukcji z betonu. Uwidoczniło się to jeszcze wyraźniej wraz z wynalezieniem betonu zbrojonego w XIX w. Dokładny opis zachowania i budowy betonu został rozwinięty stosunkowo niedawno, co można powiązać z gwałtownym rozwojem techniki.

To dzięki nowym technikom pomiarowym udokumentowano złożoną naturę betonu (Godycki-Ćwirko, 1982; Klisiński et al., 1988; Neville, 2012). Pozwoliło to na rozwój matematycznych modeli opisujących zachowanie się betonu. Rozwój nauki pokazał, że złożone zachowanie się betonu spowodowane jest jego kompozytową budową i wymaga dedykowanych modeli konstytutywnych w celu jego poprawnego opisu (fib Bulletin No. 45, 2008; Godycki-Ćwirko, 1982). Od wielu lat rozwijane są matematyczne modele betonu opisujące jego zachowanie w różnych warunkach (pod obciążeniem, w złożonych warunkach środowiskowych pod wpływem czasu itp.). Przyjęcie właściwego modelu betonu ma decydujący wpływ na odzwierciedlenie rzeczywistej pracy konstrukcji.

W rozdziale tym przedstawiono podstawowe właściwości mechaniczne stwardniałego betonu, jak wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie. Następnie opisano dostępne w literaturze modele opisujące pracę betonu w jedno- i wieloosiowym stanie naprężenia. Opisano wpływ oddziaływań takich jak odkształcenia wymuszone wywołane skurczem i temperaturą na materiał betonu.

3.1.2 Właściwości mechaniczne betonu ściskanego

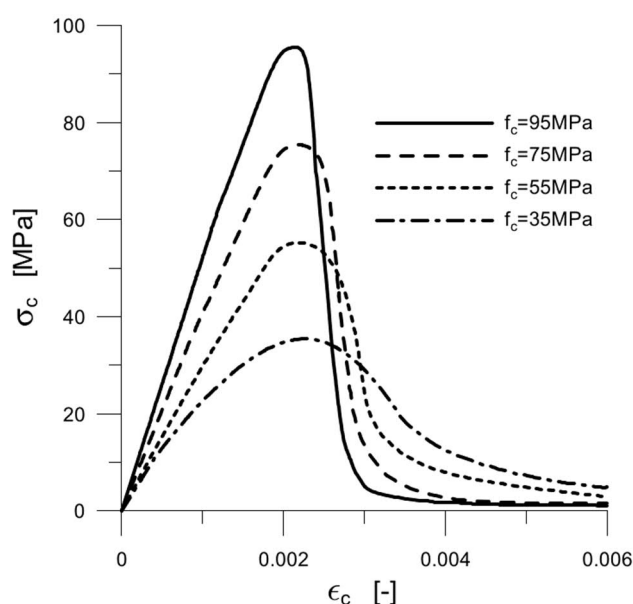
3.1.2.1 Jednowymiarowe związki fizyczne betonu

Badania doświadczalne (Kupfer et al. 1969; Korsovos 1978) pokazały, że zachowanie betonu zależy od tego czy rozpatrujemy prosty, czy złożony stan naprężenia. Przy jednoosiowym ściskaniu beton początkowo zachowuje się liniowo-sprężyste. Po tym

następuje faza nieliniowa aż do osiągnięcia przez beton wytrzymałości na ściskanie. Faza ta nosi nazwę wzmocnienia. W fazie tej następuje rozwój mikrorys na skutek zrywania połączeń pomiędzy poszczególnymi składnikami betonu. Rozwój mikrorys ma początkowo charakter stabilny, aż do momentu, kiedy rysy w zaczynie cementowym łączą się z rysami powstałymi na styku kruszywa i zaczynu. W rezultacie prowadzi on do gwałtownego powstawania uszkodzeń (powstają rysy w kierunku głównych naprężeń rozciągających) i ostatecznie do zniszczenia próbki.

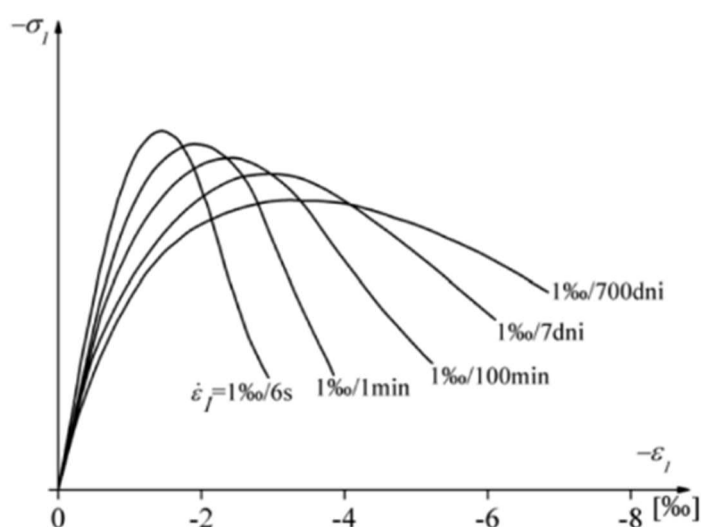
Po osiągnięciu wytrzymałości na ściskanie krzywa σ_c - ϵ_c opada i tym samym następuje faza osłabienia materiału (faza pokrytyczna) oraz spadek jego sztywności (ang. *softening*). Dla betonów o niższej wytrzymałości spadek sztywności w fazie pokrytycznej jest stosunkowo niewielki. Jednak wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu obserwuje się coraz gwałtowniejszy spadek sztywności – materiał staje się coraz bardziej kruchy (rys. 3.1).

Dodatkowo, zarówno w betonie poddanym ściskaniu jak i rozciąganiu zaobserwować można powstanie trwałych odkształceń. Odkształcenia te na poziomie makroskopowym odpowiadają uplastycznieniu się materiału, który przestaje pracować w fazie sprężystej. Trwałe odkształcenia są efektem mechanizmu dyssypacji energii na poziomie mikroskopowym. Mechanizm dyssypacji energii w betonie wygląda jednak zupełnie inaczej niż w przypadku np. metali, gdzie dyssypacja energii powstaje głównie na skutek dyslokacji w strukturze krystalicznej metalu. W betonie dyssypacja powstaje na skutek utraty połączenia pomiędzy kruszywem a zaczynem cementowym, tarcia na styku kruszywo – zaczyn cementowy, obrotów i wyrywania ziaren kruszywa z zaczynu oraz miażdżenia ziaren kruszywa (Marzec, 2008).



Rys. 3.1 Zależność naprężenie – odkształcenie dla różnych klas betonu (Seręga, 2009)

Wyznaczenie krzywych naprężenie – odkształcenie w bezpośrednim teście na ściskanie przeprowadza się na dwa sposoby – sterując przyrostami naprężenia (σ) lub odkształcenia (ε). Sterowanie przyrostem naprężenia pozwala na uzyskanie jedynie dokrytycznej części wykresu σ_c - ε_c , z kolei sterowanie odkształceniem pozwala na uzyskanie ścieżki σ_c - ε_c w pełnym zakresie. Na kształt krzywej σ_c - ε_c wpływa również na prędkość z jaką przykładane jest obciążenie. Wzrost prędkości obciążenia prowadzi do wzrostu wytrzymałości betonu (rys. 3.2).



Rys. 3.2 Zależność naprężenie – odkształcenie w teście na ściskanie betonu dla różnych prędkości odkształcenia (Marzec, 2008)

3.1.2.2 Wytrzymałość na ściskanie

Opis właściwości mechanicznych betonu ściskanego najczęściej sprowadza się do określenia jego wytrzymałości na ściskanie (EN 206-1, EN 12390-3). Jest to najistotniejsza cecha materiałowa betonu, która identyfikuje go pod względem jego jakości i zastosowania w konstrukcjach inżynierskich. Pozostałe parametry mechaniczne, jak wytrzymałość na rozciąganie, moduł sprężystości etc., mogą być określane jako pochodne wytrzymałości betonu na ściskanie (Knauff, 2006).

3.1.2.3 Moduł sprężystości

Pojęcie modułu sprężystości betonu jest umowne i dotyczy określonych warunków badania. W rzeczywistości jednoosiowa zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu ma charakter nieliniowy nawet dla początkowych obszarów σ_c - ε_c . Wyróżnia się następujące moduły sprężystości betonu:

- moduł początkowy (ang. *initial, tangent modulus of elasticity*) – określony przez styczną do wykresu σ_c - ε_c w punkcie $\sigma_c = 0$,
- moduł sieczny (ang. *secant modulus of elasticity*) – określony przez sieczną na wykresie σ_c - ε_c dla ustalonego przedziału naprężeń (najczęściej pomiędzy naprężeniami zero i $0.33 \div 0.45 f_{cm}$).

Moduły sprężystości betonu, styczny i sieczny, zależą przede wszystkim od wytrzymałości betonu na ściskanie i rodzaju kruszywa. Sposoby określania modułu sprężystości znaleźć można w pracach (CEB-FIP MC, 1990; EN 12090, 2013; EN 1992-1-1, 2004; fib MC, 2010; Knauff, 2006; RILEM, 1975).

3.1.2.4 Współczynnik Poissona

Współczynnik Poissona ν definiowany jest jako stosunek poprzecznych odkształceń rozciągających do podłużnego skrócenia w kierunku siły ściskającej (Jastrzębski et al., 1985). Jest on mniej zależny od wieku betonu czy jego pielęgnacji, za to wzrasta wraz z wytrzymałością betonu na ściskanie (Neville, 2012). Podczas formowania się zarysowania w elemencie, współczynnik Poissona maleje do zera, gdzie brak jest możliwości przenoszenia naprężeń rozciągających równoległych do zarysowania (Knauff, 2006).

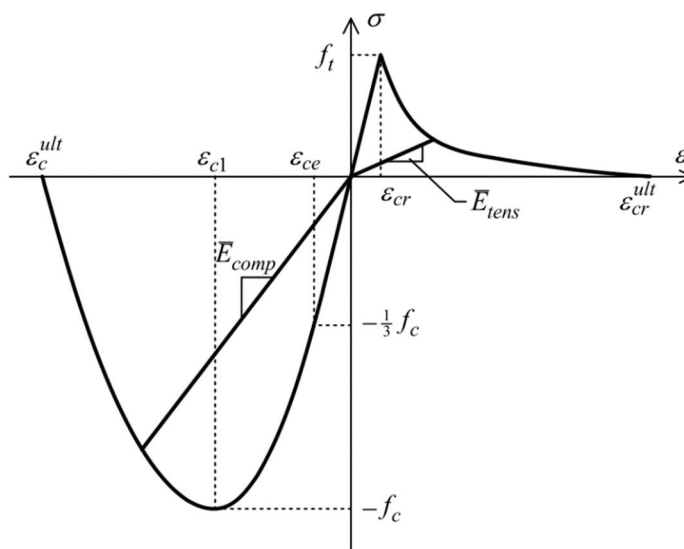
Należy mieć na uwadze, że w przypadku wysokich naprężeń albo przy gwałtownie zmiennym obciążeniu współczynnik ν może ulegać gwałtownej zmianie. W przypadku naprężeń na poziomie $-0.6 f_{ck} < \sigma_c < 0.8 f_{ck}$ współczynnik Poissona osiąga wartość w zakresie 0.14 do 0.26. Powszechnie przyjęto, że za wartość współczynnika Poissona można bezpiecznie przyjąć wartość $\nu = 0.20$ (EN 1992-1-1, 2004; fib Bulletin No. 70, 2013).

3.1.3 Właściwości mechaniczne betonu rozciąganego

3.1.3.1 Jednoosiowy stan naprężenia

Pomimo, że beton jest materiałem przeznaczonym najczęściej do pracy na ściskanie, to w przypadku analizy zarysowania czy ugięcia konstrukcji, niezbędne są informacje dotyczące właściwości i zachowania się betonu rozciąganego. Dotyczy to zwłaszcza odpowiedzi konstrukcji na takie zjawiska jak oddziaływanie sił wymuszonych, co jest w zakresie niniejszej pracy. W przypadku analizy mechanicznej betonu, oprócz właściwego modelu betonu ściskanego, niezbędne jest poprawne zdefiniowanie modelu betonu w obszarze naprężeń rozciągających. Dotyczy to również dwu- oraz trójwymiarowych stanów naprężenia.

Analizując jednoosiowe rozciąganie, beton zachowuje się podobnie jak przy ściskaniu, z tą różnicą, że rozwój mikrouszkodzeń ma wyraźnie większy wpływ na jego właściwości. Początkowo beton zachowuje się liniowo-sprężysto, następnie zachodzi faza propagacji mikrorys w strukturze materiału, która prowadzi kolejno do gwałtownego spadku naprężenia przenoszonego przez materiał i ostatecznie do zniszczenia próbki (rys. 3.3). Rozwój mikrorys jest przyczyną powstawania nieciągłości przemieszczeń i ujawnia się poprzez lokalizację strefy zniszczenia.



Rys. 3.3 Zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu

3.1.3.2 Wytrzymałość betonu na rozciąganie

Rozwój wytrzymałości betonu w czasie zależy od warunków pielęgnacji (naprężenia wewnętrzne, rysy powierzchniowe itp.) betonu jak również od rozmiaru próbek. Dodatkowo, wytrzymałość ta zależy również w znacznym stopniu od zastosowania konkretnej metody pomiarowej (Mechtcherine et al., 1998). Wytrzymałość betonu na rozciąganie bardziej zależy od wymiarów próbek niż ma to miejsce przy określaniu wytrzymałości na ściskanie, jakkolwiek efekt skali staje się mniej wyraźny wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu (Rossi et al., 1994).

Najbardziej miarodajną metodą określania właściwości kruchych betonu jest test jednoosiowego rozciągania. Jest to metoda wykorzystywana niemal wyłącznie w badaniach naukowych z powodu trudności w wykonaniu takich eksperymentów. Stąd w wielu przypadkach stosuje się zamiennie metody, jak test na rozłupywanie lub zginanie. Badania na rozłupywanie betonu zostały szeroko opisane w literaturze m.in. w (EN 12390-5, 2009; EN 12390-6, 2009; Bažant et al., 1991; Hansen et al., 1996; Rocco et al., 1999).

Prostą metodą na opis zachowania się rozciąganego betonu jest określenie jego wytrzymałości na zginanie ($f_{ct,fl}$). Wytrzymałość na zginanie jest najczęściej wyższa niż

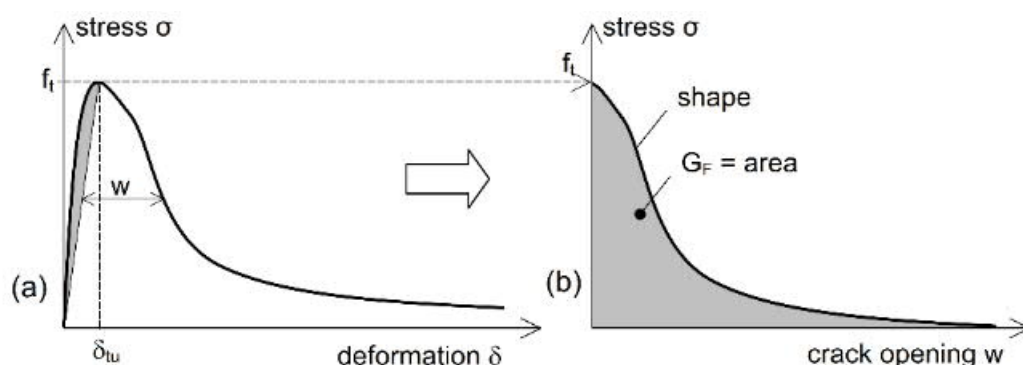
w przypadku tej uzyskanej z testu na jednoosiowe rozciąganie i dodatkowo zależy istotnie od wielkości elementu, dokładnie rzecz ujmując – od jego wysokości. Wraz ze wzrostem wysokości, wytrzymałość na zginanie zbliża się do wytrzymałości przy jednoosiowym rozciąganiu (1993).

Obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonów jest określana jako pochodna wytrzymałości betonu na ściskanie. Dla betonów zwykłych jest ona najczęściej 10-15 razy niższa od wytrzymałości na ściskanie oraz rośnie wolniej niż wytrzymałość na ściskanie betonu (fib Bulletin No. 42, 2008; Remmel, 1994).

Stosunkowo niewielka wytrzymałość betonu na rozciąganie jest spowodowana przede wszystkim niską wytrzymałością wiązania na styku zaczyn cementowy – kruszywo. To tam najczęściej powstają rysy, które prowadzą do zniszczenia materiału. Naprężenia wewnętrzne powstałe na skutek np. skurczu betonu, który prowadzi często do powstania mikrorys jeszcze przed obciążeniem, są istotne z punktu widzenia wytrzymałości betonu na rozciąganie – wytrzymałość na rozciąganie może spaść po pewnym czasie od końca pielęgnacji (fib Bulletin No. 70, 2013).

3.1.3.3 Energia pęknięcia

Do opisu zachowania się betonu pod obciążeniem wykorzystywane jest pojęcie energii pęknięcia (ang. *fracture energy*) rozciąganego betonu, które pozwala na zastosowanie modeli mechaniki pęknięcia (de Borst et al., 2012). W takim podejściu energia pęknięcia G_F , tj. energia potrzebna do utworzenia rysy powstałej od naprężeń na jednostce powierzchni rozciągających, jest wykorzystywana jako charakterystyka pokrytycznego zachowania się materiału quasi-kruchego jakim jest beton (rys. 3.4).



Rys. 3.4 Określenie wytrzymałości betonu na rozciąganie f_t oraz energii pęknięcia G_F na podstawie zależności naprężenie – odkształcenie (σ - δ) (van Mier et al., 2007)

Wyjaśnienie oznaczeń: w – rozwartość rysy, szare pola oznaczają odpowiednio:

a) energia sprężysta, b) energia pęknięcia

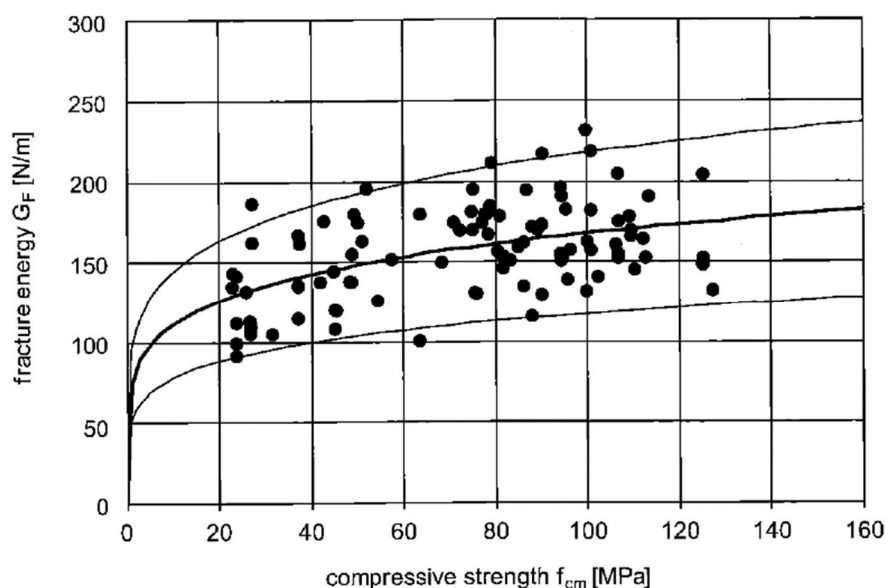
Dla normalnych betonów energia pęknięcia zależy głównie od wskaźnika woda-cement w/c , maksymalnej średnicy ziarna kruszywa, wieku oraz warunków pielęgnacji betonu (Mechtcherine, 2009; Mechtcherine et al., 1997; Wittmann et al., 1987). Dodatkowo, na wartość G_F ma również wpływ rozmiar elementu nośnego, w szczególności wysokość przekroju powyżej rysy lub nacięcia (Hu et al., 1990; Bretschneider et al., 2011). Na redukcję wartości G_F wpływa również sama metoda badania, np. próbki z nacięciem, z możliwością obrotu na podporach wpływając na redukcję G_F (Mechtcherine et al., 1998; 1992; Yin et al., 2019).

Na bazie wyników badań zaproponowano kilka przybliżeń parametru G_F bazujących na wytrzymałości na ściskanie (CEB-FIP MC, 1990; fib Bulletin No. 42, 2008; fib MC, 2010; Remmel, 1994; Ghorbel et al., 2019). Najbardziej miarodajne dopasowanie G_F do wyników badań dla betonów zwykłych zestawiono w *fib Model Code 2010* (fib MC, 2010) w postaci:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \quad (3.1)$$

gdzie: f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie.

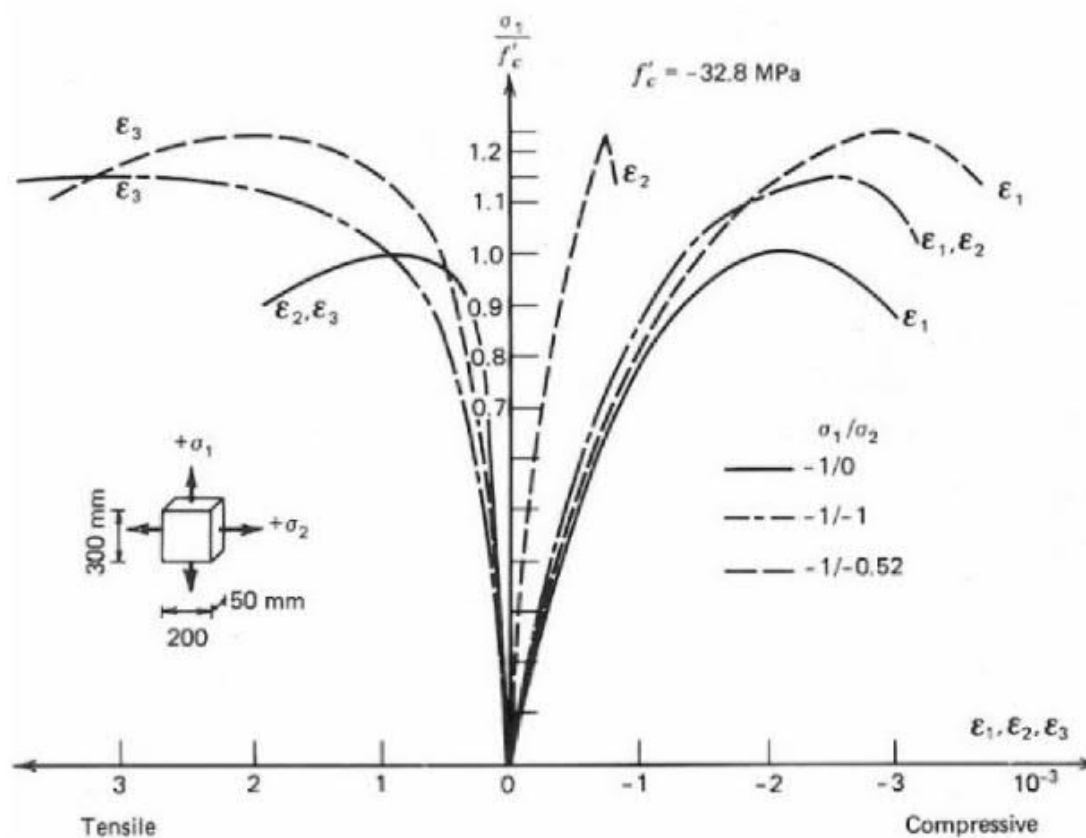
Rysunek 3.5 pokazuje adekwatność równania (3.1) jako funkcji wytrzymałości na ściskanie (gruba linia) w porównaniu z wynikami badań. Dodatkowo, dwie kolejne krzywe odpowiadają 5%- i 95%-kwantylowi energii pęknięcia (linie cienkie na rys. 3.5). Widać tutaj wyraźnie, że większość wyników badań mieści się w założonym przedziale.



Rys. 3.5 Energia pęknięcia G_f jako funkcja wytrzymałości na ściskanie betonu f_{cm} – porównanie wyników badań i propozycji wg *fib Model Code 2010* (fib Bulletin No. 70, 2013)

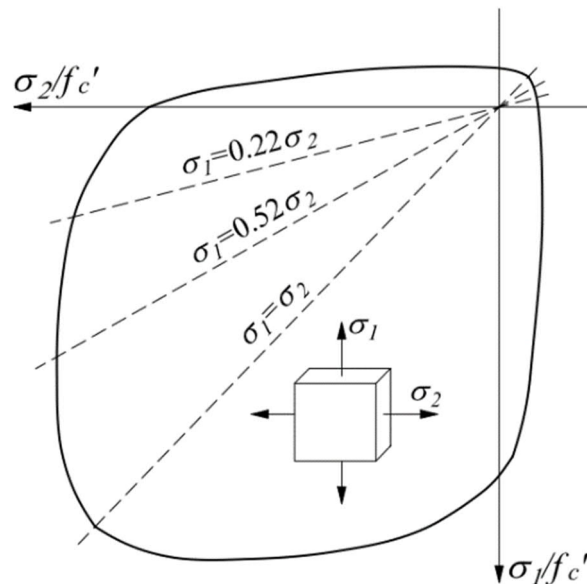
3.1.4 Beton w wieloosiowym stanie naprężenia

W rzeczywistości jednoosiowy stan naprężenia w elementach betonowych jest rzadko spotykany. Pociąga to często za sobą potrzebę bardziej szczegółowej analizy uwzględniającej wieloosiowy stan naprężenia. Analizując przypadek dwuosiowego ściskania betonu (rys. 3.6), można zaobserwować wzrost maksymalnych naprężeń ściskających σ_1 w porównaniu ze stanem jednoosiowym. Z kolei dla ściskania z rozciąganiem następuje praktycznie liniowy spadek maksymalnych naprężeń ściskających wraz ze wzrostem naprężeń rozciągających. Wreszcie w dwuosiowym rozciąganiu wytrzymałość betonu jest bliska tej uzyskanej w jednoosiowym rozciąganiu (Cedolin et al., 1984; Kotsovos 1978; Kupfer et al. 1969). Przykładową krzywą graniczną betonu przedstawiono na rys. 3.7.



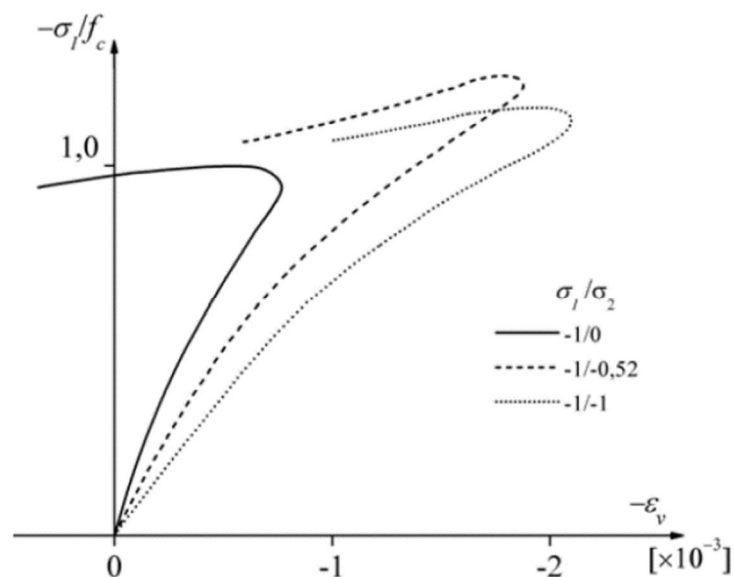
Rys. 3.6 Zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu w przypadku dwuosiowego stanu naprężenia (Kupfer et al. 1969)

Wyjaśnienie oznaczeń: Tensile – rozciąganie, Compressive – ściskanie



Rys. 3.7 Przykładowy obraz krzywej granicznej betonu dla dwuosiowego stanu naprężenia

Zmiany objętościowe przy dwuosowym ściskaniu przedstawiono na rys. 3.8. Początkowo obserwujemy kurczenie się objętości materiału pod obciążeniem ściskającym. Następnie, przed osiągnięciem maksymalnych naprężeń ściskających, pojawia się wzrost objętości betonu. Jest on stosunkowo gwałtowny i powstaje na skutek rozwoju mikrorys w betonie (Klisiński et al., 1988).

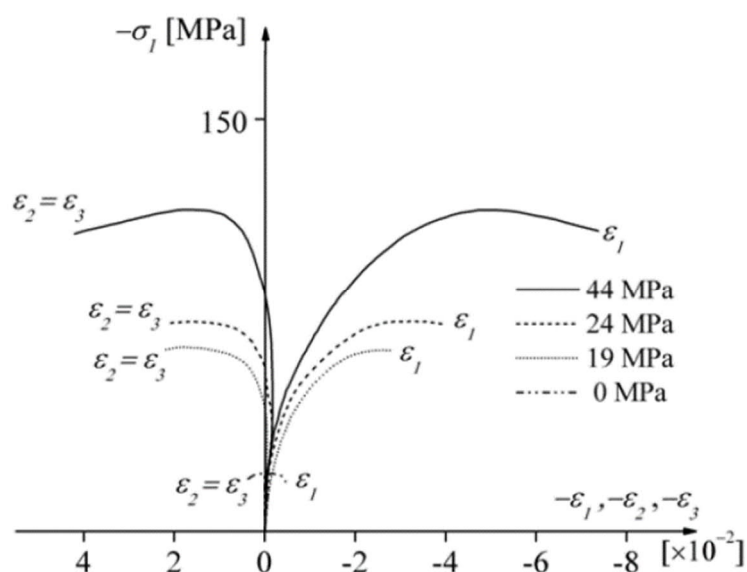


Rys. 3.8 Zmiana objętości betonu dla testu dwuosowego ściskania (Marzec, 2008)

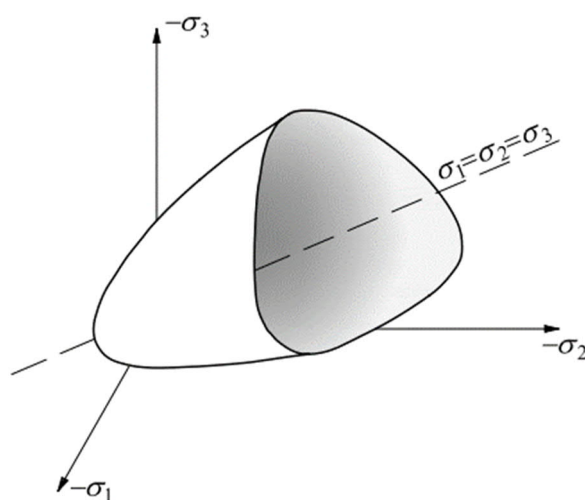
Liczne wyniki badań betonu w trójosiowym stanie naprężenia wskazują na wyraźny wzrost wytrzymałości na ściskanie wraz ze wzrostem ciśnienia bocznego (Imran et al., 1996; Kotsovos 1978; Malecot 2010; Gabet et al., 2008; Jiang et al., 1991; Sfer et al., 2002). Przykład badań betonu w trójosiowym stanie naprężenia przedstawiono na rys. 3.9. Wzrost wytrzymałości betonu w wieloosiowym stanie naprężenia wynika z faktu, że decydujący

wpływ na właściwości mechaniczne betonu ma rozwój mikrorys, który został w tym przypadku zahamowany wskutek wzrostu ciśnienia bocznego.

Kształt powierzchni granicznej opisującej maksymalne stany naprężenia dla betonu w złożonym stanie naprężenia jest w literaturze dobrze opisany (rys. 3.10) (fib Bulletin No. 70, 2013). Powierzchnia ta charakteryzuje się symetrią – zmiana osi naprężeń głównych nie wpływa na jej kształt. Jest to tożsame z symetrią względem trzech płaszczyzn oraz niezmiennością przy obrocie względem osi hydrostatycznych $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ o kąt będący wielokrotnością $2/3\pi$ (Klisiński et al., 1988).

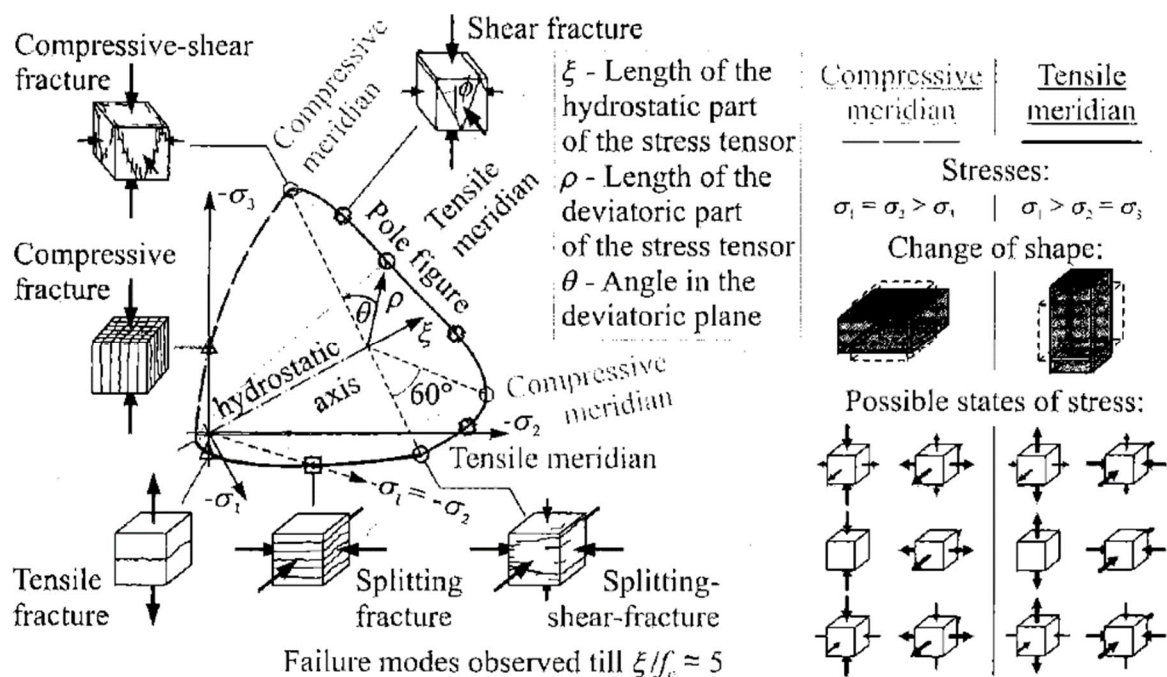


Rys. 3.9 Zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu w trójosiowym stanie naprężenia (Kotsovos 1978)



Rys. 3.10 Przykładowy obraz krzywej granicznej dla trzyosiowego stanu naprężenia (Marzec, 2008)

Główne różnice w postaci zniszczenia struktury betonu zależą od tego czy stan naprężeń biegnie wzdłuż południka rozciągającego czy ściskającego (fib Bulletin No. 70, 2013). Stany naprężenia spoczywające na południkach mają dwa jednakowe naprężenia główne. Przy tej samej energii zmieniającej powierzchnię zniszczenia charakter zniszczenia na kierunku południka rozciągającego jest bardziej kruchy niż na kierunku południka ściskającego (rys. 3.11).



Rys. 3.11 Możliwe mechanizmy pęknięcia betonu zależne od stanu naprężeń (jak pokazano na krzywej granicznej w zakresie $\sigma_2 > \sigma_1$) (fib Bulletin No. 70, 2013)

Wyjaśnienie oznaczeń: Compressive fracture – pęknięcie od ściskania; Tensile fracture – pęknięcie od rozciągania; Shear fracture – pęknięcie od ścinania; Compressive-shear fracture – pęknięcie od ściskania i ścinania; Splitting fracture – pęknięcie od rozłupywania; Splitting-shear fracture – pęknięcie od rozłupywania ze ścinaniem; Compressive / Tensile meridian – południk ściskania / rozciągania; Hydrostatic axis – oś hydrostatyczna; Stresses – naprężenia; Change of shape – zmiana kształtu; Possible states of stress – możliwe stany naprężenia; ξ - długość hydrostatycznej części tensora naprężenia; ρ - długość dewiatorowej części tensora naprężenia; θ - kąt płaszczyzny dewiatorowej; Failure modes observed till $\xi/f_c \approx 5$ – postać uszkodzenia zaobserwowana do $\xi/f_c \approx 5$

3.1.5 Odkształcenia termiczne i skurczowe

3.1.5.1 Odkształcenia termiczne

Wraz ze wzrostem temperatury stwardniały beton wykazuje odkształcenia termiczne. Powszechnie przyjmuje się, że beton można traktować jako materiał izotropowy, którego swobodne odkształcenia termiczne są jednakowe we wszystkich kierunkach. Oznacza to, że odkształcenia termiczne powodują zmianę objętości bez zmiany postaci (Seręga, 2009).

Przyrost swobodnego odkształcenia termicznego betonu można definiować w postaci:

$$\Delta \varepsilon_c(\theta) = \alpha(\theta) \cdot \Delta \theta \quad (3.2)$$

gdzie: $\alpha(\theta)$ to współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej betonu. Współczynnik $\alpha(\theta)$ jest wypadkową współczynnika rozszerzalności cieplnej stwardniałego zaczynu cementowego oraz kruszywa grubego. Oba te składniki charakteryzują się podobnym zachowaniem w temperaturze do 100°C (Khoury et al., 1985a,b). W zakresie normalnych temperatur eksploatacyjnych, tj. do ok. 60°C, odkształcenia termiczne rosną w przybliżeniu liniowo, a współczynnik $\alpha(\theta)$ przyjmuje wartość $10 \cdot 10^{-6}$ 1/K (EN 1992-1-1, 2004; EN 1992-1-2, 2004; fib Bulletin No. 70, 2013). Należy dodać, że na odkształcenia termiczne betonu ma również rodzaj kruszywa (Kodur et al., 2003; Schneider, 1982; Khoury et al., 1985a).

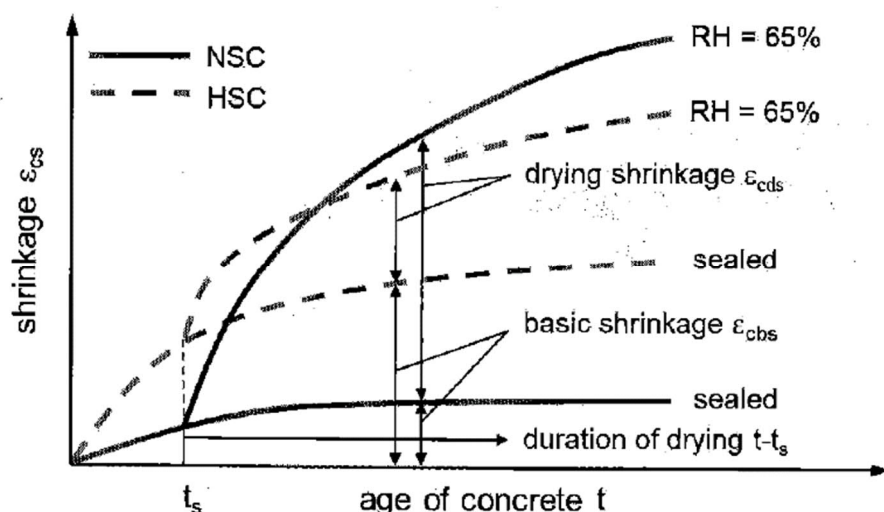
3.1.5.2 Odkształcenia od skurczu betonu

Skurcz betonu jest złożonym zjawiskiem spowodowanym przez liczne czynniki, takie jak: skład betonu, warunki otoczenia, temperaturę oraz wilgotność otoczenia. W ostatnich dekadach wykonano znaczny wysiłek w celu opisu tego zjawiska (Bažant, 2001; Bažant et al., 1985; 1994, Raphael et al., 2012). Na całkowite odkształcenia skurczowe składają się następujące elementy (Holt, 2001; Müller et al., 1999):

- a. skurcz chemiczny,
- b. skurcz plastyczny,
- c. skurcz autogeniczny,
- d. skurcz od wysychania.

Skurcz chemiczny i autogeniczny powstaje w pierwszych dniach po ułożeniu betonu i jest wynikiem procesów wiązania i twardnienia betonu (Tazawa et al., 1995; Müller, Breiner et al., 2015). Skurcz plastyczny i od wysychania związany jest migracją wody przez strukturę betonu. Wpływ pierwszego z nich uwidacznia się i zanika w pierwszych dniach po ułożeniu betonu, drugi natomiast pojawia się po stwardnieniu betonu (Müller et al., 1999; Müller, Breiner et al., 2015). Schematyczny rozwój skurczu betonu w funkcji czasu pokazano na rys. 3.12.

W literaturze znaleźć można dodatkowe typy skurczu np. skurcz termiczny i skurcz od karbonatyzacji (fib Bulletin No. 70, 2013; Holt, 2001). Pierwszy związany jest ze zmianą objętości występującą przy fluktuacjach temperatury, drugi powiązany jest z działaniem dwutlenku węgla na beton.



Rys. 3.12 Rozwój skurczu autogenicznego ε_{cbs} i skurczu od wysychania ε_{cds} w funkcji czasu dla betonów normalnych wytrzymałości (NSC) i betonów wysokiej wytrzymałości (HSC) (fib Bulletin No. 70, 2013)

Wyjaśnienie oznaczeń: RH – wilgotność względna otoczenia, t – wiek betonu, $t-t_s$ – czas wysychania

Obecnie nie ma całkowitej zgodności co do opisu zjawiska skurczu betonu (Bažant, Donmez et al., 2015; Goel et al., 2007). Jednakże zjawisko to i jego sformalizowany opis nie są przedmiotem tej pracy. Z tego powodu w pracy pomięto szczegółowe omówienie modeli skurczu betonu. Najbardziej miarodajne modele skurczu betonu opisano dokładnie w normach i wytycznych:

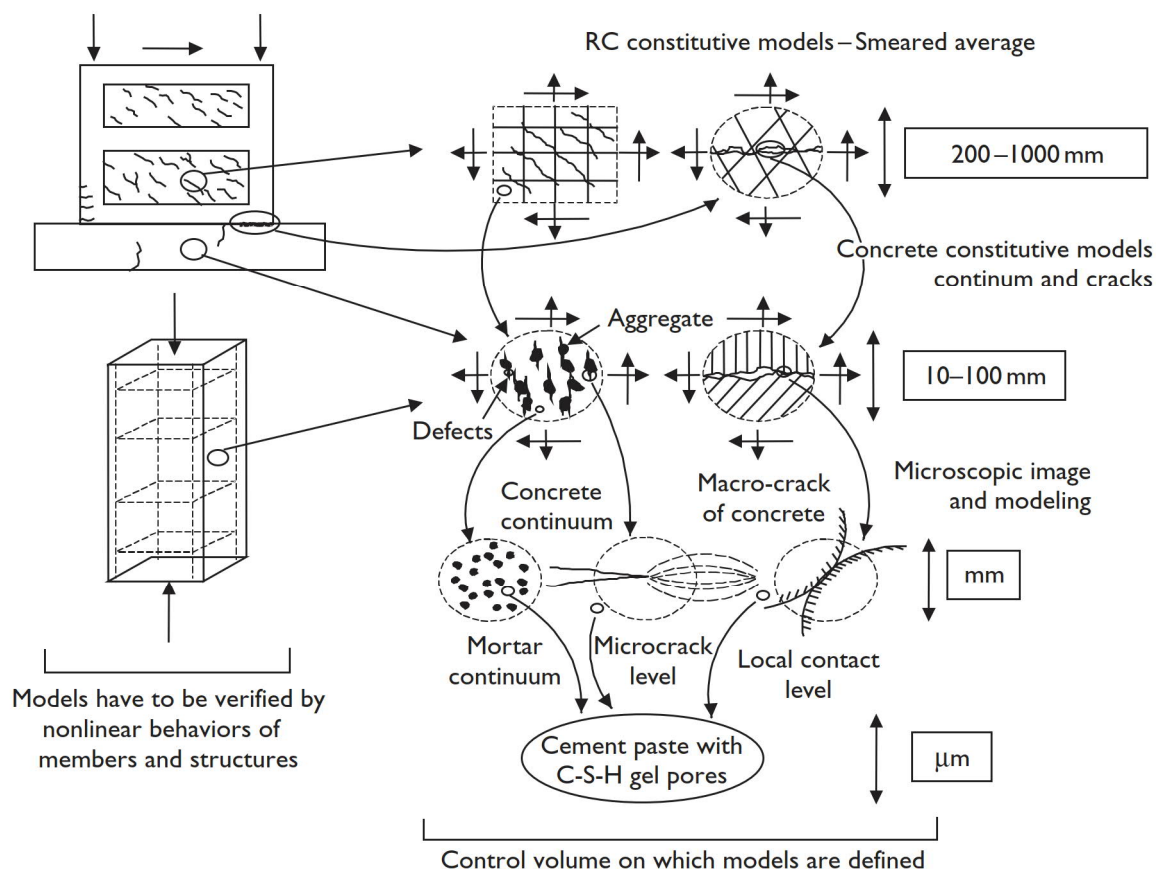
- Eurokod 2 (EN 1992-1-1, 2004),
- fib Model Code 2010 (fib MC, 2010),
- ACI 209R-92 (ACI, 1992; 1971) oraz ACI 209.R2-08 (ACI, 2008),
- RILEM – np. Model B4 (RILEM, 2015),
- JSCE (JSCE, 2010).

3.1.6 Związki fizyczne betonu

3.1.6.1 Modele konstytutywne betonu

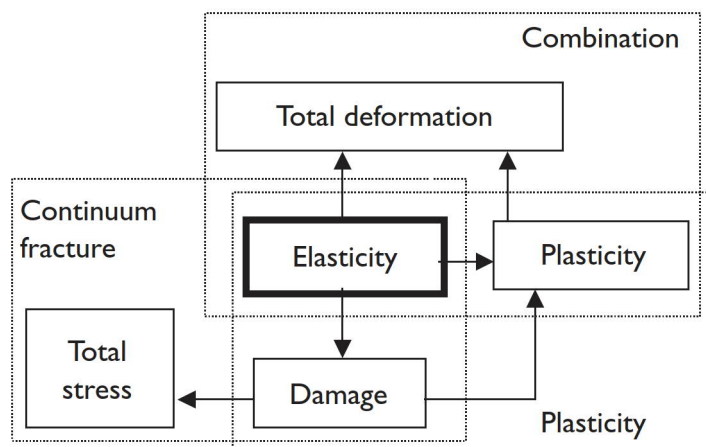
Beton jest materiałem kompozytowym zbudowanym z kruszywa i zaczynu cementowego. Opis podstawowych cech betonu w odniesieniu do badań i różnych modeli mechanicznych jest dostępny w literaturze, m.in. (Klisiński et al., 1988; Babu et al., 2005; Szarliński et al., 2002). Podczas twardnienia betonu na skutek skurczu powstają mikrorysy i mikropustki na styku kruszywa i zaczynu cementowego. Uszkodzenia te mogą powstawać jeszcze przed przyłożeniem obciążenia (Read et al., 1984). Stąd najsłabsze połączenie w całej strukturze betonu decyduje o jego zachowaniu, niezależnie od innych efektów. Główną trudnością jest tutaj przejście z skali mikro i mezo na skalę makro z uwzględnieniem efektów obecnych

w niższych poziomach obserwacji (rys. 3.13) (Maekawa et al., 2003). Przykład ogólnej klasyfikacji modeli numerycznych, które modelują uszkodzenie w materiałach quasi-kruchych przedstawiono na rys. 3.14.



Rys. 3.13 Modele konstytutywne betonu w zależności od poziomu analizy – na przykładzie betonu zbrojonego (Maekawa et al., 2003)

Wyjaśnienie oznaczeń: Control volume on which models are defined – objętość kontrolna, na której definiowane są modele; Models have to be verified by nonlinear behaviours of members and structures – modele muszą zostać zweryfikowane przez nieliniowe zachowanie elementów konstrukcyjnych i konstrukcji; RC constitutive models – Smeared average – modele konstytutywne betonu zbrojonego – średnia rozmyta; Concrete constitutive models, continuum and cracks – modele konstytutywne betonu, ciągłość i rysy; Microscopic image and modelling – widok mikroskopowy i modelowanie; Aggregate – kruszywo; Defects – defekty; Concrete continuum – kontynualna struktura betonu; Macro-cracks of concrete – (makro-)rysy w betonie; Mortar continuum – kontynualna struktura zaprawy; Microcrack level – poziom mikrorysy; Local contact level – poziom lokalnego kontaktu; Cement paste with C-S-H gel pores – pasta cementowa z porami żelowymi C-S-H (uwodnione krzemiany wapnia)



Rys. 3.14 Ogólna klasyfikacja modeli numerycznych betonu (Maekawa et al., 2003)

Wyjaśnienie oznaczeń: Total deformation – odkształcenie całkowite, Total stress – napężenie całkowite, Elasticity – sprężystość, Plasticity – plastyczność, Damage – uszkodzenie, Continuum fracture – kontynualne pęknięcie, Combination – kombinacja

Modele sprężyste

Najprostszą rodziną są modele sprężyste, opisujące procesy w pełni odwracalne, w których nie następuje dyssypacja energii. Modele te mogą być stosowane jedynie przy niewielkich obciążeniach, gdzie beton zachowuje się liniowo. Modele te są jednak rzadko wykorzystywane w bardziej zaawansowanych analizach ze względu na swoje ograniczenia (fib Bulletin No. 42, 2008).

Modele sprężysto-plastyczne

Inną, bardziej złożoną, rodziną modeli są modele sprężysto-plastyczne. Pozwalają one na opis trwałych deformacji materiału w trakcie ich rozwoju, co jest związane z dyssypacją energii. Zgodnie z założeniem w tego typu modelach na całkowity przyrost odkształceń składa się przyrost odkształceń sprężystych ε^e i plastycznych ε^p . W materiałach quasi-kruchych, jak beton, lokalizacja odkształceń występuje jako konsekwencja osłabienia (ang. *softening*) betonu (Pamin, 1994). Takie ujęcie znajduje potwierdzenie w badaniach (Hordijk, 1991; Nooru-Mohammed, 1992; van Mier, 1984). Więcej na ten temat znaleźć można w (Bednarski, 1995; Chen, 2007; Godycki-Ćwirko, 1982; Lourenco, 1996; Pivonka et al., 2004).

W analizach numerycznych do opisu betonu w ściskaniu i rozciąganiu wykorzystuje się często model dwupowierzchniowy, tj. powierzchnię graniczną *Druckera-Pragera* oraz powierzchnię graniczną *Rankine'a* (de Borst et al., 2012). Beton ściskany opisywany jest za pomocą liniowego kryterium *Druckera-Pragera*, natomiast rozciąganie opisywane jest jednoparametrowym warunkiem plastyczności *Rankine'a*. Połączenie obu tych kryteriów

pozwała na prosty i kompletny opis betonu w zagadnieniach statycznych. Takie podejście zastosowali w swoich pracach m.in. (Bobiński, 2006; Feenstra et al., 1996; Vermeer et al., 1998).

Poza wspomnianą kombinacją hipotez wytrzymałościowych istnieją różne modyfikacje warunków plastyczności (Etse et al., 1994; Menetrey et al., 1995; Ottosen, 1977; Podgórski, 1984; Pramono et al., 1989; Hsieh et al., 1982; van Mier, 1989; 1975). Bardziej szczegółowy przegląd modeli konstytutywnych betonu znaleźć można w pracy (Babu et al., 2005).

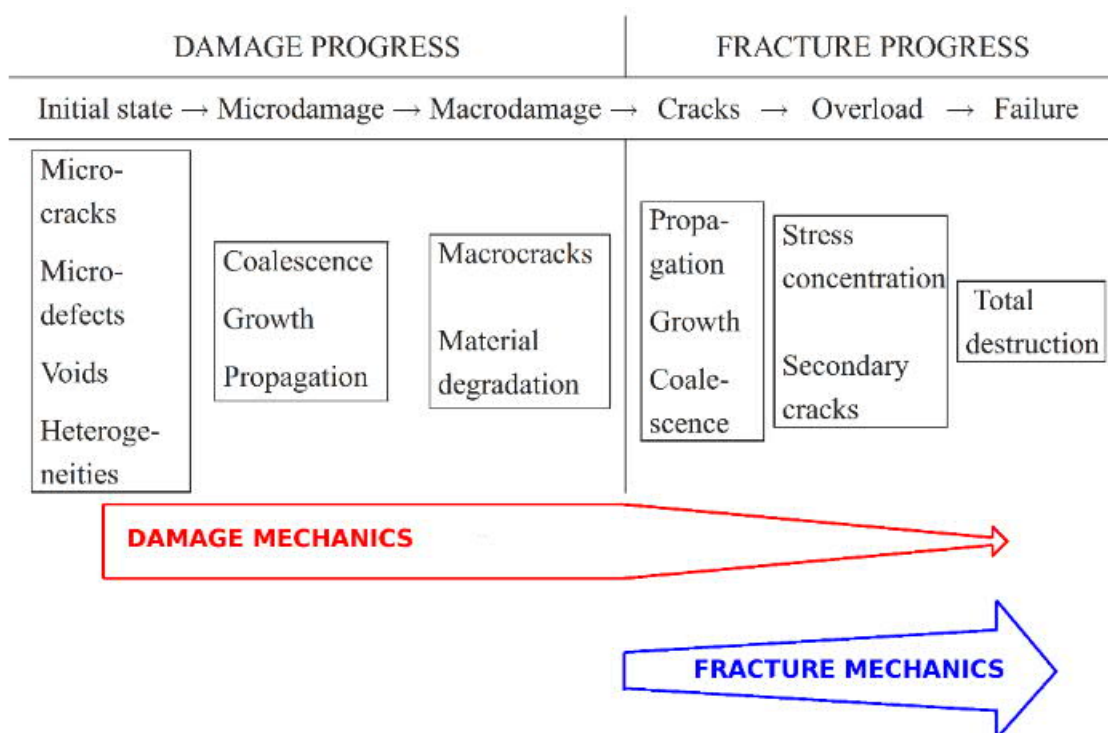
Mechanika uszkodzeń

Kompletny opis degradacji materiału, wywołanej rozwojem mikrorys prowadzącym w konsekwencji do powstania rysy na poziomie makroskopowym, proponuje mechanika uszkodzeń. Została ona zapoczątkowana przez Kachanowa (Lemaitre, 1992; Lemaitre et al., 1990) i rozwinięta do sformalizowanej teorii mechaniki uszkodzeń (CDM, ang. *continuum damage mechanics*). Teoria ta, dzięki wprowadzeniu m.in. pojęcia objętości reprezentatywnej (RVE, ang. *representative volume element*), pozwala na opis degradacji materiału z uwzględnieniem jego anizotropii. Natomiast założenie o równomiernym rozłożeniu mikroszczelin i kapilar na poziomie mikroskopowym w RVE jest równoznaczne z przyjęciem materiału izotropowego na poziomie makroskopowym.

Obecnie teoria mechaniki uszkodzeń posiada liczne rozwinięcia w bardziej złożone modele (Dragon 1979; Krajcinovic 1981; Carol 2001, 2001a; Häussler-Combe et al., 2005; Mazars, 1986; Mazars et al., 1989; Ortiz, 1985; Simo et al., 1987; Peerlings et al., 1998), które wciąż są modyfikowane (Pamin et al., 1999; 2001; Luccioni et al., 1996; Meschke et al., 1998; Wosatko, 2008; Yazdani et al., 1990).

Mechanika pękania

Inną rodziną, stosowaną do opisu zachowania się materiałów kruchych i quasi-kruchych, jest mechanika pękania (ang. *fracture mechanics*). Opisuje ona proces powstawania zarysowania w materiałach kruchych w większej skali niż klasyczne ujęcie mechaniki uszkodzeń (rys. 3.15).



Rys. 3.15 Proces uszkodzenia (degradacji) w materiałach quasi-kruchych i zakres mechaniki uszkodzeń i mechaniki pęknięcia (Wosatko, 2008)

Wyjaśnienie oznaczeń: Damage progress – rozwój uszkodzenia, Fracture progress – rozwój pęknięcia, Initial state – stan początkowy, Microdamage – mikrouszkodzenia, Macrodamage – makrouszkodzenia, Cracks – rysy, Overload – przeciążenie, Failure – zniszczenie, Microcracks – mikrorysy, Microdefects – mikrodefekty, Voids – pustki, Heterogeneities – heterogeniczność (niejednorodność); Coalescence – koalescencja, Growth – wzrost, Propagation – propagacja; Material degradation – degradacja materiału, Stress concentration – koncentracja naprężeń, Secondary cracks – rysy wtórne, Total destruction – zniszczenie całkowite

W mechanice pęknięcia wyróżnić można dwa główne podejścia modelowania zarysowania w betonie i innych materiałach kruchych: model rys dyskretnych (Ingraffea et al., 1985; 1967) oraz model rys rozmytych (Rashid, 1968).

Model rys dyskretnych zakłada, że pęknięcie (rysa) pojawia się w momencie przekroczenia siły rysującej w węźle elementu skończonego. W tym miejscu powstają nowe stopnie swobody i zakłada się nieciągłość geometryczną pomiędzy węzłem „starym” a nowo utworzonym.

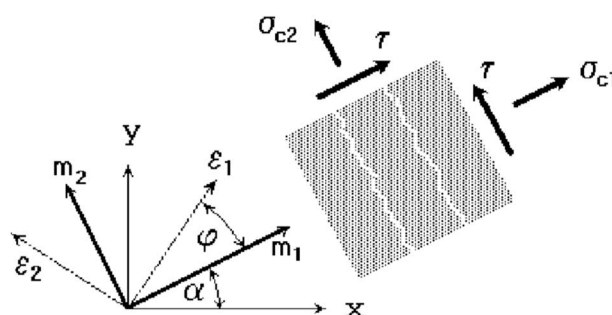
Alternatywą do koncepcji rysy dyskretnej jest koncepcja rysy rozmytej, która zakłada ciągłość (kontinuum) przerwanej struktury materiału (np. betonu), gdzie pojęcia naprężenia i odkształcenia nadal mają zastosowanie. Zachowanie się zarysowanego betonu jest opisane w funkcji naprężenie – odkształcenie (σ - ϵ), gdzie początkową izotropową zależność σ - ϵ przed zarysowaniem należy zastąpić odpowiednio ortotropową relacją σ - ϵ . W ten sposób topologia elementów skończonych zostaje zachowana. Jest to metoda wydajna obliczeniowo i z tego powodu znalazła szerokie zastosowanie w analizie materiałów kruchych (Vecchio et al., 1986), a obecnie właściwie zastąpiła modele rys dyskretnych (de Borst et al., 2012).

W koncepcji rys rozmytych wyróżnia się dwa modele: model rys o ustalonych kierunkach (ang. *fixed crack model*) oraz model rys obracających się (ang. *rotated crack model*) (2010). W obu modelach rysa jest formowana w momencie osiągnięcia przez naprężenia główne wytrzymałości na rozciąganie. Zakłada się, że pęknięcia są równomiernie rozłożone w obrębie objętości materiału. Znajduje to odzwierciedlenie w modelu konstytutywnym poprzez wprowadzenie ortotropii.

– *Model rys rozmytych o ustalonych kierunkach*

W modelu rys o ustalonych kierunkach (ang. *Fixed Crack Model*) kierunek rysy ustalony jest przez kierunek naprężeń głównych w momencie powstania zarysowania. Przy dalszym obciążeniu kierunek ten jest stały i reprezentuje oś materiałową ortotropii. Ponieważ założono izotropię betonu, główne kierunki naprężeń i odkształceń w betonie niezarysowanym są zbieżne. Po pojawieniu się zarysowania wprowadza się ortotropię materiałową (Cervenka, 1985; 1974).

W ogólnym przypadku osie głównych odkształceń ε_1 i ε_2 obracają się i nie muszą pokrywać się osiami ortotropii m_1 i m_2 . Skutkuje to powstaniem naprężeń ścinających na powierzchni rysy jak pokazano na rys. 3.16. Składowe naprężenia σ_{c1} i σ_{c2} oznaczają odpowiednio naprężenia normalne i równoległe do płaszczyzny rysy i – z powodu istnienia naprężeń stycznych – nie są naprężeniami głównymi. Więcej na ten temat znaleźć można m.in. w (fib Bulletin No. 45, 2008; Rots et al., 1989; de Borst et al., 2012).

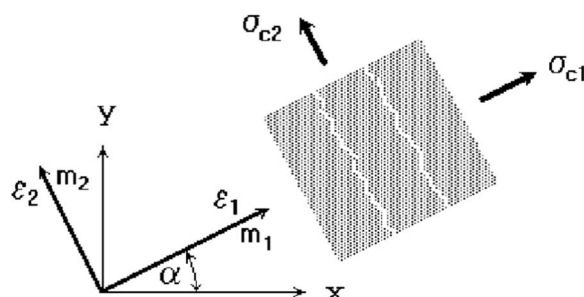


Rys. 3.16 Model rys rozmytych o ustalonych kierunkach – stan naprężenia i odkształcenia (Cervenka, Jendele et al., 2018); (oznaczenia wyjaśnione w tekście powyżej)

– *Model rys rozmytych obracających się*

W modelu rys obracających się (ang. *Rotated Crack Model*) kierunki naprężeń głównych są zbieżne (współosiowe) z kierunkami głównych odkształceń. Stąd w płaszczyźnie rysy nie występuje naprężenie ścinające i definiowane są jedynie dwie prostopadłe składowe

naprężeń (rys. 3.17). W sensie fizycznym oznacza to, że uszkodzenie materiału „obraca się” pod obciążeniem wraz ze zmianą kierunków głównych (Crisfield et al., 1989; de Borst et al., 2012; Vecchio et al., 1986). Więcej na ten temat znaleźć można m.in. w (fib Bulletin No. 45, 2008; Rots et al., 1989; de Borst et al., 2012).



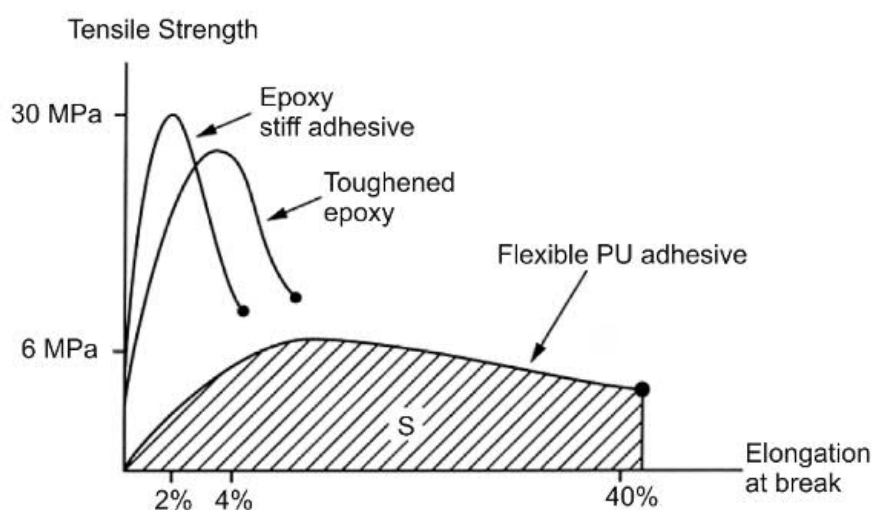
Rys. 3.17 Model rys rozmytych obracających się – stan naprężenia i odkształcenia (Cervenka, Jendele et al., 2018); (oznaczenia wyjaśnione w tekście powyżej)

3.2 Polimer budujący złącza podatne

3.2.1 Wprowadzenie

Jednym z silnie rozwijanych kierunków badań w zakresie chemii organicznej, inżynierii oraz w przemyśle są materiały polimerowe (Cognard, 2005; 2006, Ebnesajjad, 2008; Petrie, 2007; Pizzi et al., 2003). Wśród nich wyróżniają się materiały cechujące się wysoką wytrzymałością mechaniczną. Dodatkowo – co istotne w budownictwie – część z nich wykazuje wysoką odporność na korozję. Z powodzeniem wykorzystywane są jako materiały wykończeniowe, zastępują też materiały konstrukcyjne jak drewno, metal, ceramika czy nawet beton (Cognard, 2006; Kwiecień, 2012). Wykorzystuje się je jako warstwy adhezyjne do łączenia materiałów budowlanych lub elementów konstrukcyjnych. Wśród popularnych polimerów-klejów wyróżnić można kleje o wysokiej wytrzymałości i sztywności (np. żywice epoksydowe) oraz kleje elastyczne (uszczelniacze etc.). Zarówno jedne jak i drugie mają swoje ograniczenia. Żywice epoksydowe o wysokiej wytrzymałości i sztywności mają wyraźnie ograniczony zakres odkształceń (do kilku procent). Połączenie takie jest bardzo wrażliwe na deformacje i oddziaływania dynamiczne – po przekroczeniu odkształceń granicznych ulega kruchemu zniszczeniu. Z drugiej strony, kleje i uszczelniacze o wysokiej zdolności deformacji (odkształcenia dochodzące do kilkudziesięciu, a nawet do kilkuset procent) są zdolne do wykonania większej pracy do momentu zniszczenia połączenia, w porównaniu ze sztywnymi klejami. Wykazują jednak istotnie niższą wytrzymałość i sztywność połączenia niż żywice epoksydowe, przez co mogą przenosić mniejsze naprężenia

(por. rys. 3.18). Mimo tego, połączenia elastyczne znajdują szerokie zastosowanie w przemyśle (Cognard, 2005).



Rys. 3.18 Porównanie sztywnych i podatnych połączeń adhezyjnych (gdzie S – praca wymagana do zniszczenia połączenia jest proporcjonalna do powierzchni pod krzywymi) (Cognard, 2005);

Wyjaśnienie oznaczeń: Tensile strength – wytrzymałość na rozciąganie, Elongation at break – wydłużenie przy zerwaniu; Epoxy stiff adhesive – sztywne kleje epoksydowe, Toughened epoxy – utwardzane żywice epoksydowe, Flexible PU adhesive – kleje elastyczne na bazie poliuretanów

Obecnie najczęściej wykorzystywanymi materiałami do połączeń elastycznych zdolnych do przenoszenia obciążeń są polimery termoutwardzalne, a zwłaszcza poliuretany (PU) (Burchardt et al., 2006; 2001). Poliuretany są zdolne do przenoszenia znacznych odkształceń przy jednocześnie wysokiej wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (dla niektórych PU wytrzymałość może przekraczać 20 MPa). Dodatkowo, są zdolne do dyssypacji energii nagromadzonej w miarę narastających deformacji. Jest to szczególnie istotne w przypadku dużych deformacji, obciążeń termicznych i dynamicznych.

Polimery wykorzystywane w budownictwie powinny posiadać dobrą przyczepność (adhezję) do materiałów budowlanych oraz zdolność do przenoszenia obciążeń. Poliuretany dają taką możliwość, ponieważ na etapie produkcji można sterować ich parametrami fizykomechanicznymi. Pozwala to na dobór odpowiedniego polimeru do materiału budowlanego.

W pracy ograniczono się do opisu dwóch typów polimerów poliuretanowych: Sika PT oraz Sika PS (Sika, 2014b,a). Oba polimery wykazują cechy mechaniczne (jak np. wytrzymałość na rozciąganie i moduł Younga) pozwalające na zastosowanie ich z powodzeniem w budownictwie. W niniejszej pracy zaprezentowano wybrane wyniki badań eksperymentalnych obu typów polimerów oraz dostępny w literaturze opis teoretyczny zachowania się polimerów pod obciążeniem. Opisano również właściwości

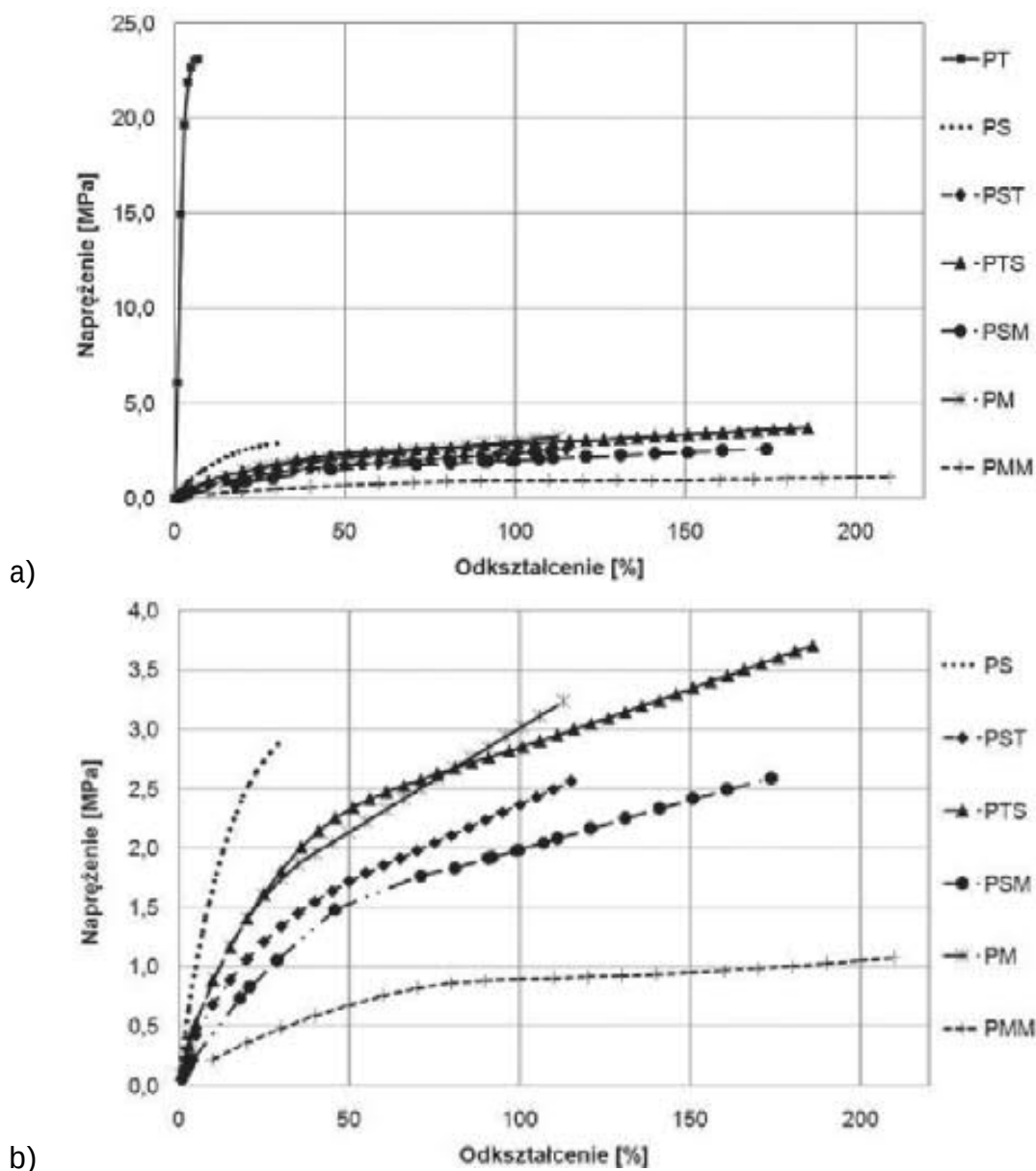
fizyczne badanych polimerów. Następnie przedstawiono teoretyczne ujęcie związków fizycznych polimerów oraz ich modele obliczeniowe. Zakres pracy nie dotyczy badania i analizy następujących zagadnień:

- ścinania,
- odkształcalności poprzecznej,
- pełzania i relaksacji,
- trwałości i efektów starzenia,
- wpływu temperatury.

Więcej na ten temat znaleźć można w pracach (Kisiel, 2018; Kwiecień, 2012; Pelka, 2018b; Sika, 2014b,a,Zajac, 2018).

3.2.2 Właściwości mechaniczne polimerów PT i PS

Na tle innych polimerów budujących złącze podatne polimery PT i PS wyróżniają się wysoką wytrzymałością i względnie wysoką zdolnością do przenoszenia dużych deformacji (rys. 3.19), przy czym za duże deformacje uważa się poziom odkształceń większy od 2%. Klasyfikowane są one jako materiały nieściśliwe lub mało ściśliwe. Współczynnik Poissona polimerów PT i PS przyjmuje się za (Kwiecień, 2012) jako $\nu = 0.49$.



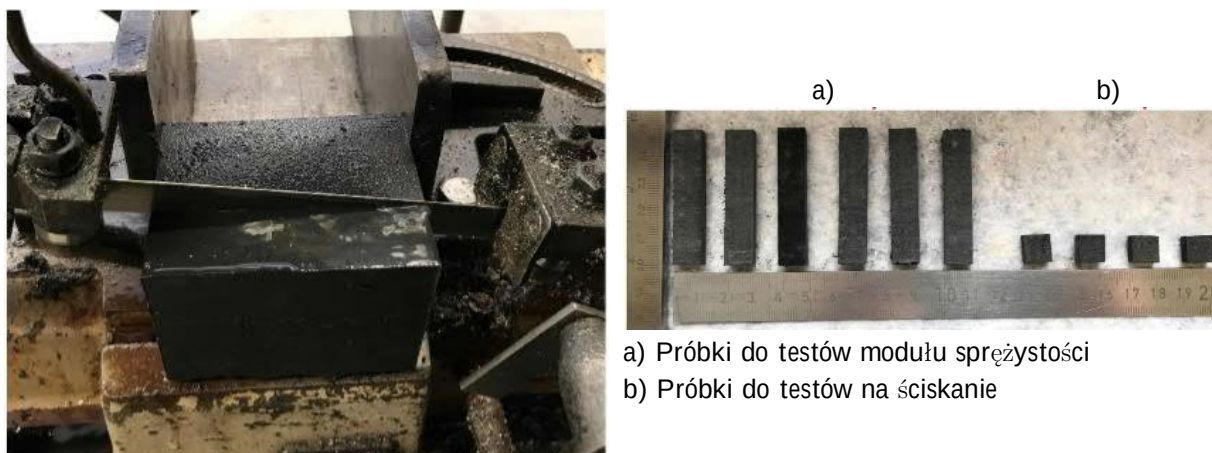
Rys. 3.19 Zależność naprężenie – odkształcenie w teście na rozciąganie polimerów w temperaturze 20°C: a) pełen zakres naprężeń, b) dla polimerów z wyłączeniem typu PT (Zajac, 2018)

Polimer PT

W pracy (Pelka, 2018b) przedstawiono wyniki badań wytrzymałości polimeru PT na ściskanie oraz modułu sprężystości podłużnej polimeru PT. Badania te zrealizowano na Leibniz Universität Hannover (Niemcy) z pomocą autora niniejszej pracy.

Próbki na ściskanie i moduł Younga, o geometrii odpowiednio $b \times h \times L = 10 \times 4 \times 10 \text{ mm}^3$ i $10 \times 4 \times 50 \text{ mm}^3$, otrzymano po wycięciu ich z kostki $b \times h \times L = 50 \times 45 \times 50 \text{ mm}^3$ (por. rys. 3.20). Następnie 3 próbki z pierwszej grupy poddano badaniu na ściskanie z prędkością obciążenia 1 mm/min sterowanym przemieszczeniem zgodnie

z wytycznymi norm (ISO 604, 2002; ISO 7743, 2017). Badanie zakończono po osiągnięciu skrócenia na poziomie ok. 3.0 mm (rys. 3.21).



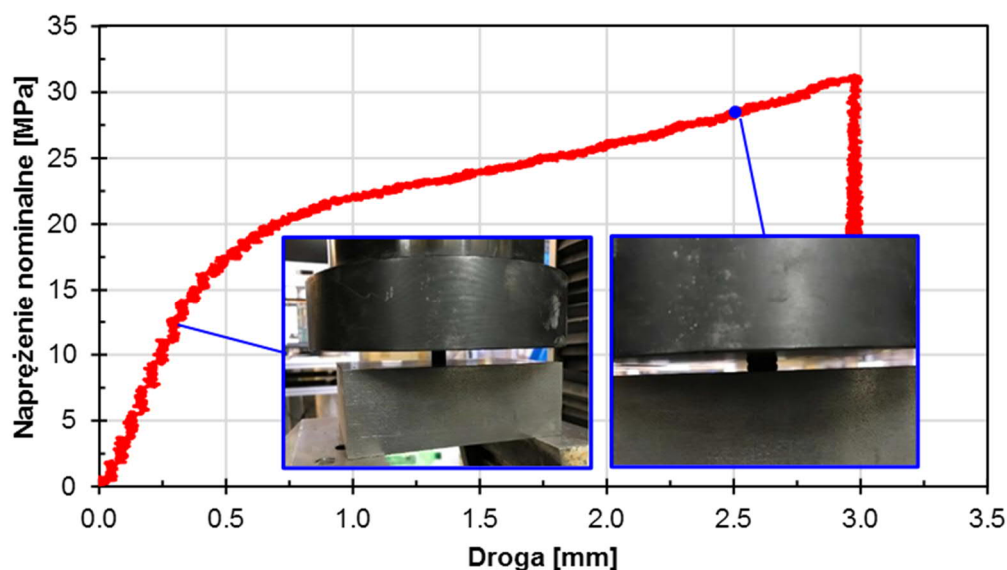
Rys. 3.20. Przygotowanie i geometria próbek polimeru typu PT do badań normowych (Pelka, 2018a)



Rys. 3.21. Badanie na ściskanie normowych próbek polimeru typu PT (Pelka, 2018a)

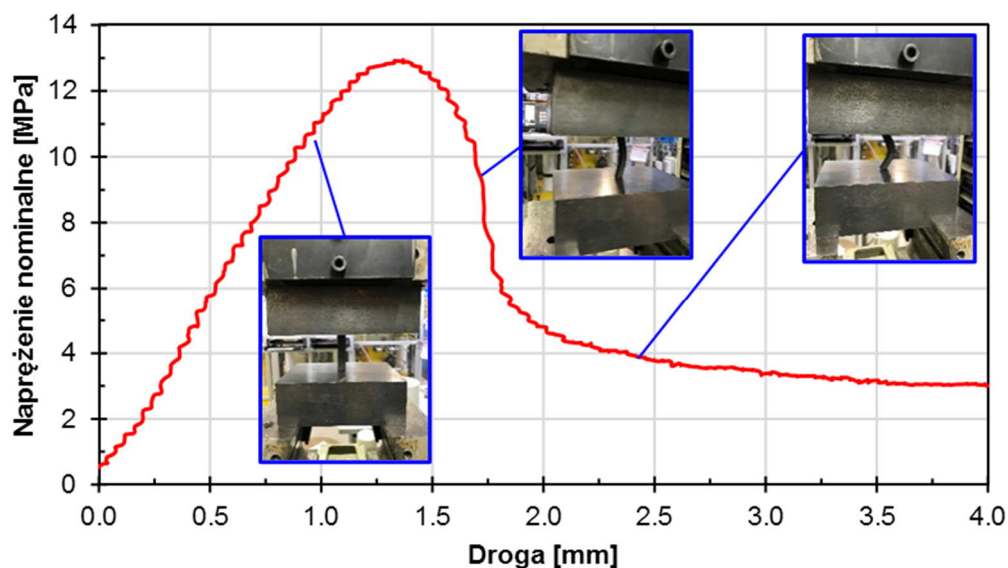
W badaniu na ściskanie polimeru PT ($b \times h \times L = 10 \times 4 \times 10 \text{ mm}^3$) wyróżnić można 2 fazy pracy: (1) liniowo-sprężystą oraz (2) plastyczną (rys. 3.22). Zaobserwowano również wyraźną fazę przejściową pomiędzy fazą (1) i (2). W miarę narastającego obciążenia, po osiągnięciu obciążenia na poziomie 600 N ($\sigma = 15.0 \text{ MPa}$), zaobserwowano zmianę odpowiedzi próbki na zadane obciążenie, co odpowiadało pojawieniu się fazy przejściowej. Następnie na poziomie siły odpowiadającej $F = 900 \text{ N}$ ($\sigma = 22.5 \text{ MPa}$) zaobserwowano pierwsze widoczne deformacje próbki. Odpowiada to wejściu polimeru PT w drugą fazę pracy. Po osiągnięciu deformacji 2.5 mm zaobserwowano spęczenie próbek na poziomie ok. 25%.

W odróżnieniu od typowych materiałów (beton, stal itp.) ściskany polimer PT poddany ściskaniu wykazuje wyraźne wzmocnienie materiałowe po wejściu w fazę plastyczną. Jednocześnie po odciążeniu próbki nie zaobserwowano pełnego powrotu deformacji do stanu początkowego.



Rys. 3.22. Charakterystyka napężenie – droga polimeru PT w teście na ściskanie

Moduł Younga polimeru PT zbadano na 3 próbkach $b \times h \times L = 10 \times 4 \times 50 \text{ mm}^3$ zgodnie z wytycznymi (ISO 604, 2002). Przebieg badania przedstawiono na rys. 3.23, w którym próbki obciążono aż do pełnego wyboczenia.



Rys. 3.23. Charakterystyka napężenie – droga w normowym badaniu modułu sprężystości podłużnej polimeru typu PT

W badaniu określającym moduł sprężystości podłużnej pod obciążeniem ściskającym uzyskano inne wyniki (Pelka, 2018b) niż podaje producent polimeru (Sika, 2014b). Parametry podane przez tych ostatnich są niższe, co znajduje wyjaśnienie w odmiennej metodologii badania (tutaj autorzy opracowali własną procedurę badawczą). Dodatkowo

autorzy badania SIKa (Kwiecień, 2012; Zajac, 2018) określili moduł Younga pod obciążeniem rozciągającym z uwzględnieniem pewnego zapasu bezpieczeństwa przez co trudno o miarodajne porównanie tych wyników. W tabeli 3.1 zestawiono wyniki badań dla omawianych parametrów polimeru PT wg badań (Kwiecień, 2012; Pelka, 2018b; Zdanowicz et al., 2017a; Zajac, 2018).

Tabela 3.1 Charakterystyki mechaniczne polimeru typu PT (Kwiecień, 2012; Pelka, 2018b; Zdanowicz et al., 2017a; Zajac, 2018)

Test	Geometria próbek $b \times h \times L$	Wyniki AV (CV)
Wytrzymałość na ściskanie, f_c	$10 \times 4 \times 10 \text{ mm}^3$	26.8 MPa (4.8%)
Wytrzymałość na rozciąganie, f_t	$10 \times 4 \text{ mm}^2$	$\approx 20 \text{ MPa}$ (-)
Moduł Younga dla ściskania, E_c	$10 \times 4 \times 50 \text{ mm}^3$	1388 MPa (30.4%)
Moduł Younga dla rozciągania, E_t	$10 \times 4 \text{ mm}^2$	700 MPa (18.2%)
Odształcenia graniczne dla ściskania, $\varepsilon_{c,ult}$	$10 \times 4 \times 10 \text{ mm}^3$	$\geq 30\%$ (-)
Odształcenia graniczne dla rozciągania, $\varepsilon_{t,ult}$	$10 \times 4 \text{ mm}^2$	$\geq 23.1\%$ (9.5%)

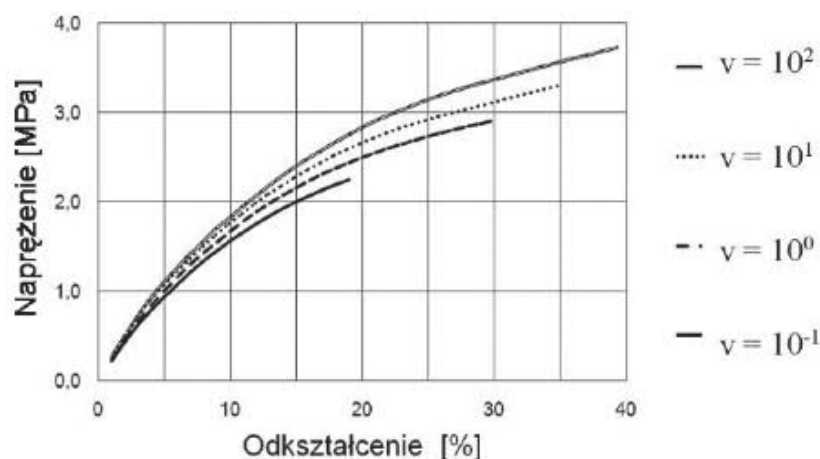
Uwagi: AV – wartość średnia, CV – wskaźnik zmienności.

W testach na moduł sprężystości i graniczne odkształcenia przy rozciąganiu wykorzystano próbki „wioselkowe” wg (EN ISO 527-1, 2019; ISO 527-2, 2012)

Brakujące w literaturze badania polimeru PT przedstawiono w badaniach autora w dalszej części pracy (por. rozdz. 4.3.2).

Polimer PS

Parametry mechaniczne polimeru PS określono w pracach (Kwiecień, 2012; Zajac, 2018). Na rysunku 3.24 przedstawiono zależność naprężenie – odkształcenie polimeru PS przy rozciąganiu dla różnych prędkości obciążenia. Zauważyć można, że wraz ze wzrostem prędkości obciążenia zarówno wytrzymałość na rozciąganie jak i odkształcenia graniczne polimeru PS rosną. W całym obszarze badania polimer wykazuje nieliniowy charakter pracy bez wyraźnej fazy uplastycznienia. Szczegółowe wyniki zestawiono w tab. 3.2.



Rys. 3.24. Wpływ prędkości odkształcenia w próbie rozciągania polimer PS w zakresie prędkości odkształcenia od 10^{-1} do 10^2 1/min (Zajęc, 2018)

Tabela 3.2. Charakterystyki mechaniczne polimeru typu PS (Kwiecień, 2012; Zajęc, 2018)

Test	Geometria próbek $b \times h \times L$	Wyniki AV (CV)
Wytrzymałość na ściskanie, f_c	$40 \times 40 \times 10 \text{ mm}^3$	12.1 MPa (-)
Wytrzymałość na rozciąganie, f_t	$10 \times 4 \text{ mm}^2$	2.91 MPa (9.7%)
Moduł Younga dla ściskania, E_c	$46 \times 46 \text{ mm}^2$ (walec)	19.80 MPa (18.3%)
Moduł Younga dla rozciągania, E_t	$10 \times 4 \text{ mm}^2$	25.7 MPa (24.3%)
Odształcenia graniczne dla ściskania, $\varepsilon_{c,ult}$	$46 \times 46 \text{ mm}^2$ (walec)	29.9% (12.2%)
Odształcenia graniczne dla rozciągania, $\varepsilon_{t,ult}$	$40 \times 40 \times 10 \text{ mm}^3$	30% (-)

Uwagi: AV – wartość średnia, CV – wskaźnik zmienności.

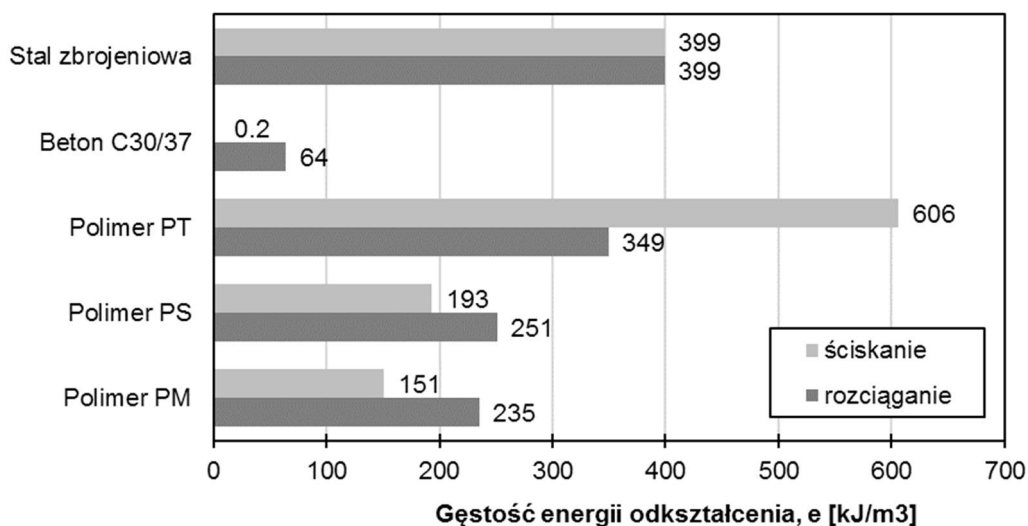
W testach na moduł sprężystości i graniczne odkształcenia przy rozciąganiu wykorzystano próbki „wiosółkowe” wg (EN ISO 527-1, 2019; ISO 527-2, 2012)

W celu zobrazowania zasadności stosowania polimerów jako materiałów konstrukcyjnych zestawiono je na tle innych typowych materiałów budowlanych (rys. 3.25). Wykorzystując podejście energetyczne opisane dalej w tekście porównano gęstości energii wewnętrznej (odkształcenia) w sprężystym zakresie pracy przy ściskaniu i rozciąganiu dla: stali zbrojeniowej, betonu C30/37 oraz dla polimerów PT (w zakresie

$\varepsilon_{el} = \pm 3\%$), PS (w zakresie $\varepsilon_{el} = \pm 15\%$) i PM (w zakresie $\varepsilon_{el} = \pm 30\%$). Sprężysty zakres pracy polimerów został wyznaczony w mierze logarytmicznej według (Kwiecień, 2012) prowadząc do wzoru na gęstość energii odkształcenia e (3.3). Zestawienie to (rys. 3.25) wskazuje, że analizowane polimery można uważać za materiały konstrukcyjne i budować z nich połączenia konstrukcyjne w postaci polimerowych złączy podatnych (Kwiecień, 2009a; Kwiecień et al., 2009).

$$e = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon' = \frac{1}{2} E \cdot \ln \lambda \cdot \ln \lambda = \frac{1}{2} E \left[\ln (1 + \varepsilon_{gr}) \right]^2 \quad (3.3)$$

gdzie: e – gęstość energii wewnętrznej; σ – naprężenie nominalne, ε' – odkształcenie zastępcze; E – moduł Younga, λ – rozciągnięcie na kierunku wektora własnego, ε_{gr} – odkształcenie graniczne.



Rys. 3.25 Porównanie gęstości energii odkształcenia w sprężystym zakresie pracy typowych materiałów budowlanych oraz polimerów PT, PS i PM

3.2.3 Właściwości fizyczne polimerów PT i PS

Właściwości fizyczne polimerów PT i PS przedstawiono w tabeli 3.3.

Tabela 3.3. Charakterystyki fizyczne polimerów PT i PS (Zajęc, 2018)

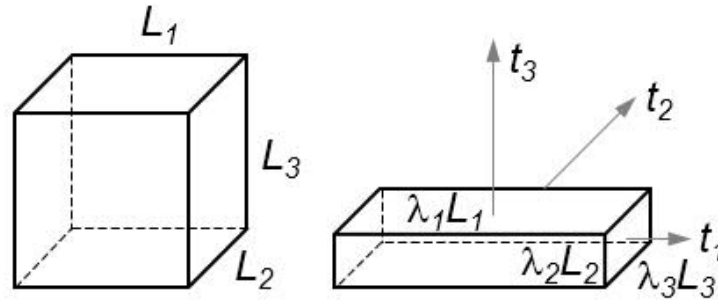
Polimer	PT	PS
Gęstość właściwa [kg/dm^3]	1.08	1.45
Odporność termiczna	-40° to +80°C (krótkotrwale do 150°C)	-40° to +80°C (krótkotrwale do 150°C)
Współczynnik rozszerzalności termicznej [$\times 10^{-6} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$]	dla +40°C: 125.9 dla +100°C: 156.4	dla +40°C: 151.7 dla +100°C: 167.1
Ciepło właściwe [$\text{J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$]	1968	1766
Czas pracy (ang. <i>Pot life</i>)	ok. 8 min dla +20°C	ok. 15 min dla +20°C
Względna wilgotność	70%	70%
Twardość wg Shore'a, typ A	98	85

3.2.4 Modele teoretyczne materiałów polimerowych

3.2.4.1 Polimer w ujęciu mechaniki ośrodków ciągłych

Polimery wykorzystywane w polimerowym złączu podatnym mogą być opisane modelem materiału hipersprężystego (Kwiecień, 2015), który opiera się na mechanice continuum (Jemioło, 2002; Kędzior, 2005; Konderla, 2007; Kreja, 2003). W takim ujęciu, każda z cząstek materiału oznaczona jest w konfiguracji początkowej (opis Lagrange'a) i aktualnej (opis Eulera). Przemieszczenie cząstki z konfiguracji początkowej do aktualnej jest funkcją położenia początkowego i czasu. Dowolny liniowy element materialny w konfiguracji początkowej transformuje się w czasie w liniowy materialny element w konfiguracji aktualnej (Kreja, 2003).

Oznacza to, że na poziomie elementu deformację dowolnego ciała można opisać tensorem deformacji Cauchy'ego-Greena, którego wartościami własnymi są rozciągnięcia λ_i mierzone w kierunkach wektorów własnych. Schemat deformacji i rozciągnięć głównych z kierunkami wektorów własnych pokazano na rys. 3.26.



Rys. 3.26 Rozciągnięcia główne tensora deformacji; ciało przed deformacją (po lewej) i ciało po deformacji (po prawej)

Polimery uważane za materiały gumopodobne opisywane są najczęściej jako materiały nieściśliwe. Charakteryzują się tym, że część energii odkształcenia wykorzystywana jest na przebudowę ich wewnętrznej struktury, dlatego opisywane są modelami nieliniowego continuum sprężystego. W nieliniowej teorii sprężystości wyróżnia się trzy klasy materiałów: sprężyste, hipersprężyste i hyposprężyste (Konderla, 2007). Poniżej na potrzeby tej pracy opisano krótko materiały w ujęciu sprężystym i hipersprężystym.

3.2.4.2 Materiał liniowo-sprężysty

Zachowanie się materiałów sprężystych w analizie pracy konstrukcji budowlanych opisuje się najczęściej za pomocą równań liniowej teorii sprężystości Hooke'a. W modelu tym odkształcenia są zależne wyłącznie od naprężeń, a ich związek jest liniowy (Kreja, 2003). Uogólnione prawo Hooke'a przedstawia izotropową zależność dla nieskończenie małych deformacji opisanych dwoma stałymi Lamego G i Λ . Związek konstytutywny naprężenie – odkształcenie w zakresie małych deformacji jest wyrażony w równaniu (3.4) przez tensor naprężenia i odkształcenia Cauchy'ego σ i ϵ . Związek ten jest niezależny od prędkości deformacji. Stałe Lamego Λ i G wyrażone są również przez moduł Younga E i liczbę Poissona ν w postaci (3.5).

$$\sigma = 2G\epsilon + \Lambda \text{tr}(\epsilon) \mathbf{I} \quad (3.4)$$

gdzie: σ , ϵ – tensor naprężenia i odkształcenia Cauchy'ego; G , Λ – stałe Lamego; $\text{tr}(\epsilon)$ – ślad tensora odkształcenia (suma składowych diagonalnych); $\mathbf{I}$ – tensor jednostkowy.

$$\Lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.5)$$

W zakresie małych odkształceń materiału izotropowego w liniowej teorii sprężystości wprowadza się funkcję energii odkształcenia W (3.6). Wyrażona jest ona przez inżynierskie odkształcenia główne ε_i jest znana jako model materiału Saint-Venant-Kirchoffa (model SVK) (Jemioło, 2016; Jemioło et al., 2018; Dafalias et al., 2008). Związek naprężenie – odkształcenie otrzymujemy w postaci (3.7).

$$W = G \cdot \text{tr} \boldsymbol{\varepsilon}^2 + \frac{\Lambda}{2} (\text{tr} \boldsymbol{\varepsilon})^2 = \frac{E}{2(1+\nu)} \left[\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2 + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)^2 \right] \quad (3.6)$$

$$\sigma_i = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_i} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu) \varepsilon_i + \nu (\varepsilon_j + \varepsilon_k) \right] \quad \text{dla } i \neq j \neq k \quad (3.7)$$

gdzie: W – funkcja energii odkształcenia, G , Λ – stałe Lamego, $\text{tr}(\boldsymbol{\varepsilon})$ – ślad tensora odkształcenia (suma składowych diagonalnych), E – moduł Younga, ν – współczynnik Poissona, ε_i – odkształcenie na kierunku głównym oraz i, j, k .

3.2.4.3 Materiał hipersprężysty

Materiały hipersprężyste opisane w ujęciu mechaniki continuum spełniają założenie Greena, że dla nieliniowego materiału sprężystego istnieje funkcja jednostkowej energii sprężystej ciała (JES, ang. *positive stored energy density*); (Jemioło, 2002; 2016). Funkcja ta spełnia równanie bilansu dla procesów adiabatycznych wynikających z I-szej zasady termodynamiki dla procesów izotermicznych. Zależności dla pochodnej materialnej jednostkowej energii sprężystej JES (jednostkowej energii wewnętrznej) w konfiguracji początkowej wynikają z zasady zachowania energii mechanicznej oraz zasady zachowania pędu, momentu i masy (Ciarlet, 1988; Jemioło, 2002). Więcej informacji na temat funkcji energii wewnętrznej znaleźć można w pracach (Darijani & Naghdabadi, 2010b; Kędzior, 2005; Konderla, 2007; Kwiecień, 2015; Ogden, 1984; Treloar, 1975; 2010).

Jednostkową energię sprężystą można przedstawić w postaci $W = W(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$, gdzie λ to rozciągnięcie na kierunkach wektorów własnych. Takie ujęcie funkcji W pozwala na otrzymanie składowych głównych tensora naprężeń Pioli-Kirchoffa I-go rodzaju S (naprężenie Lagrange’a) oraz tensora naprężeń Cauchy’ego $\boldsymbol{\sigma}$ z jednostkowej energii sprężystej w poniższej postaci (Ogden, 1972):

$$S_i = \frac{\partial W}{\partial \lambda_i}, \quad \sigma_i = \frac{\lambda_i}{J} \frac{\partial W}{\partial \lambda_i} \quad (3.8)$$

gdzie: S_i – składowa główna tensora naprężeń na kierunku i (naprężenie Lagrange’a);
 σ_i – składowa tensora naprężenia Cauchy’ego na kierunku i .

Energia W powinna spełniać wszystkie założenia teorii równań konstytutywnych (Darijani & Naghdabadi, 2010b; Kędzior, 2005; Konderla, 2007; 2010). Taki warunek spełnia model materiału Saint-Venanta-Kirchoffa. W modelu tym energia W wyrażona jest na podstawie równania (3.6), a zależność naprężenie – odkształcenie na podstawie równania (3.7). W uogólnionym ujęciu miar odkształceń Setha-Hilla równanie to uogólnia się do hipersprężystego równania konstytutywnego i jest ono naturalnym uogólnieniem prawa Hooke’a niezależnego od prędkości deformacji (Hill, 1968; Seth, 1964). Podobnie jak dla modelu materiału sprężystego występują tutaj stałe Lamego. Tensory odkształcenia i naprężenia są takie same we wszystkich konfiguracjach odniesienia i pozostają niezmiennie pod wpływem obrotu ciała sztywnego (Kwiecień, 2015; Ogden, 1972).

Tensor deformacji rozdzielić można na część postaciową i objętościową (Jemioło, 2002). Pozwala to na przedstawienie potencjału W trzech wariantach: (1) dla materiału ściśliwego: $W = U(\bar{I}_1, \bar{I}_2, J)$, (2) materiału małościśliwego: $W = W_D(\bar{I}_1, \bar{I}_2) + W_V(J)$ oraz (3) dla materiału nieściśliwego: $W = W_D(\bar{I}_1, \bar{I}_2)$. W praktyce materiały hipersprężyste są najczęściej materiałami małościśliwymi. Jednak w niektórych przypadkach założenie o nieściśliwości materiału daje w analizach zadowalającą dokładność w porównaniu z wynikami eksperymentalnymi (Bower, 2009) i jest często spotykane w literaturze, m.in. (Lin, 2009; Marlow, 2003; Nowak, 2006; Bechir et al., 2006; Kwiecień, Kuboń et al., 2011).

Inną grupą modeli materiałów hipersprężystych są modele opierające się na niezmiennikach tensora deformacji Cauchy’ego-Greena $W = W(I_{1C}, I_{2C}, I_{3C})$ wyrażone rozciągnięciami w osiach głównych (3.9). Modele te są najczęściej opisywane w literaturze i wykorzystywane w komercyjnych programach obliczeniowych (Abaqus, 2013; DIANA, 2019). Wyróżnić można modele: wielomianowy N -tego stopnia, *Mooneya-Rivlina*, *Ogdna*, *Neo-Hookeana*, *Yeoha*, *Arruda-Boyce*, *van der Waalsa*, *Genta* i wiele innych. Modele materiałów hipersprężystych wciąż są rozwijane i ulepszane w celu lepszego dopasowania do wyników eksperymentalnych (por. m.in. (Darijani & Naghdabadi, 2010a,c,2010; Jemioło, 2002; 2016, Jemioło et al., 2017; Major et al., 2011; Nowak, 2008)).

$$\begin{aligned} I_{1C} &= \lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 \\ I_{2C} &= \lambda_1^2 \lambda_2^2 + \lambda_1^2 \lambda_3^2 + \lambda_2^2 \lambda_3^2 \\ I_{3C} &= \lambda_1^2 \lambda_2^2 \lambda_3^2 = J^2 \end{aligned} \quad (3.9)$$

gdzie: I_{1C} , I_{2C} , I_{3C} – niezmienniki tensora deformacji Cauchy'ego-Greena drugiego rzędu; λ_i – rozciągnięcia główne tensora deformacji na kierunki i ; J – wyznacznik tensora gradientu deformacji.

Model wielomianowy N -tego stopnia

Modelem uogólnionym opisującym energię odkształcenia izotropowych materiałów hipersprężystych jest model wielomianowy. Uwzględnia on zarówno zmiany postaciowe W_D jak i objętościowe W_V materiału, i może być stosowany dla materiałów ściśliwych, małościśliwych oraz nieściśliwych. Najczęściej spotykany jest model wielomianowy 2-go rzędu ($N = 2$) w postaci (3.10) (Abaqus, 2013).

$$W = W_D + W_V = C_{10}(\bar{I}_1 - 3) + C_{01}(\bar{I}_2 - 3) + C_{20}(\bar{I}_1 - 3)^2 + C_{02}(\bar{I}_2 - 3)^2 + C_{11}(\bar{I}_1 - 3)(\bar{I}_2 - 3) + \frac{1}{D_1}(J_{el} - 1)^2 + \frac{1}{D_2}(J_{el} - 1)^4 \quad (3.10)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} \bar{I}_1 &= J^{-2/3} I_1, & I_1 &= \lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 \\ \bar{I}_2 &= J^{-4/3} I_2, & I_2 &= \lambda_1^2 \lambda_2^2 + \lambda_2^2 \lambda_3^2 + \lambda_3^2 \lambda_1^2 \\ D_1 &= \frac{2}{K_0} = \frac{3(1-2\nu)}{G_0(1+\nu)}, & J_{el} &= \frac{J}{J^{th}} = \frac{J}{(1+\varepsilon^{th})^3} \end{aligned} \quad (3.11)$$

gdzie: W – jednostkowa energia sprężysta (JES), W_D i W_V – składowe energii sprężystej uwzględniające odpowiednio zmiany postaciowe i objętościowe materiału; C_{ij} , D_k ($i, j, k = 0 \dots 2$) – stałe materiałowe wyznaczane eksperymentalnie (2001). Stałe C_{ij} określają zmianę postaciową ciała, natomiast D_k określa ściśliwość materiału. Jeśli wszystkie $D_k = 0$, to materiał jest analizowany jako w pełni nieściśliwy. Jeśli $D_1 = 0$, to i wszystkie kolejne D_k muszą wynosić 0; $\bar{I}_1$, $\bar{I}_2$ – pierwszy i drugi niezmiennik tensora odkształcenia, J_{el} – wyznacznik tensora odkształcenia wyznaczony z całkowitych odkształceń objętościowych J i odkształceń termicznych J^{th} ; K_0 – początkowy moduł odkształcenia objętościowego Hemholtza, G_0 – początkowy moduł ścinania (stała Lamego), ε^{th} – liniowy współczynnik rozszerzalności termicznej.

Model Mooney-Rivlin

Najczęstszym spotykanym założeniem jest założenie o braku ściśliwości materiału hipersprężystego, co prowadzi do uproszczonej postaci równania energii $W = W_D$ (brak

członu W_V dotyczącego zmiany objętościowej). Takim szczególnym przypadkiem modelu wielomianowego jest model Mooneya-Rivlina, w którym zakłada się parametr $N = 1$ oraz nie występuje wpływ zmiany temperatury na objętość ($\lambda_1 = \lambda$ oraz $\lambda_2 = \lambda_3 = \lambda^{-0.5}$; por. (Mooney, 1940; 1951; Truesdell et al., 2004). Równanie opisujące model Mooney-Rivlina przedstawiono w równaniu (3.12).

$$W^{MR} = C_{10} (\bar{I}_1 - 3) + C_{01} (\bar{I}_2 - 3) + \frac{1}{D_1} (J_{el} - 1)^2 \quad (3.12)$$

gdzie: stałe materiałowe C_{01} , C_{10} ($C_{00} = 0$) można wyznaczyć w teście jednoosiowego rozciągania. Są one parametrami funkcji liniowej niezmienników. Naprężenie nominalne wyrażone jest tutaj jako stosunek działającej siły F do powierzchni początkowej A_0 przy założeniu rozciągnięcia $\lambda_1 = \lambda$ (Nowak, 2008). Na podstawie wyznaczonych parametrów C_{01} i C_{10} określone są: początkowy moduł ścinania G_0 i początkowy moduł sprężystości podłużnej E_0 (Hu et al., 2004). Pozostałe oznaczenia wyjaśniono powyżej (por. równanie (3.11)).

Model Neo-Hookeana

Innym uproszczeniem modelu wielomianowego jest model Neo-Hookeana. Model ten zależy tylko od pierwszego niezmiennika przy założeniu braku wpływu zmian termicznych na objętość. Model ten wymaga jednak rozwinięcia równania do wyższego rzędu w celu dopasowania do wyników badań (Aleksander, 1968; 1962; Zahorski, 1944). Rozwinięcie modelu dla pierwszego ($N = 1$) rzędu dla materiału nieściśliwego ($D_i = 0$) przedstawiono w równaniu (3.13); oznaczenia jak wyżej.

$$W^{NH} = C_{10} \left(\lambda^2 + \frac{2}{\lambda} - 3 \right) \quad (3.13)$$

Model Ogdena

Funkcja energii sprężystej w ujęciu modelu *Ogdena* określona jest przez główne rozciągnięcia λ za pomocą równania (3.14), por. (Ogden, 2004; 1972). Początkowy moduł ścinania G_0 określony jest równaniem (3.15). W szczególnym przypadku model *Ogdena* redukuje się do modelu *Mooney-Rivlina* dla $N = 2$ (gdzie: $\alpha_1 = 2$, $\alpha_2 = -2$), a dla $N = 1$ do modelu *Neo-Hookeana* (Abaqus, 2013).

$$W^{Og} = \sum_{i=1}^N \frac{2G_i}{\alpha_i^2} \left(\overline{\lambda_1}^{\alpha_i} + \overline{\lambda_2}^{\alpha_i} + \overline{\lambda_3}^{\alpha_i} - 3 \right) + \sum_{i=1}^N \frac{1}{D_i} (J_{el} - 1)^{2i} \quad (3.14)$$

$$G_0 = \sum_{i=1}^N G_i \quad (3.15)$$

gdzie: G_i , α_i – stałe materiałowe, $\overline{\lambda_i}$ - dewiator głównych rozciągnięć; pozostałe oznaczenia wyjaśniono w tekście powyżej.

Inne modele

W literaturze znaleźć można szereg innych modeli opisujących zachowanie się materiałów hipersprężystych. Wśród nich można jeszcze wymienić modele: *Marlowa*, *Arruda-Boyce'a*, *Blatz-Ko*, *van der Waalsa*, *Zahorskiego*, *Hadamarda*, *Genta* (Abaqus, 2013; Major et al., 2011). Powyżej opisano krótko i informacyjnie modele wykorzystywane najczęściej w analizie materiałów hipersprężystych.

3.2.4.4 Materiał hyposprężysty

Istnieją również inne modele materiału charakteryzujące się stanem naprężenia zależnym nie tylko od aktualnego stanu odkształcenia, ale również od ścieżki naprężenia, po której stan ten został osiągnięty. Są to modele materiałów hyposprężystych. Materiały te wykazują nieliniową, ale odwracalną zależność naprężenie – odkształcenie. Oznacza to, że nieliniowa deformacja materiału hyposprężystego odbywa się po tej samej ścieżce równowagi zarówno podczas obciążenia jak i odciążenia. Więcej informacji na ten temat można znaleźć w pracach (2010; Xiao et al., 1997).

3.2.5 Miary odkształceń polimerów

Miary odkształcenia Setha-Hilla

Polimery wykorzystywane w polimerowym złączu podatnym wykazują zdolność do znacznych odkształceń. Klasyczne ujęcie w mechanice kontinuum dotyczące nieskończenie małych odkształceń nie znajduje najczęściej tutaj uzasadnienia. Odkształcenia polimeru mogą być na tyle duże, że wymagane jest zastosowanie teorii dużych odkształceń. W analizie polimerów istotnym jest przyjęcie właściwej miary odkształceń. W literaturze (Kreja, 2003) opisano pięć miar odkształcenia, które przedstawiono na przykładzie jednoosiowego

rozciągania. Wyróżniono odkształcenia: *Lagrange’a (Greena)* ε_L , *Biota* (inżynierskie) ε_B , *Hencky’ego* (logarytmiczne) ε_H , naturalne ε_N i *Eulera* ε_E . Wszystkie te miary odkształceń ująć można jako rodzina miar *Setha-Hilla* (Kwiecień, 2015).

W każdej z miar odkształcenia rozciąganie λ_1 na kierunku 1 będzie wyrażone inną zależnością względem miar odkształcenia. Zauważyć należy, że dla niewielkich odkształceń ($\pm 2\%$) nie ma znaczenia, którą miarę wybierzemy. W tym zakresie rozciągania mieszczą się w zakresie odkształceń granicznych większości materiałów budowlanych (beton, cegła, stal, żywice epoksydowe). Inaczej jest w przypadku polimerów, gdzie odkształcenia graniczne przekraczają najczęściej wartość 2%. Tutaj dobór miary odkształceń ma zasadnicze znaczenie.

Miary odkształcenia można przedstawić za (Xiao, 1995) w zapisie uogólnionym, znanym jako klasa tensorów miar odkształcenia *Setha-Hilla* (Hill, 1968; Seth, 1964), w którym powiązano prawy i lewy tensor rozciągania U i V z tensorami odkształcenia $E^{(m)}$ przy różnych miarach odkształcenia.

Warto zauważyć, że niektóre z miar odkształceń w pewnych zakresach rozciągnięć nie zgadzają się z rzeczywistym zachowaniem się materiałów (Darijani & Naghdabadi, 2010b; Jemioło, 2002). Wykazują nieoczekiwane osłabienie lub wzmocnienie badanego materiału zarówno przy ściskaniu jak i przy rozciąganiu. Problem doboru odpowiedniej miary odkształcenia do opisu modeli hipersprężystych był dyskutowany przez wielu badaczy (Darijani & Naghdabadi, 2010c,a,b; Dłużewski, 2000; Farahani et al., 2004; 2003; Korobeinikov, 2000; Plešek et al., 2006; 2010; Bechir et al., 2006; Jemioło, Gajewski et al., 2015; Xiao, 1995; Xiao et al., 2002; 1997).

Miary odkształcenia Darijani-Naghdabadi

Rozwiązaniem opisanej powyżej rozbieżności pomiędzy wynikami modeli teoretycznych a doświadczeniem zaproponowano w pracy (Darijani & Naghdabadi, 2010a). Przedstawiona miara odkształcenia Darijani-Naghdabadi (D-N) przyjmuje postać funkcji $g(\lambda_i)$ (3.16) jako liniowa kombinacja λ_i^α i $\lambda_i^{-\beta}$, gdzie $\alpha + \beta \neq 0$. Wykładnik m , występujący w mierze *Setha-Hilla*, został zmodyfikowany i zdefiniowany w mierze D-N jako $m = \alpha + \beta$. Prowadzi to do nowej rodziny miar odkształceń dla dowolnych parametrów α i β przy spełnieniu założenia $\alpha + \beta \neq 0$. Zauważyć należy, że w zakresie małych odkształceń (rozciągania $\lambda = 0.98 \div 1.02$) miara D-N nie różni się od pozostałych miar odkształceń.

Uogólniona postać wartości własnych tensora odkształcenia η_i dla tensora odkształcenia $E^{(\alpha+\beta)}$ jest opisana równaniem (3.17) i (3.18). W przypadku gdy suma $\alpha + \beta$ zmierza do 0, to funkcja $g(\lambda_i) = \ln(\lambda_i)$ i prowadzi do miary logarytmicznej *Hencky’ego*.

$$\begin{cases} g(\lambda_i) = \frac{1}{\alpha + \beta} (\lambda_i^\alpha - \lambda_i^{-\beta}) & \text{dla } \alpha + \beta \neq 0 \\ g(\lambda_i) = \ln \lambda_i & \text{dla } \alpha + \beta = 0 \end{cases} \quad (3.16)$$

$$\mathbf{E}^{(\alpha+\beta)} = \frac{1}{\alpha + \beta} (\mathbf{U}^\alpha - \mathbf{U}^{-\beta}) \quad \text{dla } \alpha + \beta \neq 0 \quad (3.17)$$

$$\begin{cases} \eta_i^{(\alpha+\beta)} = \frac{1}{\alpha + \beta} (\lambda_i^\alpha - \lambda_i^{-\beta}) & \text{dla } \alpha + \beta \neq 0 \quad (D-N) \\ \eta_i^{(0)} = \ln \lambda_i & \text{dla } \alpha + \beta = 0 \quad (Hencky) \end{cases} \quad (3.18)$$

gdzie: $g(\lambda_i)$ – funkcja opisująca miarę odkształceń D-N; λ_i – rozciągnięcie na kierunkach wektorów własnych; α, β – wykładniki kalibrowane na podstawie badań eksperymentalnych; $\mathbf{E}^{(\alpha+\beta)}$ – tensor odkształcenia w mierze Darijani-Naghdabadi; $\mathbf{U}$ – prawy tensor rozciągnięcia; η_i – odkształcenia główne (wartości własne) tensora odkształcenia.

3.2.6 Sprzężone energetycznie pary tensorów odkształcenia i naprężenia

W literaturze znaleźć można równania konstytutywne materiałów hipersprężystych dla par tensorów w mierze odkształcenia Setha-Hilla (Farahani et al., 2000). Pary tensorów są tam opisane jako uogólnione tensory w opisie materialnym, gdzie np. tensory odkształceń Hencky'ego odpowiadają logarytmicznej mierze odkształcenia.

W analizie ciał stałych, w tym polimerów, opis materialny znajduje swoje uzasadnienie w tym, że warunki początkowe istotnie wpływają na dalsze zachowanie się ciała (Kreja, 2003). Dodatkowo ze względu na nieliniowe zachowanie się polimeru, jego sztywność zmienia się pod wpływem odkształcenia. Stąd w celu uzyskania modelu jednoparametrowego (stosowalnego w praktyce) wprowadza się opis odkształcenia materiału w mierze logarytmicznej.

Równanie opisujące wartości własne tensora odkształcenia (3.18) można opisać dla poszczególnych par tensorów sprzężonych zarówno w mierze odkształcenia Setha-Hilla jak i w mierze odkształcenia Darijani-Naghdabadi. Powiązanie postaci tensora naprężenia i sprzężonego z nim tensora odkształcenia znaleźć można w pracy (Darijani, Naghdabadi et al., 2010). Dodatkowo wartości własne tensora naprężenia $\mathbf{T}^{(\alpha+\beta)}$ uzależnić można od naprężenia nominalnego $S = F/A_0$ wykorzystywanego w badania eksperymentalnych (Kwiecień, 2015).

3.2.7 Uogólnione związki konstytutywne tensora naprężeń i odkształcenia

Według definicji materiału hipersprężystego, gdy potencjał funkcji W spełnia zależność $T^{(\alpha+\beta)} = \partial W / \partial E^{(\alpha+\beta)}$, można przedstawić funkcję W mierze odkształcenia Darijani-Naghdabadi.

W ogólnym sformułowaniu rodziny miar odkształcenia D-N można uogólnić do hipersprężystego równania konstytutywnego, które jest naturalnym uogólnieniem prawa Hooke'a niezależnym od prędkości deformacji. W przypadku gdy $\alpha + \beta = 0$, mamy do czynienia z miarą odkształcenia Hencky'ego.

Takie podejście pozwala uzyskać uniwersalną postać związku konstytutywnego dla małych i dużych deformacji. Uwzględnia ono możliwość przyjmowania różnych miar deformacji dla sprzężonych ze sobą tensorów naprężenia $T^{(\alpha+\beta)}$ i odkształcenia $E^{(\alpha+\beta)}$. W takim równaniu wykorzystane są liniowe związki ze stałymi Lamego, co jest korzystne z uwagi na możliwość aproksymacji zachowania ciała sprężystego przez dopasowanie do danych eksperymentalnych w zakresie dużych deformacji. Pary tensorów $T^{(\alpha+\beta)}$ i $E^{(\alpha+\beta)}$ zastępują w równaniu (3.4) tensory naprężeń σ i odkształceń Cauchy'ego ϵ , co pozwala na sformułowanie liniowego związku konstytutywnego naprężenie – odkształcenie z nieliniowymi związkami wewnątrz samych tensorów. Naprężenia główne tensora naprężeń $T_{ii}^{(0)}$ sprzężonego z tensorem odkształcenia $E^{(0)}$ dla materiałów nieściśliwych można zapisać za (Dłużewski, 2000; Jemioło, 2002) w mierze logarytmicznej jako (3.19). Tensor naprężeń $T_{ii}^{(0)}$ jest tutaj tensorem naprężenia Cauchy'ego (Jemioło, 2002).

Takie ujęcie pozwala na miarodajne opisanie materiałów hipersprężystych, do których należą polimery wykorzystywane do budowy polimerowego złącza podatnego (Kwiecień, 2012; Zajac, 2018).

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= T_{11}^{(0)} = \frac{E \left[(1-\nu) \ln \lambda_1 + \nu \ln \lambda_2 + \nu \ln \lambda_3 \right]}{(1-2\nu)(1+\nu)} \\ \sigma_{22} &= T_{22}^{(0)} = \frac{E \left[\nu \ln \lambda_1 + (1-\nu) \ln \lambda_2 + \nu \ln \lambda_3 \right]}{(1-2\nu)(1+\nu)} \\ \sigma_{33} &= T_{33}^{(0)} = \frac{E \left[\nu \ln \lambda_1 + \nu \ln \lambda_2 + (1-\nu) \ln \lambda_3 \right]}{(1-2\nu)(1+\nu)}\end{aligned}\tag{3.19}$$

Biorąc za przykład przypadek jednoosiowego rozciągania, naprężenie Cauchy'ego można opisać funkcją naprężenia nominalnego F/A_0 dla elementu o początkowym przekroju poprzecznym A_0 rozciąganego siłą F . W tym przypadku występuje zależność $\lambda_1 \neq \lambda_2 = \lambda_3$ oraz $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, co implikuje wyrażenie (3.20). Po przekształceniach dla jednoosiowego rozciągania naprężenie nominalne można wyrazić za (Kwiecień, 2012; 2015) za pomocą wyrażenia (3.21). Równanie (3.21) opisuje funkcję naprężenie nominalne – odkształcenie

wyrażone w mierze logarytmicznej dla jednoosiowego rozciągania, gdzie występuje stały parametr, tj. moduł Younga E .

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= \frac{E[(1-\nu)\ln\lambda_1 + 2\nu\ln\lambda_2]}{(1-2\nu)(1+\nu)} \\ \sigma_{22} &= \sigma_{22} = \frac{E[\nu\ln\lambda_1 + \ln\lambda_2]}{(1-2\nu)(1+\nu)}\end{aligned}\quad (3.20)$$

$$\sigma_{11} = \frac{F}{\lambda_2^2 A_0} = E \ln \lambda_1 \rightarrow \frac{F}{A_0} = E \frac{\ln \lambda_1}{\lambda_1^{2\nu}} \quad \text{dla } \alpha + \beta = 0 \text{ (Hencky)} \quad (3.21)$$

Z kolei funkcję naprężenie – odkształcenie w mierze Darijani-Naghdabadi (N-D) opisać można za (Kwiecień, 2015) równaniem (3.22). Takie ujęcie zachowania się materiałów hipersprężystych – zarówno równanie (3.21) jak i (3.22) – pozwala w łatwy sposób opisać zachowanie się materiałów hipersprężystych i zestawić je z wynikami eksperymentalnymi.

$$\frac{F}{A_0} = E \frac{\alpha \lambda_1^{2\alpha} - \beta \lambda_1^{-2\beta} - (\alpha - \beta) \lambda_1^{\alpha - \beta}}{\lambda_1 (\alpha + \beta)^2} \quad \text{dla } \alpha + \beta \neq 0 \text{ (D-N)} \quad (3.22)$$

3.3 Polimerowe złącze podatne

3.3.1 Wprowadzenie

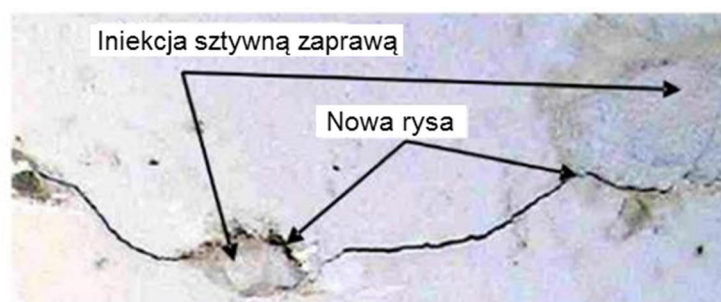
Poniżej opisano krótko genezę metody złączy podatnych i jej pierwsze praktyczne zastosowania w naprawie uszkodzonych elementów. Następnie przedstawiono polimerowe złącze podatne na tle innych typowych materiałów naprawczych. Uwypuklono tutaj zasadnicze różnice w pracy złącza podatnego i innych materiałów adhezyjnych.

Przedstawiono przegląd doczasowych wyników badań złącza podatnego zbudowanego z różnych polimerów (PT i PS). Opisano postać zniszczenia złącza podatnego udokumentowanego w literaturze. Wskazano przy tym na niewielką ilość badań dotyczących polimerów PT i PS oraz na luki w wynikach dostępnych w literaturze.

Następnie zestawiono wyniki badań złącza podatnego na tle innych metod naprawczych i z innymi materiałami kruchymi. Na koniec opisano krótko miary wyteżenia materiału złącza podatnego i zaproponowano jednolite ujęcie wyteżenia złącza w funkcji naprężeń zredukowanych.

3.3.2 Idea polimerowego złącza podatnego

Idea polimerowego złącza podatnego powstała w 2003 r. podczas prac naprawczych uszkodzonych sklepień murowych w Krakowie prowadzonych przez zespół prof. Ciesielskiego (Ciesielski et al., 2003). Pierwotnym celem tej metody naprawczej było uniknięcie nowych uszkodzeń powstających po naprawie uszkodzonego obszaru (rys. 3.27) (Binda et al., 2005). W tym celu wykorzystano piankę poliuretanową, która posiadała pewną wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie i ścinanie oraz bardzo dużą – w porównaniu z murem ceglanym – odkształcalność. Pilotażowe badania doświadczalne, analizujące zachowanie złącza podatnego wykonanego z pianki poliuretanowej, zaprezentowano w pracy (Ciesielski et al., 2004). W literaturze znane są podobne przypadki naprawy, jak np. naprawa sklepień ceglanych bazyliki w Asyżu (Crocini et al., 2000).

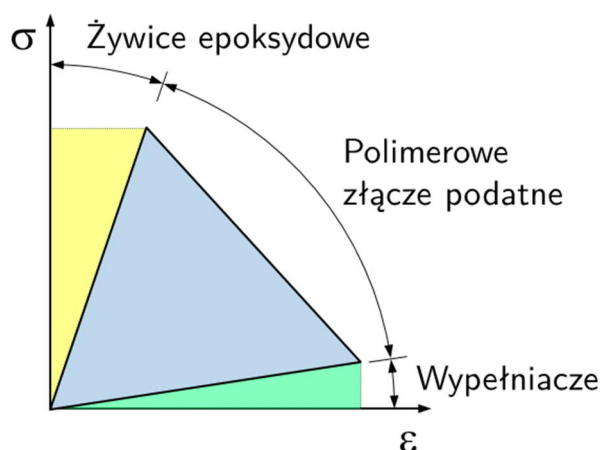


Rys. 3.27 Nowe uszkodzenia muru w obszarze naprawy materiałem o zbyt wysokiej sztywności względem muru (Kwiecień, 2012)

Obecnie najczęstszym sposobem naprawy pęknięć i rys są iniekcje materiałami o dużych modułach sztywności i wysokiej wytrzymałości, takich jak żywice epoksydowe, cementy lub mikrocementy (Czarnecki et al., 2002; 2017, Danish Standards Association, 2004; Germaniuk, 2000). W przypadku tego typu napraw częstym problemem było pojawienie się nowych uszkodzeń po naprawie, co ograniczało ich stosowanie (Van Balen et al., 2005; Valluzzi, 2005). Obecnie stosuje się coraz częściej w naprawach materiały o większej kompatybilności, cechujące się niskimi modułami sprężystości (Cognard, 2005; Germaniuk, 2000; Głodkowska et al., 2012). Materiały takie posiadają wyraźnie większą energię zniszczenia uzyskaną dzięki zwiększonej odkształcalności i są powszechnie wykorzystywane w półkonstrukcyjnych połączeniach przy budowie statków, w transporcie i motoryzacji (Cognard, 2005). W budownictwie materiały te znalazły szerokie zastosowanie jako łożyska elastomerowe w mostownictwie (Leonhardt, 1979).

Podejście takie stanowi podstawowe założenie metody złączy podatnych, która wykorzystuje podatne połączenia zbudowane z polimerów tworząc przeguby sprężysto-lepko-plastyczne (Kwiecień, 2012; Ciesielski et al., 2004). Uszkodzone elementy łączy się polimerem cechującym się dużą odkształcalnością i specjalnie dobranymi parametrami

wytrzymałościowymi. Rozwiązanie to łączy w sobie zalety żywicy epoksydowej (wysoka wytrzymałość, niska odkształcalność) i wysoko odkształcalnych materiałów uszczelniających o niewielkiej wytrzymałości (rys. 3.28).



Rys. 3.28 Schematyczna charakterystyka naprężenie – odkształcenie (σ - ϵ) polimerowego złącza podatnego na tle innych materiałów łączących

Istotną cechą złącza podatnego jest jego zdolność do zachowania w łączonych elementach pierwotnego lub ustalonego stanu naprężenia powstałego w wyniku redystrybucji naprężeń po wystąpieniu uszkodzenia. W przypadku wystąpienia dodatkowego obciążenia elementy konstrukcyjne połączone złączem podatnym mogą ulegać wzajemnym (ograniczonym) odkształceniom wytracając w ten sposób energię. Kluczowym jest tutaj fakt, że złącze podatne nie wprowadza dodatkowych niekorzystnych naprężeń w układzie. Przy odpowiednim doborze parametrów wytrzymałościowych złącza i efektywnej aplikacji polimeru (np. poprzez iniekcję) w pęknięcia i rysy uszkodzonego elementu uzyskuje się układ konstrukcyjny o wytrzymałości zbliżonej do pierwotnej, ale o zwiększonej odkształcalności.

Polimer łączy rozdzielone elementy nośne konstrukcji wypełniając pęknięcia i zapewnia nową pojemność energetyczną układu, zbliżoną do tej sprzed uszkodzenia lub większą. W miejscach uszkodzenia przywraca on zdolność do przenoszenia naprężeń rozciągających, ściskających i ścinających. Połączenie uszkodzonych elementów powoduje także wzrost tłumienia całej konstrukcji oraz możliwość dyssypacji większej energii wymuszenia (Kwiecień et al., 2005).

Metodę złączy podatnych należy traktować jako uzupełnienie dotychczas stosowanych metod naprawy uszkodzonych konstrukcji. Można ją stosować przy zaistnieniu określonych warunków pracy konstrukcji (np. po ustaniu osiadania konstrukcji lub usunięciu przyczyny osiadania) (Kwiecień, 2012). Parametry polimerowego złącza podatnego mogą być kalibrowane zarówno pod kątem zdolności do odkształceń jak i nośności wybranego

polimeru. Daje to nowe, szersze możliwości w aspekcie przywrócenia uszkodzonych elementów do stanu pierwotnego. W zależności od występującego problemu można dobrać taki typ polimeru, który maksymalnie zredukuje możliwość pojawienia się kolejnych uszkodzeń. Wyróżnić można następujące typy polimerowego złącza podatnego: PMM, PM, PSM, PTS, PST, PS oraz PT (Kwiecień, 2012; Zajac, 2018).

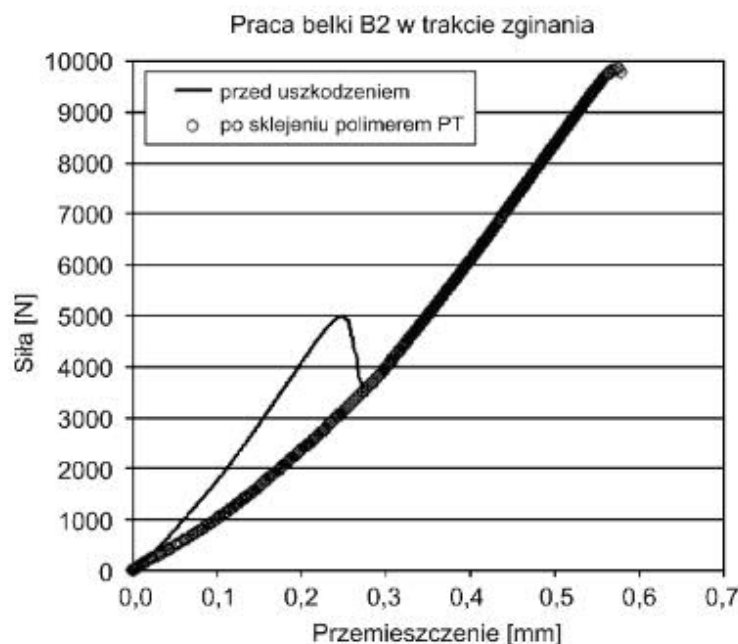
Od kilku lat prowadzone są badania eksperymentalne i teoretyczne analizujące pracę polimerowego złącza podatnego. Wśród nich należy wymienić prace: (Kwiecień, 2012; 2013; 2015) dotyczące polimerów PM, PS i PT; następnie (Zajac, 2008; 2018)) – polimer PS; (Kisiel, 20015; 2015; 2018, Kisiel et al., 2013) – polimer PM oraz (Zdanowicz et al. 2015a, 2015b, 2017a, 2017b, 2018a, 2018b, 2019, 2020) – polimer PT i PS.

3.3.3 Badania polimerowego złącza podatnego typu PT

W literaturze istnieją nieliczne badania złącza podatnego z zastosowaniem polimeru PT. Większość badań pochodzi z prac (Kwiecień, 2012) i autora niniejszej pracy (Zdanowicz et al., 2017a,b, 2018a, 2018b, 2018c). Wyniki badań autora zostaną omówione w dalszej części pracy (pkt. 4).

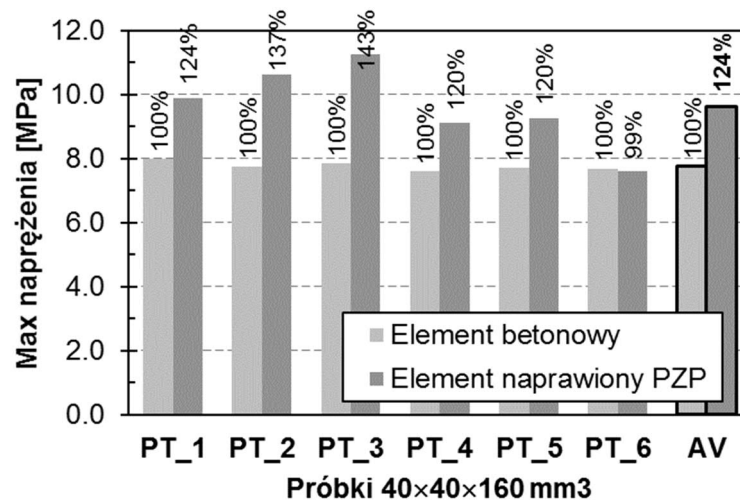
Dostępne w literaturze wyniki badań elementów betonowych obejmują testy cztero- i trzy-punktowego zginania. Próbkę w teście na czteropunktowe zginanie miały wymiary $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ oraz $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$. W teście na trzypunktowe zginanie przebadano trzy geometrie elementów betonowych ($250 \times 80 \times 1000 \text{ mm}^3$ i $250 \times 150 \times 1000 \text{ mm}^3$ oraz elementy z betonu keramzytowego LECA o wymiarach $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$). Elementy betonowe zostały obciążone aż do zniszczenia, następnie naprawione złączem podatnym typu PT i zniszczone ponownie.

Przykładowa charakterystyka siła – przemieszczenie uzyskana w teście na trzypunktowe zginanie elementu z betonu keramzytowego została przedstawiona na rys. 3.29. Widać tutaj wpływ zastosowania złącza podatnego typu PT na zwiększenie nośności elementów naprawianych względem elementów pierwotnych. Element po naprawie był tutaj w stanie przenieść blisko 2-krotnie większą siłę niż element przed naprawą. Dodatkowo złącze podatne – z racji swojej podatności – wykazało wyraźnie większą zdolność do odkształcenia umożliwiając ponad 2-krotne powiększenie maksymalnego przemieszczenia. Skutkowało to istotnym wzrostem zdolności do gromadzenia energii sprężystej przez złącze podatne.

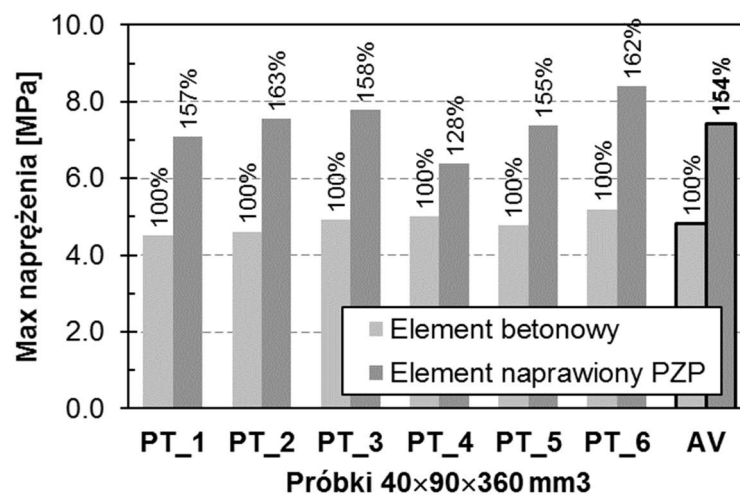


Rys. 3.29 Przebieg badania elementów betonowych $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie złączem podatnym typu PT w funkcji siła – przemieszczenie (ugięcie) w trzypunktowym zginaniu (Komardin, 2010)

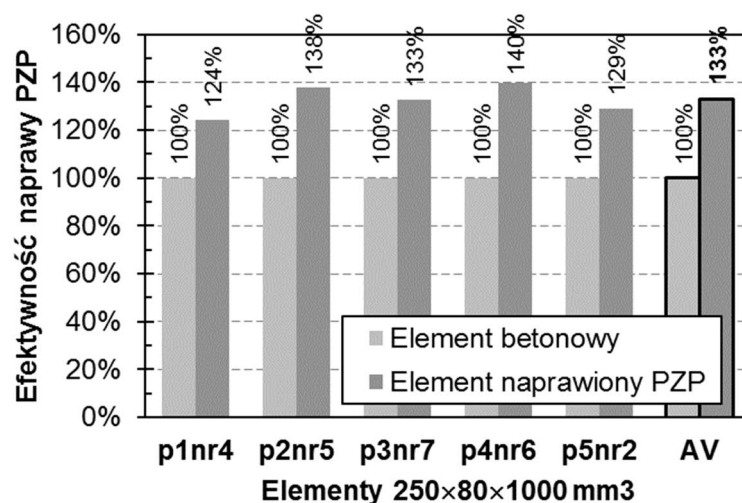
Szczegółowe wyniki kolejnych badań zestawiono na rys. 3.30, 3.31, 3.32. oraz 3.33 na podstawie (Kwiecień, 2012). Wszystkie przedstawione wyniki wskazują na pozytywny wpływ złącza podatnego typu PT na nośność naprawionych elementów. Co warto podkreślić, nośność elementów po naprawie złączem podatnym jest wyższa od nośności pierwotnej (przed naprawą). Analizując stosunek wytrzymałości elementów przed i po naprawie widać wyraźnie, że efektywność naprawy wynosiła we wszystkich badaniach znacznie powyżej 100%. Wartości średnie w teście na czteropunktowe zginanie wynosiły 124% dla elementów o geometrii $b \times h \times L = 40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ oraz 154% dla elementów $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$. Z kolei w teście na trzypunktowe zginanie stosunek wytrzymałości złącza do wytrzymałości próbki pierwotnej wyniósł: 131% dla elementów o geometrii $250 \times 80 \times 1000 \text{ mm}^3$; 135% dla $250 \times 150 \times 1000 \text{ mm}^3$; 160% dla $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$ (Kwiecień et al., 2006). Brak jest informacji na temat wartości przemieszczeń i odkształceń próbek przed i po naprawie. Wyjątkiem jest próbka o wymiarach $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, gdzie przemieszczenie w momencie osiągnięcia maksymalnej siły wynosiło 0.24 mm i 0.57 mm odpowiednio dla próbki przed i po naprawie. Stosunek przemieszczenia odpowiadającego sile niszczącej próbki po naprawie do przemieszczeń próbki przed naprawą wyniosło $0.57 \text{ mm} / 0.24 \text{ mm} = 238\%$.



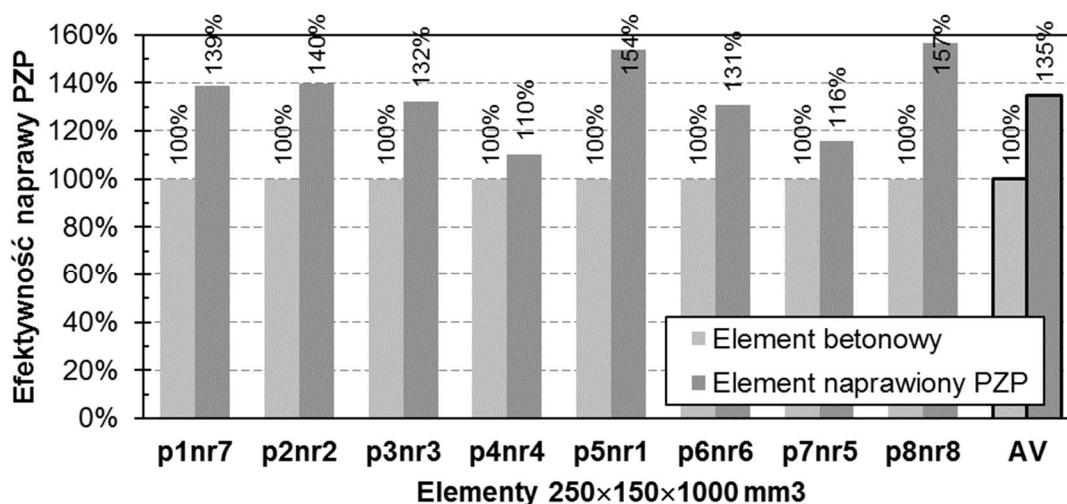
Rys. 3.30 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $b \times h \times L = 40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ dla elementów betonowych (pierwotnych) i naprawionych (po sklejeniu) złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy złączem podatnym względem elementu pierwotnego)



Rys. 3.31 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $b \times h \times L = 40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$ dla elementów betonowych (pierwotnych) i naprawionych (po sklejeniu) złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy złączem podatnym względem elementu pierwotnego)

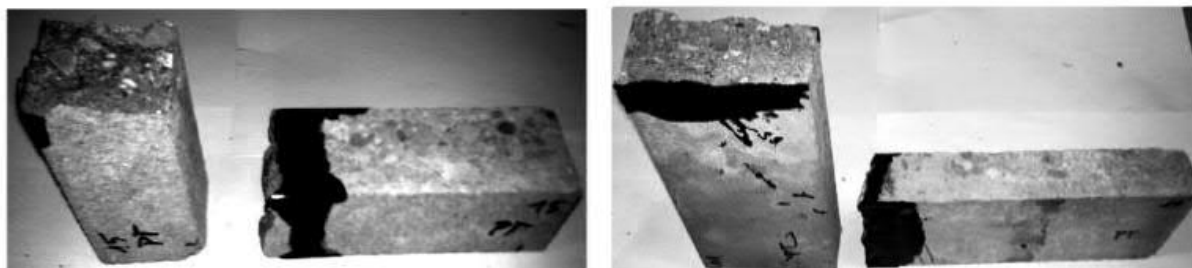


Rys. 3.32 Efektywność naprawy belek betonowych $b \times h \times L = 250 \times 80 \times 1000 \text{ mm}^3$ złącza podatnego typu PT – trzypunktowe zginanie; (AV – wartość średnia)

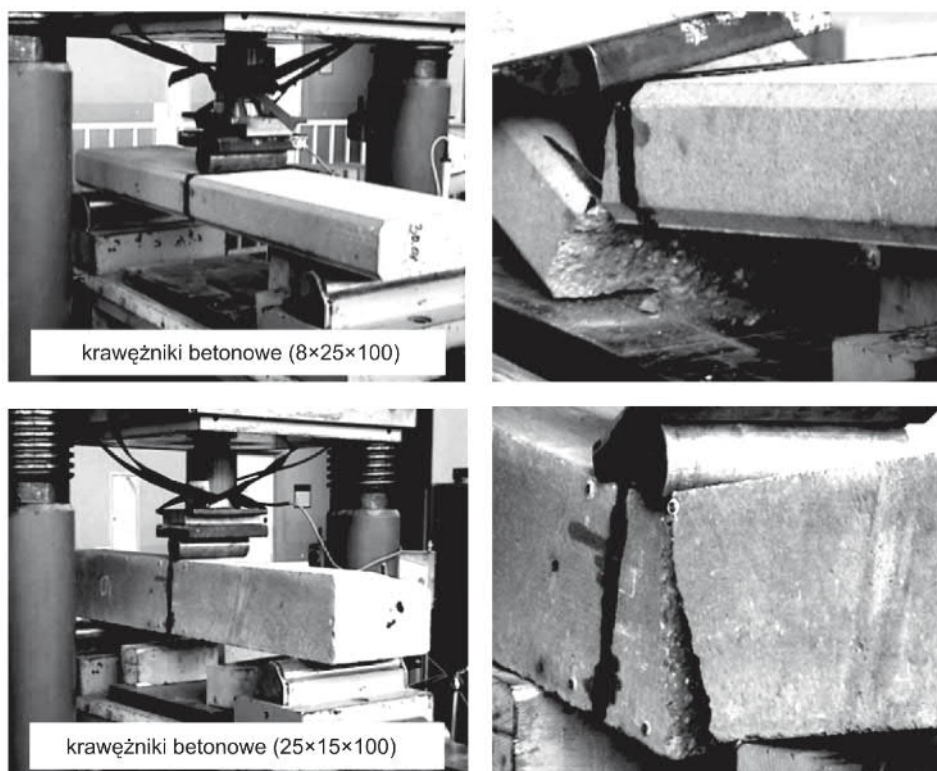


Rys. 3.33 Efektywność naprawy belek betonowych $b \times h \times L = 250 \times 150 \times 1000 \text{ mm}^3$ złącza podatnego typu PT – trzypunktowe zginanie; (AV – wartość średnia)

Analizując postać zniszczenia elementów naprawionych złączem typu PT zaobserwowano, że zniszczenie pojawiło się poza złączem podatnym i lokalizowało się w osłabionej strefie betonu znajdującej się ok. $1 \div 3 \text{ cm}$ od skleiny (por. rys. 3.34, 3.35 i 3.36).



Rys. 3.34 Postać zniszczenia beleczek betonowych $b \times h \times L = 40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ (po lewej) oraz $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$ (po prawej) naprawionych złączem podatnym typu PT – czteropunktowe zginanie (Kwiecień, 2012)



Rys. 3.35 Postać zniszczenia belek betonowych $b \times h \times L = 250 \times 80 \times 1000 \text{ mm}^3$ (u góry) oraz $250 \times 150 \times 1000 \text{ mm}^3$ (u dołu) naprawionych złączem podatnym typu PT – trzypunktowe zginanie (Kwiecień et al., 2006)



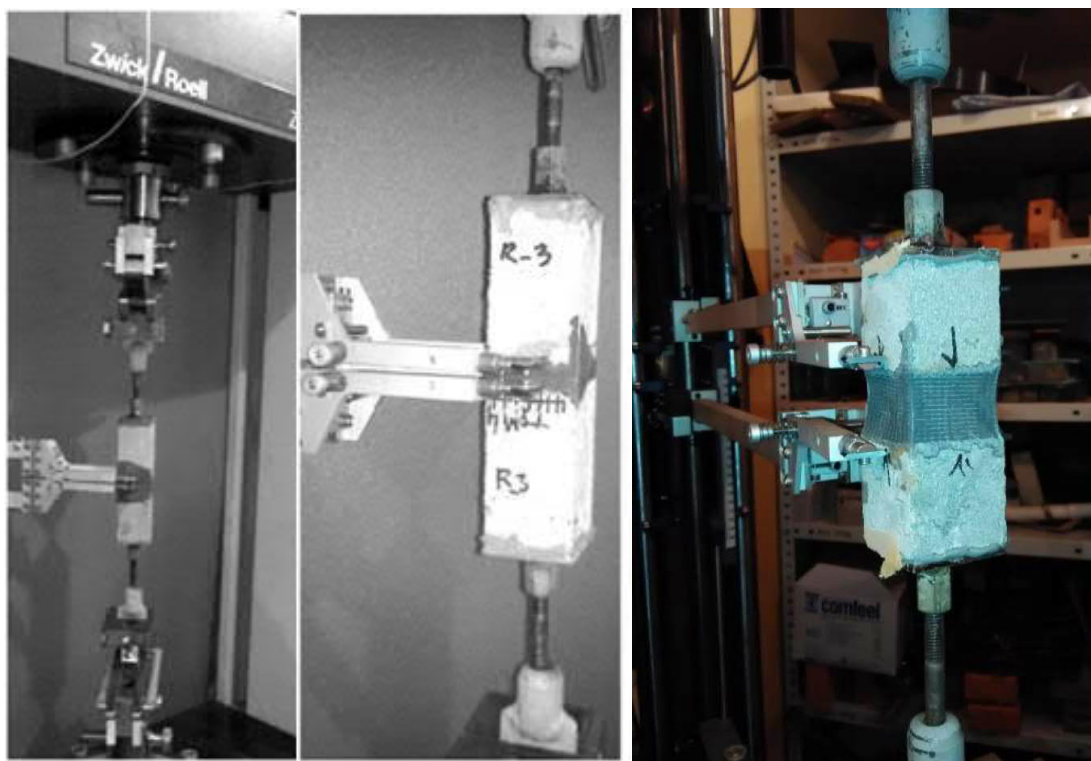
Rys. 3.36 Postać zniszczenia beleczek betonowych $b \times h \times L = 100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$ przed i po naprawie złączem podatnym typu PT – trzypunktowe zginanie (Komardin, 2010)

3.3.4 Badania polimerowego złącza podatnego typu PS

Zachowanie złącza podatnego typu PS dostępne w literaturze zostało przebadanej szerzej niż w przypadku złącza typu PT. Badania złącza typu PS dotyczą: jednoosiowego rozciągania i ściskania, zginania oraz ścinania. Poniżej zestawiono najważniejsze wyniki badań złącza podatnego typu PS na podstawie prac (Kwiecień, 2012; Zajac, 2018).

Rozciąganie

Badanie złącza typu PS w teście na jednoosiowe rozciąganie przeprowadzono na próbkach o wymiarach $40 \times 40 \times 80 \text{ mm}^3$ o grubości złącza 5, 10 i 15 mm. Stanowisko pomiarowe przedstawiono w rys. 3.37.

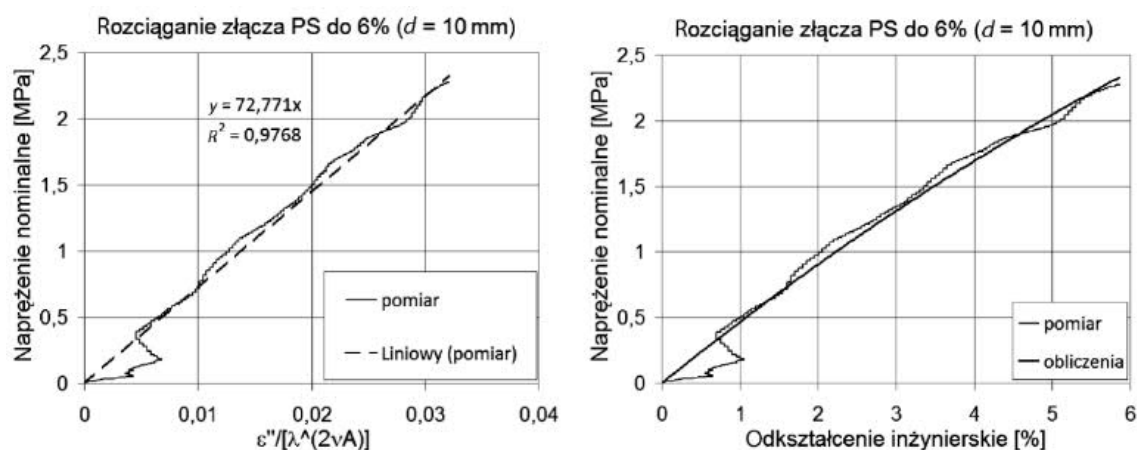


Rys. 3.37 Stanowisko badawcze jednoosiowego rozciągania złącza podatnego (Kisiel, 2018; Kwiecień, 2012)

Badania wykonano w celu określenia modułu sprężystości złącza podatnego przy rozciąganiu E_{PFJ}^T z wykorzystaniem regresji liniowej (por. rys. 3.38). Zaproponowany model dopasowania do danych eksperymentalnych w wybranym zakresie odkształcenia inżynierskiego był zadowalający. Dla złącza podatnego o grubości 10 mm moduł sprężystości wyniósł $E_{PFJ}^T = 72.8 \text{ MPa}$. Zestawiając tą wartość z parametrem modelu logarytmicznego otrzymanym w teście na jednoosiowe rozciąganie samego polimeru PS ($E_{PS}^T = 16.3 \text{ MPa}$

(Kwiecień, 2012)) zauważyć można, że sztywność złącza jest znacznie wyższa ($72.8 \text{ MPa} / 16.3 \text{ MPa} = 4.47$) niż sztywność samego polimeru.

Postać zniszczenia miała charakter kohezyjny i przebiegała na styku polimeru PS i betonu. Brak jest informacji o wpływie grubości polimeru PS na pracę złącza.



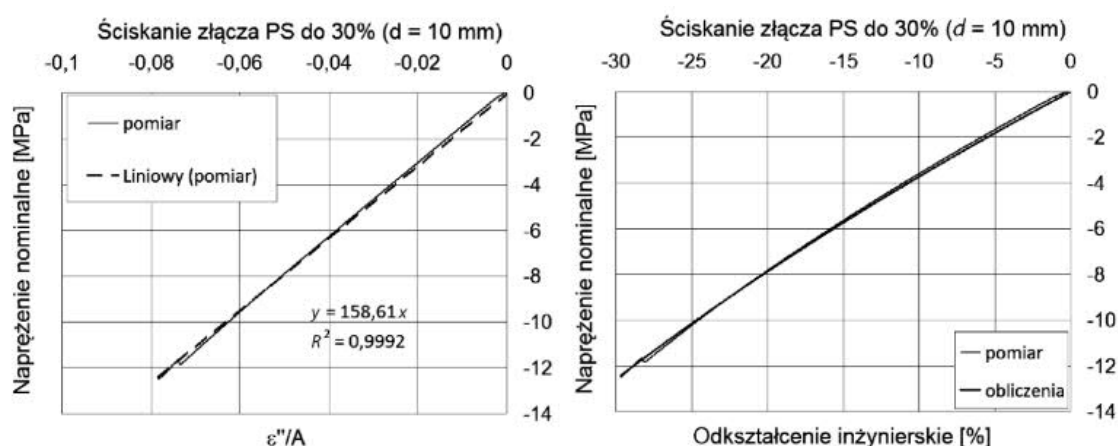
Rys. 3.38 Określenie modułu sprężystości podłużnej złącza przy rozciąganiu (E_z^R) modelu logarytmicznego (po lewej) oraz dopasowanie modelu do wyników eksperymentalnych (po prawej) – dla złącza podatnego typu PS o grubości 10 mm w jednoosiowym rozciąganiu (Kwiecień, 2012)

Ściskanie

Badanie na ściskanie przeprowadzono na kostkach sześciennych o wymiarze boku 40 mm połączonych ze sobą warstwą polimeru o grubości 5, 10 i 15 mm (rys. 3.39). Na podstawie badania określono eksperymentalnie moduł sprężystości podłużnej złącza typu PS przy ściskaniu E_{PFJ}^C , który dla złącza o grubości 10 mm wyniósł 158 MPa. Zaproponowany model dopasowania do danych eksperymentalnych w wybranym zakresie odkształcenia inżynierskiego jest zadowalający (fig. 3.40). Porównanie modułu sprężystości z parametrem modelu logarytmicznego dla samego polimeru PS otrzymanym w teście na jednoosiowe ściskanie ($E_{PS}^C = 25.7 \text{ MPa}$, (Zajac, 2018)) wskazuje, że sztywność złącza była ponad 6-krotnie wyższa niż sztywność samego polimeru PS badanego na próbce walcowej.



Rys. 3.39 Stanowisko badawcze jednoosiowego ściskania złącza podatnego (Kisiel, 2018)

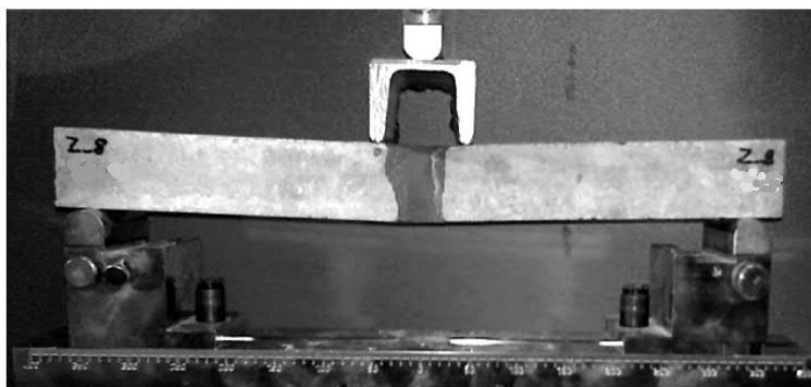


Rys. 3.40 Określenie modułu sprężystości podłużnej złącza przy ściskaniu (E_z^c) modelu logarytmicznego złącza (po lewej) oraz dopasowanie modelu do wyników eksperymentalnych (po prawej) – dla podatnego typu PS o grubości 10 mm w jednoosiowym ściskaniu (Kwiecień, 2012)

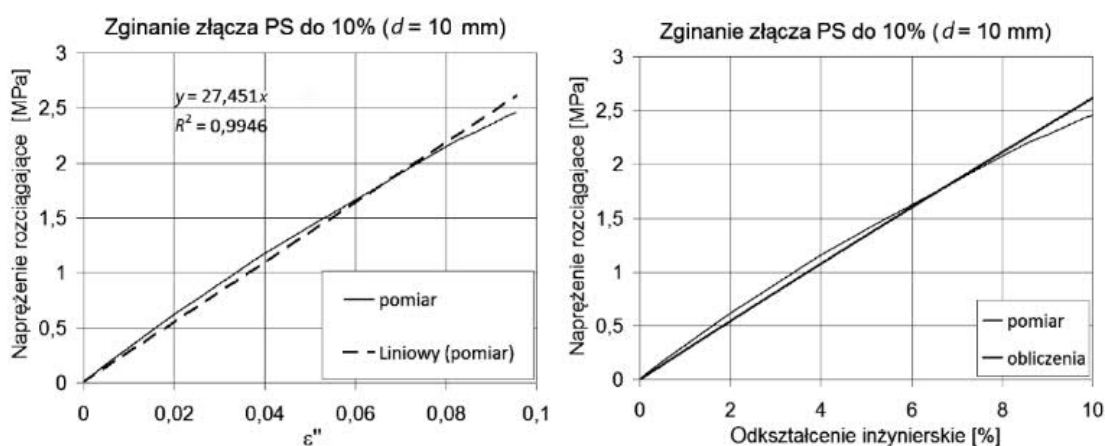
Zginanie

Test czteropunktowego zginania przeprowadzono na próbkach o wymiarach $40 \times 40 \times 180 \text{ mm}^3$ połączonych warstwą polimeru PS o grubości 5, 10, 15 mm (fig. 3.41). W celu określenia modułu sprężystości złącza przy zginaniu E_{PFJ}^F wykonano szereg przekształceń (Kwiecień, 2012), co było spowodowane nieliniowym zachowaniem się polimeru, który prowadził do zmiennej sztywności EJ złącza pod wpływem odkształcenia.

W tym celu przyjęto stały moment bezwładności na styku polimeru i betonu, natomiast moduł sztywności E zmieniał się wraz z odkształceniem. Moduł E wykazywał charakter eksponentialny i w związku z tym przyjęto logarytmiczną miarę odkształcenia w celu uzyskania liniowych zależności. Dzięki temu naprężenia w złączu opisano zależnością $\sigma = E_{PFJ}^F \cdot \varepsilon'' = E_{PFJ}^F \cdot \ln \lambda_1$, gdzie: ε'' oznacza odkształcenie zastępcze złącza, λ_1 – rozciągnięcie na kierunku 1 wektora własnego. W ten sposób uzyskano model jednoparametrowy zależny od modułu sprężystości przy zginaniu, wyznaczanego na podstawie testu zginania złącza podatnego. Zaproponowany model dopasowania do danych eksperymentalnych w wybranym zakresie odkształcenia inżynierskiego jest zadowalający (rys. 3.42). Moduł sprężystości przy zginaniu złącza podatnego PS o grubości 10 mm wynosił 27.4 MPa. Postać zniszczenia miała charakter kohezyjny i przebiegała w dolnych włóknach na styku polimeru PS i betonu.



Rys. 3.41 Stanowisko badawcze czteropunktowego zginania złącza podatnego (Kwiecień, 2012)



Rys. 3.42 Określenie modułu sprężystości podłużnej złącza przy zginaniu (E_z^Z) modelu logarytmicznego (po lewej) oraz dopasowanie modelu do wyników eksperymentalnych (po prawej) – dla złącza podatnego typu PS o grubości 10 mm w czteropunktowym zginaniu (Kwiecień, 2012)

Ścinanie

Test ścinania zrealizowano na zestawie trzech próbek o wymiarach $40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ i $40 \times 40 \times 80 \text{ mm}^3$ połączonych ze sobą dwiema warstwami polimeru PS o grubości 5, 10, 15 mm (fig. 3.43). Elementy skrajne zostały utwierdzone, natomiast element środkowy obciążony w osi symetrii układu. Odkształcenie dwóch warstw polimeru określono na podstawie przemieszczenia trawersu.



Rys. 3.43 Stanowisko badawcze ścinania złącza podatnego (Kwiecień, 2012)

Na podstawie przeprowadzonego badania określono eksperymentalnie moduł sprężystości złącza typu PS przy ścinaniu G_{PFJ} , który dla złącza o grubości 10 mm wyniósł 4.20 MPa. Brak w literaturze wartości modułu ścinania G dla polimeru PS.

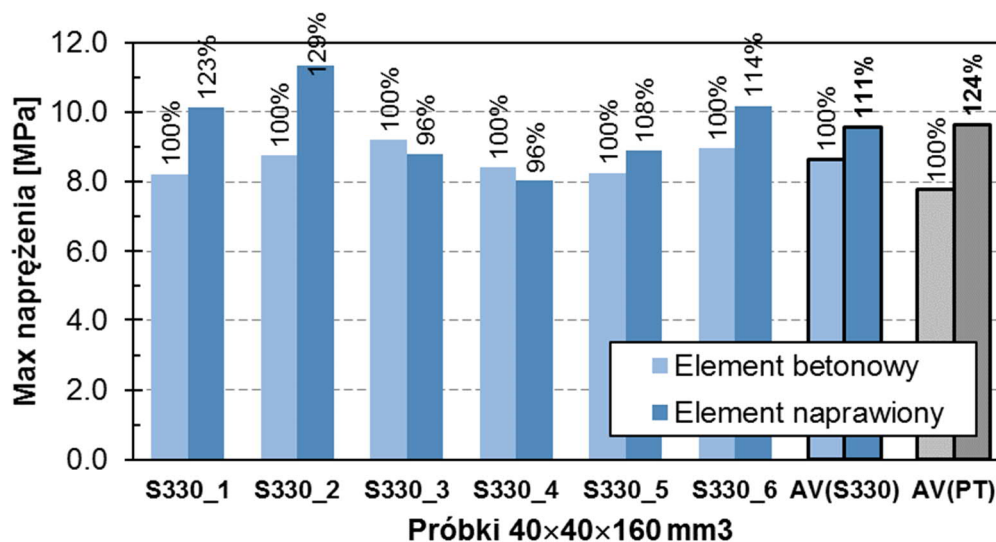
Postać zniszczenia miała charakter kohezyjny i przebiegała na styku polimeru PS i betonu na kierunku głównych odkształceń rozciągających. Zniszczenie pojawiło się przy odkształceniu postaciowym przekraczającym 50% (Kwiecień, 2012).

Zaproponowane powyżej modele logarytmiczne złącza podatnego pozwalają określić wielkości naprężeń nominalnych w złączu przy znanym parametrze sztywności. Przedstawione rozwiązanie jest modelem inżynierskim umożliwiającym dokonanie nieskomplikowanych obliczeń bez konieczności angażowania zaawansowanych technik obliczeniowych. W pracy (Kwiecień, 2012) zastrzeżono jednak, że wymagane jest przeprowadzenie bardziej zaawansowanych analiz charakterystyki przyjętych parametrów (np. współczynnik empiryczny A).

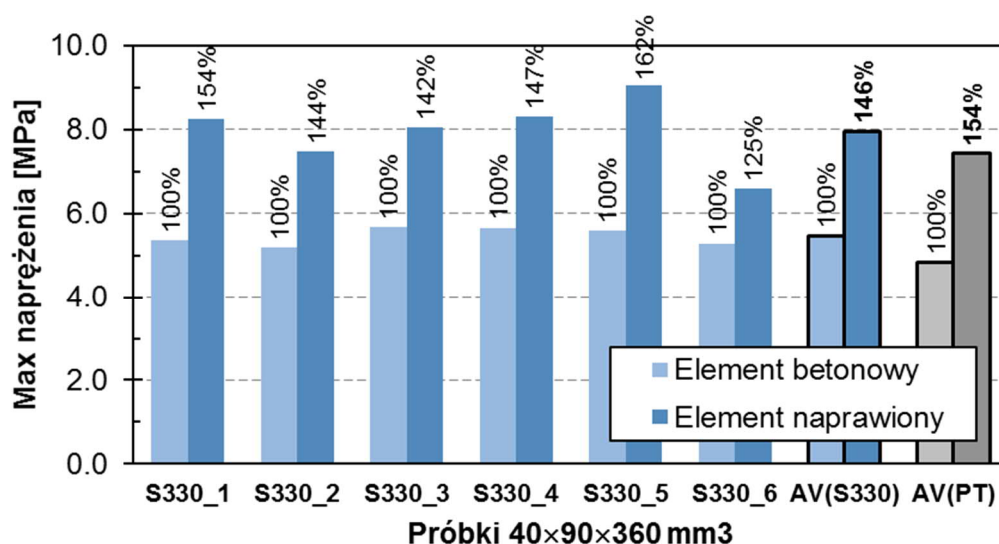
3.3.5 Badania porównawcze innych materiałów naprawczych

Jak wspomniano wcześniej najpopularniejszymi obecnie materiałami naprawczymi stosowanymi w połączeniach adhezyjnych są żywice epoksydowe i uszczelniacze. Oba te materiały mają swoje istotne ograniczenia. Żywice epoksydowe posiadają względnie wysoką wytrzymałość i sztywność, mają jednak wyraźnie ograniczony zakres odkształceń (do kilku procent) (Czarnecki et al., 2017). Są to połączenia określane jako sztywne. Połączenia takie są bardzo wrażliwe na występujące deformacje, które mogą prowadzić do nowego uszkodzenia (Czarnecki et al., 2017). Z kolei kleje i uszczelniacze posiadają wysoką zdolność do odkształceń (do kilkudziesięciu procent), wykazują jednak wyraźnie niższą wytrzymałość i sztywność połączenia niż żywice epoksydowe, przez co nie są zdolne do przenoszenia obciążeń występujących w elementach nośnych konstrukcji.

W celu lepszego zrozumienia potencjału wykorzystania polimerowego złącza podatnego przedstawiono na rys. 3.44 oraz 3.45 wybrane wyniki badań dotyczące zastosowania żywicy epoksydowej Sikadur S330 (Sika, 2016) w naprawie elementów betonowych (Kwiecień, 2012). Wartości te zestawiono z wynikami złącza podatnego typu PT.



Rys. 3.44 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ dla elementów betonowych przed i po naprawie żywicą epoksydową S330 w zestawieniu ze złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy względem elementu pierwotnego)



Rys. 3.45 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$ dla elementów betonowych przed i po naprawie żywicą epoksydową S330 w zestawieniu ze złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy względem elementu pierwotnego)

Analizując przedstawione wyniki stwierdzono, że średnia wytrzymałość połączenia z żywicą epoksydową jest zbliżona do średniej wytrzymałości złącza podatnego typu PT. Stopień efektywności naprawy żywicą epoksydową dla próbek o geometrii $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ wyniósł 111%, podczas gdy dla polimeru PT – 124% (rys. 3.44). Z kolei dla próbek $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$ efektywność naprawy żywicą S330 wyniosła 146%, a złączem podatnym typu PT – 154% (rys. 3.45). Różnica efektywności naprawy w obu przypadkach jest na poziomie $8 \div 13$ punktów procentowych i maleje wraz ze wzrostem wysokości próbki.

Zaobserwowano również wpływ geometrii próbki (zmienna wysokość i długość) na wyniki wytrzymałości betonu na zginanie. Wg autora badań (Kwiecień, 2012) spowodowane to było efektem skali; warto tutaj odnotować, że elementy po naprawie wykazywały wyraźnie mniejszą podatność na wpływ efektu skali. Spadek wytrzymałości złączy w funkcji wysokości próbki był $15 \div 20$ punktów procentowych mniejszy niż w przypadku próbek betonowych przed sklejeniem.

W przywołanych badaniach nie podano informacji na temat pracy elementów wykonanej przez próbki poddane obciążeniu. Przypuszcza się, że praca wykonana przez połączenie zbudowane z żywicy epoksydowej była znaczenie niższa od tej wykonanej przez złącze podatne. Ma to związek z możliwością większych deformacji polimeru PT w stosunku do żywicy epoksydowej. Podsumowując, badania te pokazują korzystniejszy wpływ złącza podatnego typu PT na nośność połączenia w porównaniu do popularnego połączenia w postaci żywicy epoksydowej S330.

3.3.6 Wpływ złącza podatnego na pracę połączonych elementów z materiałów kruchych

Oprócz przedstawionych powyżej zastosowań polimerowego złącza podatnego do łączenia betonu, złącze podatne z powodzeniem stosowane jest do naprawy i łączenia innych materiałów kruchych, takich jak cegła (Kwiecień, 2013; Kwiecień, Krajewski et al., 2018; Viskovic, Zuccarino et al., 2015; Zdanowicz et al., 2017a), kamień czy szkło (Rodacki, 2018; Rodacki et al., 2019).

Mimo, że materiały te nie są w polu zainteresowania niniejszej pracy, autor zauważył pewną interesującą zależność. W pracy (Zdanowicz et al., 2017a) przedstawiono wyniki badań dotyczące wpływu złącza podatnego na nośność elementów murowych o różnym module sprężystości. Zaobserwowano, że efektywność naprawy złącza podatnego w przebadanych materiałach kruchych zależy m.in. od stosunku sztywności materiału łączonego i łączącego (polimeru). Im różnica modułów sprężystości polimeru i materiału łączonego była niższa, tym wyższy stopień efektywności naprawy (wyższa nośność).

4 Badania własne

4.1 Wprowadzenie

Na bazie przedstawionego wcześniej stanu wiedzy nie można rozstrzygnąć, jaki wpływ ma polimerowe złącze podatne typu PT i PS na pracę betonu w okolicy złącza. Brakuje wyników badań, które opisywałyby postać oraz mechanizm zniszczenia takiego połączenia. Dodatkowo, oprócz podstawowych wyników nośności PZP, nie jest znany obraz odkształceń w okolicy złącza pod działającym obciążeniem. W literaturze brakuje również badań pracy złącza podatnego poddanego obciążeniu rozciągającemu.

Stąd autor niniejszej pracy zdecydował się na próbę wypełnienia tej luki w badaniach nad złączem podatnym typu PT i PS. Celem badań jest analiza wpływu złącza podatnego na efektywność naprawy elementów betonowych. Efektywność naprawy definiowana jest tutaj jako stosunek nośności oraz odkształcalności elementu przed i po naprawie złączem podatnym. Taki zakres badań pozwoli to na zrozumienie działania polimerowego złącza podatnego beton-polimer pod wpływem obciążenia oraz na jego ocenę.

Badania właściwości polimerów jak i wstępne badania nad złączem podatnym przeprowadzono w marcu 2017 r. w Instytucie Mechaniki Budowli na Politechnice Krakowskiej. Docelowe badania złącza podanego w połączeniu z elementami betonowymi przeprowadzono w styczniu i lutym 2018 r. w Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych na Politechnice Krakowskiej.

W badaniach wyróżniono dwa typy połączenia: pierwotne i wtórne. Połączenie pierwotne jest to połączenie powierzchni elementów betonowych (wcześniej nieuszkodzonych) warstwą złącza podatnego. Powierzchnie te uzyskano poprzez przecięcie elementów betonowych piłą mechaniczną. Połączenie wtórne polega na połączeniu uszkodzonych powierzchni elementów betonowych, które zostały wcześniej obciążone aż do zniszczenia i następnie sklejone złączem podatnym (naprawa). W połączeniu wtórnym rozróżnia się element naprawą (przed sklejeniem złączem) i element po naprawie (po sklejeniu złączem).

4.2 Program i metodyka badań

4.2.1 Zakres badań

Zakres przeprowadzonych badań obejmował elementy betonowe połączone polimerowym złączem podatnym, które przeanalizowano w następujących wariantach:

- Materiały: dwa rodzaje polimeru typu PT i PS oraz dwie klasy betonu C1 i C2,

- Geometria: zmienna geometria elementów badawczych (szerokości i wysokość) i zmienna grubość złącza,
- Obciążenie: czteropunktowe zginanie i jednoosiowe rozciąganie.

Podstawowe założenia badań i ich ograniczenia podano w pkt. 1.4. Rysunek 4.1 przedstawia schemat ogólny badań.

Beton	Polimer
↪ Beton C1 ↪ Beton C2	↪ Polimer PT ↪ Polimer PS
Połączenie pierwotne (połączenie)	Połączenie wtórne (naprawa)
↪ Czteropunktowe zginanie	↪ Jednoosiowe rozciąganie ↪ Czteropunktowe zginanie

Rys. 4.1. Schemat badań

Badania podstawowe złącza podatnego obejmowały łącznie 44 elementy. 29 testów przeprowadzono w układzie czteropunktowego zginania, 15 w stanie jednoosiowego rozciągania. Oprócz badań docelowych przeprowadzono również normowe badania właściwości mechanicznych materiałów: betonu (łącznie 45 próbek betonu C1 i 21 betonu C2) oraz polimeru typu PT (18 próbek). Elementy betonowe poddano ścisaniu, zginaniu i jednoosiowemu rozciąganiu. Znormalizowane próbki polimerów poddano testowi na rozciąganie. Zestawienie zakresu badań normowych przedstawiono w tabeli 4.1.

Tabela 4.1 Zakres badań polimerowego złącza podatnego

Typ badania	Norma	Liczba testów
Próbki betonowe (beton C1 i C2):		
– Ściskanie	PN-EN 12390-3	26 + 10
– Czteropunktowe zginanie	PN-EN 12390-5	15 + 9
– Jednoosiowe rozciąganie	RILEM TC 187-SOC	4 + 2
	Suma:	66
Próbki polimerowe typu PT:		
– Jednoosiowe rozciąganie	EN ISO 527-1	18
Polimerowe złącze podatne typu PT i PS:		
– Czteropunktowe zginanie	(adaptacja PN-EN 12390-5)	29
– Jednoosiowe rozciąganie	(adaptacja RILEM TC 187-SOC)	15
	Suma:	44

4.2.2 Charakterystyka elementów badawczych

Wykonanie i dojrzewanie elementów betonowych

Wszystkie elementy betonowe zostały zabetonowane w zakładzie prefabrykacji w pozycji poziomej w szalunkach ze sklejki topolowej (rys. 4.2). Produkcja elementów spełniała wymogi procedury Zakładowej Kontroli Produkcji (ZKP) zakładu prefabrykacji. Beton podawany był za pomocą pompy, następnie wibrowany a powierzchnie zatarto ręcznie. Wibrowanie zabetonowanych próbek odbywało się na stole wibracyjnym (rys. 4.2). Próbki dojrzewały w szalunku ponad 24 godziny, następnie zostały zabezpieczone folią i przechowywano je w hali w naturalnych warunkach termiczno-wilgotnościowych przez ok. 28 dni. Badania na próbkach betonowych wykonano pomiędzy 54 a 64 dniem od zabetonowania.



Rys. 4.2. Przygotowanie i wykonanie elementów betonowych

W badaniach wykorzystano beton recepturowy o nominale klasy „C30/37” (beton C1) oraz „C40/50” (beton C2). Skład mieszkanki betonowej użytej do wykonania elementów badawczych zestawiono w tabeli 4.2.

Tabela 4.2 Receptura betonu użytego w produkcji próbek badawczych

Materiał	Producent	Ilość
Beton C1		
Kruszywo:		
– piasek 0-2 mm	Zakład Eksploatacji Kruszyw „Lubomia”	704 kg
– żwir 2-8 mm	Zakład Eksploatacji Kruszyw „Lubomia”	518 kg
– grys granitowy 8-16 mm	Eurovia	630 kg
Cement CEM I 52.5 R	Gorażdze	350 kg
Dodatek Mączka	Zakłady Wapiennicze Lhoist S.A.	30 kg
Domieszka ViscoCrete-83 RS	Sika	2.45 kg
Woda	---	157 dm ³
Beton C2		
Kruszywo:		
– piasek 0-2 mm	Zakład Eksploatacji Kruszyw „Lubomia”	687 kg
– żwir 2-8 mm	Eurovia	541 kg
– grys granitowy 8-16 mm	Eurovia	605 kg
Cement CEM I 52.5 R	Gorażdze	375 kg
Dodatek Mączka	Zakłady Wapiennicze Lhoist S.A.	30 kg
DomieszkaViscoCrete-83 RS	Sika	2.40 kg
Woda	---	160 dm ³

Uwagi: Ilości składników podano w stanie suchym.

Stosunek w/c dla betonu C1 i C2 wynosił odpowiednio 0.45 i 0.43.

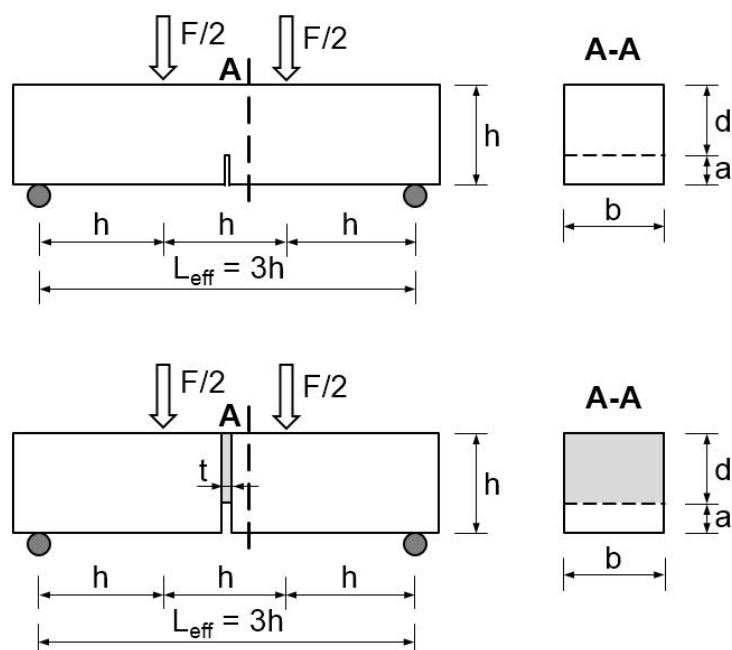
Czteropunktowe zginanie

W badaniach docelowych na zginanie przewidziano trzy grupy geometrii próbek pryzmatycznych o wymiarach $b \times h \times L$:

- (1) $100 \times 100 \times 400$ mm³,
- (2) $200 \times 100 \times 400$ mm³ oraz
- (3) $100 \times 200 \times 400$ mm³.

Każdą z próbek nacięto od dołu w połowie długości na głębokość $a = 30$ mm, długość efektywna (rozstaw podpór) $L_{eff} = 300$ mm (rys. 4.3). Powierzchnia złącza

podatnego po naprawie odpowiadała powierzchni obciążenia próbki przed naprawą (rys. 4.4).



Rys. 4.3. Schemat geometrii elementów betonowych w teście na czteropunktowe zginanie: próbka pierwotna (u góry) i po sklejeniu złączem podatnym (u dołu)



Rys. 4.4. Geometrie elementów betonowych przed (u góry) i po sklejeniu (na dole) polimerowym złączem podatnym: próbki o przekroju $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ (po lewej), $200 \times 100 \text{ mm}^2$ (w środku) i $100 \times 200 \text{ mm}^2$ (po prawej).

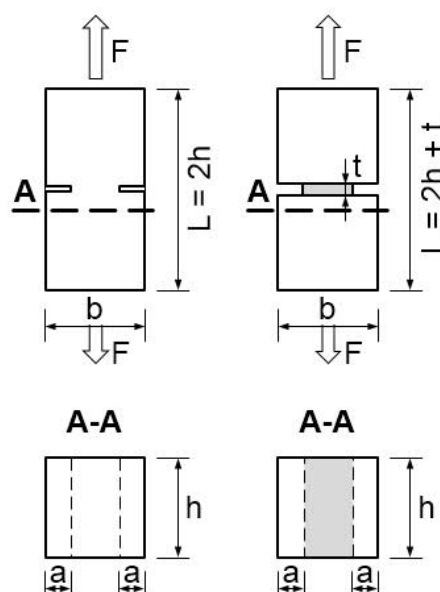
Efektywność połączenia elementów betonowych złączem podatnym w teście na czteropunktowe zginanie została określona dla zmiennych przedstawionych w tabeli 4.3.

Tabela 4.3 Lista parametrów zmiennych w badaniach na czteropunktowe zginanie

L.p.	Oznaczenie próbki	Typ polimeru	Beton	Grubość złącza t [mm]	Geometria próbki $b \times h$ [mm]	Liczba próbek w serii
1.	C1_B100x100_PT10	PT	C1	10	100 × 100	3
2.	C1_B200x100_PT10	PT	C1	10	200 × 100	3
3.	C1_B100x200_PT10	PT	C1	10	100 × 200	3
4.	C1_B100x100_PT15	PT	C1	15	100 × 100	3
5.	C2_B100x100_PT10	PT	C2	10	100 × 100	3
6.	C2_B100x100_PT15	PT	C2	15	100 × 100	3
7.	C1_B100x100_PS10	PS	C1	10	100 × 100	3
8.	C1_B100x100_PS15	PS	C1	15	100 × 100	3

Jednoosiowe rozciąganie

W testach na jednoosiowe rozciąganie wykorzystano próbki betonowe o wymiarach $b \times h \times L = 100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$. Próbki oznaczono jako S1, S2..., S6. Każdą z próbek nacięto w połowie wysokości po obu stronach na głębokość $a = 25 \text{ mm}$ (rys. 4.5, (van Mier et al., 2007)). Z powodu wykorzystania w pomiarach metody *digital image correlation* (DIC) zrezygnowano z dodatkowych nacięć bocznych (ang. *guide notch*); por. (Akita et al., 2003). Powierzchnia złącza podatnego po naprawie odpowiadała powierzchni obciążenia próbki przed naprawą. Efektywność połączenia elementów betonowych złączem podatnym w teście na rozciąganie została określona dla parametrów przedstawionych w tabeli 4.4.



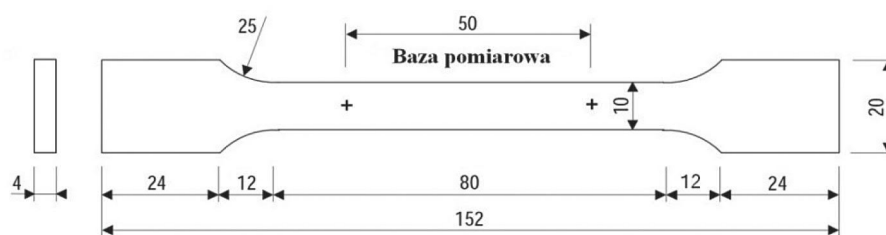
Rys. 4.5. Schemat geometrii elementów betonowych w teście na jednoosiowe rozciąganie: próbka pierwotna (po lewej) i po sklejeniu złączem podatnym (po prawej)

Tabela 4.4 Lista parametrów zmiennych w badaniach na jednoosiowe rozciąganie

L.p.	Oznaczenie próbki	Typ polimeru	Beton	Grubość złącza t [mm]	Geometria próbki $b \times h$ [mm]	Liczba próbek w serii
1.	C1_T100x100_PT10	PT	C1	10	100×100	3
2.	C1_T100x100_PS10	PS	C1	10	100×100	3

Polimer typu PT

Przeprowadzono normowe badania wytrzymałości na rozciąganie polimeru typu PT. W tym celu wykonano próbki „wiosłkowe” polimeru o wymiarach jak na rysunku 4.6. Średnie wymiary przekroju nominalnego próbki wynosiły $b \times h = 10.5 \times 4.1 \text{ mm}^2$ (CV odpowiednio dla b i h : 4% i 9%).



Rys. 4.6 Geometria próbki polimeru w badaniu na jednoosiowe rozciąganie zgodnych z (ISO 527-2, 2012)

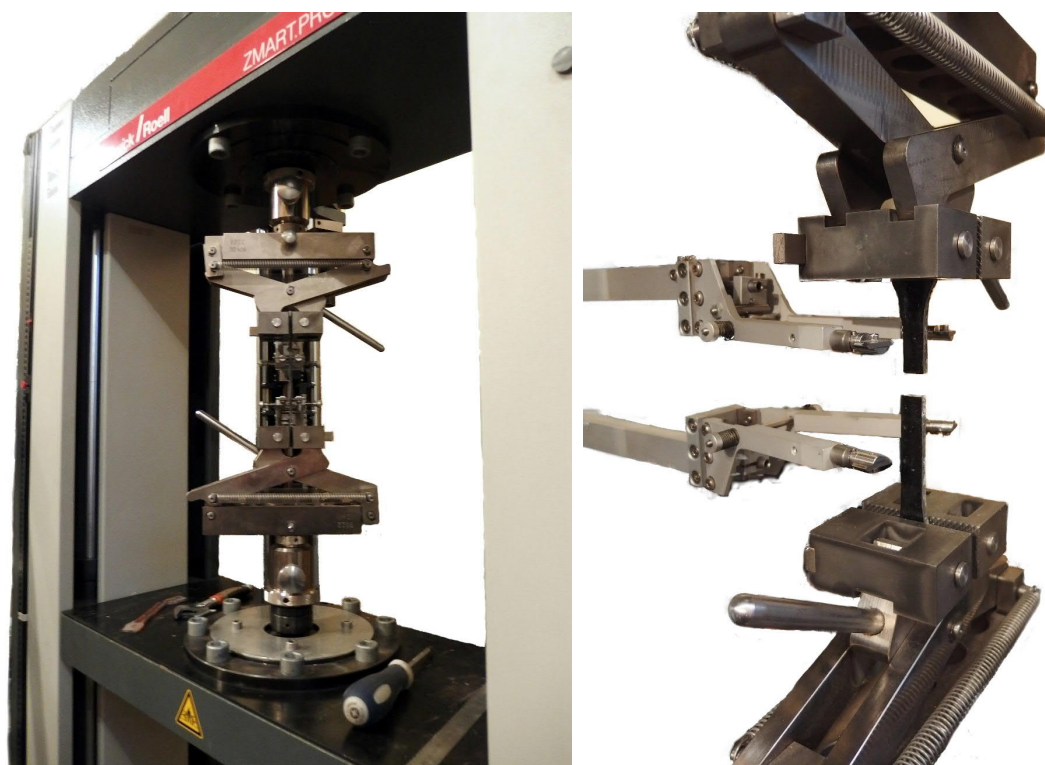
4.2.3 Stanowisko badawcze

Rozciąganie polimeru PT

Badania przeprowadzono według wytycznych normy EN ISO 527-1 przy stałej temperaturze 20°C w maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell 1455 przy następujących parametrach:

- Obciążenie maksymalne: 20 kN z dokładnością do 0.1 N,
- Prędkość badania: 0.005 – 50 mm/min (0.01%/min – 100%/min),
- Baza pomiarowa: 50 mm (ekstensometr).

Rysunek 4.7 przedstawia stanowisko badawcze do rozciągania próbek polimeru.



Rys. 4.7. Stanowisko badawcze do badania próbek polimeru w teście na jednoosiowe rozciąganie

Czteropunktowe zginanie

Badania wykonano według wytycznych RILEM (RILEM, 1994; de Oliveira e Suosa et al., 2007) oraz normy EN 12390-5 przy stałej temperaturze 20°C na maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell Z100 przy następujących parametrach:

- Obciążenie maksymalne: 100 kN z dokładnością do 0.1 N,
- Siła początkowa: 0.80 kN + obciążenie grawitacyjne,
- Prędkość badania: 0.10 mm/min,
- Rozstaw podpór: 300 mm,
- Rozstaw obciążenia: 100 mm.

Badania przeprowadzono z wykorzystaniem siłownika sterowanego przemieszczeniem. W badaniu wykorzystano 3 metody pomiarowe:

- Ekstensometr klipsowy do pomiaru rozwartości rysy w nacięciu (ang. *crack mouth opening displacement*, CMOD; baza pomiarowa dla elementów przed i po naprawie wynosiła odpowiednio 30 i 50 mm),
- Ekstensometr do pomiaru pionowych przemieszczeń próbki (ugięcia dolnej krawędzi) oraz
- Cyfrowa korelacja obrazu (ang. *Digital Image Correlation*, DIC) do pomiaru względnych przemieszczeń oraz odkształceń powierzchni próbki (rys. 4.8).

Pomiary optyczne DIC przeprowadzono z wykorzystaniem systemu CivEng Vision opracowanego na Politechnice Krakowskiej przez Marcina Tekieli (2020; 2017).

Badanie na zginanie dotyczyło zarówno połączenia pierwotnego jak i wtórnego. W połączeniu pierwotnym element betonowy przecięto mechanicznie piłą, a następnie skleiono warstwą złącza podatnego. Taki element, wcześniej nie uszkodzony, poddano badaniu następnego dnia aż do zniszczenia.

W połączeniu wtórnym próbka przed naprawą obciążona została do zniszczenia. Następnie naniesiono na uszkodzone powierzchnie warstwę gruntującą (tzw. primer), po czym skleiono je złączem podatnym (naprawa) i poddano ponownie badaniu następnego dnia. Za koniec badania przyjęto moment osiągnięcia rozwartości nacięcia $CMOD = 4d / 300 = 4 \times 70 \text{ mm} / 300 = 0.93 \text{ mm}$ (de Oliveira e Suosa et al., 2007) lub spadek siły do poziomu 10% siły niszczącej (gdzie d – wysokość efektywna przekroju).



Rys. 4.8. Stanowisko badawcze – czteropunktowe zginanie

Jednoosiowe rozciąganie

Badania przeprowadzono według wytycznych RILEM (de Oliveira e Suosa et al., 2007; van Mier et al., 2007) przy stałej temperaturze 20°C w na maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell Z100 przy następujących parametrach:

- Obciążenie maksymalne: 100 kN z dokładnością do 0.1 N,
- Siła początkowa: polimer typu PT: 1.0 kN + grawitacja,
polimer typu PS: 0.6 kN + grawitacja,
- Prędkość badania: 0.20 mm/min,
- Baza pomiarowa: 200 mm.

Badania wykonano z wykorzystaniem siłownika sterowanego przemieszczeniem. W badaniu wykorzystano dwie metody pomiarowe:

- linowe czujniki przemieszczeń LVDT (WA) do pomiaru rozwartości zarysowania w nacięciu (ang. *crack mouth opening displacement*, CMOD) oraz
- metodę *digital image correlation* (DIC) do pomiaru względnych przemieszczeń oraz odkształceń powierzchni próbki (rys. 4.9).

Badanie na rozciąganie dotyczyło połączenia wtórnego. Element betonowy przed naprawą obciążony został do momentu zniszczenia, następnie sklejono go złączem podatnym (naprawa) i poddano następnego dnia ponownie badaniu. Za koniec badania próbki sklejonej złączem podatnym przyjęto – podobnie jak przy zginaniu – moment osiągnięcia wartości $CMOD = 4d / 300 = 4 \times 50 \text{ mm} / 300 = 0.67 \text{ mm}$ (de Oliveira e Suosa et al., 2007) lub spadek siły do poziomu 10% siły niszczącej (gdzie d – wysokość efektywna przekroju).



Rys. 4.9. Stanowisko badawcze jednoosiowego rozciągania

4.3 Wyniki badań

4.3.1 Badania materiałowe betonu

W celu identyfikacji podstawowych własności mechanicznych betonu przeprowadzono badania określające następujące parametry:

- wytrzymałość betonu na ściskanie (f_{cm}),
- wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu ($f_{ctm,fl}$),
- wytrzymałość betonu na rozciąganie przy jednoosiowym rozciąganiu (f_{ctm}).

Wytrzymałość betonu na ściskanie

Badanie normowej wytrzymałości próbek betonu na ściskanie przeprowadzono według PN-EN 12390-3:2019 na standardowych próbkach sześciennych o wymiarach boków: (1) 150 mm oraz (2) 100 mm. W tabeli 4.5 zestawiono wyniki badań próbek betonowych na ściskanie.

Efekt skali próbek sześciennych o boku 100 mm w porównaniu do próbek o boku 150 mm oszacowano za pomocą równania (4.1) (Held, 1994; Ipatti, 1992; Vismann, 2015):

$$f_{ck}(150mm) = 0.97 f_{ck}(100mm) \quad (4.1)$$

Wytrzymałość betonu na rozciąganie

Określono wytrzymałość próbek betonowych na rozciąganie w teście jednoosiowego rozciągania. Próbki pryzmatyczne o wymiarach $b \times h \times L = 100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$ nacięto w połowie długości na dwóch przeciwległych powierzchniach na głębokość $a = 25 \text{ mm}$. Wyniki badań zestawiono w tabeli 4.5.

Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu

Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu określono na próbkach pryzmatycznych o wymiarach $b \times h \times L = 150 \times 150 \times 550 \text{ mm}^3$ w teście na czteropunktowe zginanie według normy EN 12390-5 (EN 12390-5, 2009) oraz RILEM (de Oliveira e Suosa et al., 2007). Dodatkowo przebadano elementy o wymiarach $b \times h \times L = 100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$. Elementy o przekroju $100 \times 100 \text{ mm}^2$ zostały wcześniej nacięte od dołu w połowie rozpiętości na głębokość $a = 30 \text{ mm}$. W tabeli 4.5 zestawiono wyniki badań próbek betonowych na rozciąganie przy zginaniu.

Przeliczenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu na wytrzymałość na rozciąganie (por. tab. 4.5) przeprowadzono za pomocą zestawu równań:

- wg (2010; Wee et al., 2000):

$$f_{ct} = 0.7 f_{ct, fl} \quad (4.2)$$

- wg równania (3.23) w EC2 (EN 1992-1-1, 2004):

$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm, fl}}{1.6 - \frac{h}{1000}} \approx 0.67 \div 0.69 f_{ctm, fl} \quad (4.3)$$

- wg równania (5.1-8) w *fib Model Code 2010* (fib MC, 2010):

$$f_{ctm} = f_{ctm, fl} \frac{0.06 h^{0.7}}{1 + 0.06 h^{0.7}} \approx 0.60 \div 0.67 f_{ctm, fl} \quad (4.4)$$

gdzie wysokość próbki przyjęto $h = 100$ mm i 150 mm.

Wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu i bezpośrednim rozciąganiu wykazały zgodność na poziomie $\pm 5\%$. W tabeli 4.5 zestawiono wyniki badań próbek betonowych na rozciąganie.

Tabela 4.5 Podstawowe właściwości mechaniczne betonu

Badanie	AV [MPa]	CV [-]	Uwagi
Beton C1			
Wytrzymałość na ściskanie, $f_{cm,cube}$ (f_{cm}) – kostki 150 mm (próbki C01 ÷ C04)	68.9 (55.1)	5.2%	(1)
Wytrzymałość na ściskanie, $f_{cm,cube}$ (f_{cm}) – kostki 100 mm (próbki C11 ÷ C13, C17 ÷ C19)	66.8 (53.4)	2.7%	(1,2)
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, $f_{ctm,fl}$ (f_{ctm}) – próbki 150 × 150 × 550 mm ³ (próbki F1 ÷ F6)	5.57 (3.84)	7.7%	(3)
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, $f_{ctm,fl}$ (f_{ctm}) – próbki 100 × 100 × 400 mm ³ (próbki S01 ÷ S09)	5.30 (3.55)	7.2%	(3)
Wytrzymałość na rozciąganie, f_{ctm} – próbki 100 × 100 × 200 mm ³ (próbki S3 ÷ S6)	3.73	9.1%	(-)
Beton C2			
Wytrzymałość na ściskanie, $f_{cm,cube}$ (f_{cm}) – kostki 150 mm (próbki C05 ÷ C08)	72.4 (57.9)	2.4%	(1)
Wytrzymałość na ściskanie, $f_{cm,cube}$ (f_{cm}) – kostki 100 mm (próbki C14 ÷ C16, C20 ÷ C22)	78.8 (63.0)	4.0%	(1,2)
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, $f_{ctm,fl}$ (f_{ctm}) – próbki 100 × 100 × 400 mm ³ (próbki S11 ÷ S19)	5.50 (3.69)	5.6%	(3)

Uwagi: AV – wartość średnia, CV – wskaźnik zmienności,

(1) $f_{cm} = 0.8 f_{cm,cube}$ (EN 1992-1-2, 2004)

(2) $f_{ck}(150\text{mm}) = 0.97 f_{ck}(100\text{mm})$ (Held, 1994; Ipatti, 1992; Vismann, 2015)

(3) $f_{ct} = 0.67 \div 0.69 f_{ct,fl}$ za (EN 1992-1-1, 2004; Knauff, 2006)

Betonowi oznaczonemu jako C1 przypisano na podstawie wyników badań nominalną klasę betonu C45/55 wg (EN 1992-1-1, 2004); podobną klasę betonu wykazywał beton C2. W dalszej analizie pominięto wyniki dla betonu oznaczonego jako C2. Powodem tego była niewielka różnica wytrzymałości na ściskanie pomiędzy betonami C1 i C2. Wytrzymałość betonu C2 było wyższa o ok. 4 ÷ 6 MPa od betonu C1. Tak niewielka różnica wytrzymałości obu betonów nie daje gwarancji uzyskania reprezentatywnych wniosków na temat wpływu wytrzymałości betonu na pracę złącza podatnego. Stąd pominięto w pracy szczegółowe wyniki dotyczących elementów z betonu C2.

4.3.2 Badania materiałowe polimeru typu PT

Podstawowe właściwości mechaniczne polimeru PT (wytrzymałość na ściskanie, moduł Younga etc.) zostały przebadane na Uniwersytecie Leibniza w Hanowerze (Pelka, 2018b) (patrz pkt. 3.2.2). W celu określenia wytrzymałości polimeru PT na rozciąganie wykonano dodatkowo normowe badania na próbkach „wiosełkach” (EN ISO 527-1, 2019; ISO 527-2, 2012). Badania te przeprowadzono dla różnych prędkości obciążenia w zakresie 0.01%/min ÷ 100%/min. Zakres badań, stanowisko badawcze i metody pomiarowe omówiono szczegółowo w pkt. 4.2.

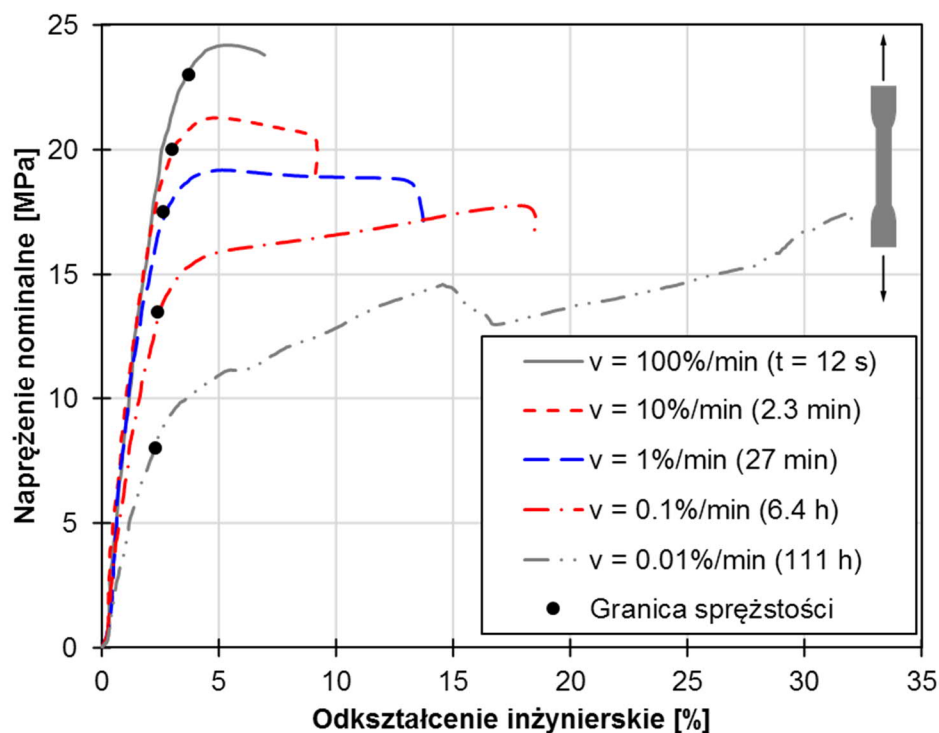
Zależność naprężenie – odkształcenie

Przebieg badania na rozciąganie próbek polimerowych typu PT w funkcji naprężenie – odkształcenie przedstawiono na wykresie 4.10. W każdej z próbek, po ustabilizowaniu się jej w szczękach maszyny, zaobserwowano na początku fazę liniowo-sprężystą. Zakres fazy sprężystej był tym większy, im wyższa była prędkość obciążenia.

Po fazie sprężystej następuje faza przejściowa, która następnie przekształca się w fazę plastyczną aż do momentu zerwania próbki. Zakres fazy plastycznej jest tym większy, im niższa jest prędkość obciążenia. Przyczyną tego był m.in. wpływ dynamicznego charakteru obciążenia dla próbek z najwyższą prędkością obciążenia. Dodatkowo wraz ze zmianą prędkości obciążenia zaobserwować można usztywnienie materiału polimeru. Próbkę z wyższą prędkością obciążenia wykazywały większą sztywność podłużną w zakresie fazy sprężystej.

W próbkach obciążonych z najniższą prędkością zaobserwować można dodatkowe wzmocnienie w fazie plastycznej związane z przebudową struktury materiału polimeru (patrz prędkości 0.1%/min oraz 0.01%/min). Dla niewielkich prędkości odkształcenia uwidocznił się również wpływ zjawisk reologicznych zachodzących w polimerze, co miało związek z jego pełzaniem (Pelka, 2018b).

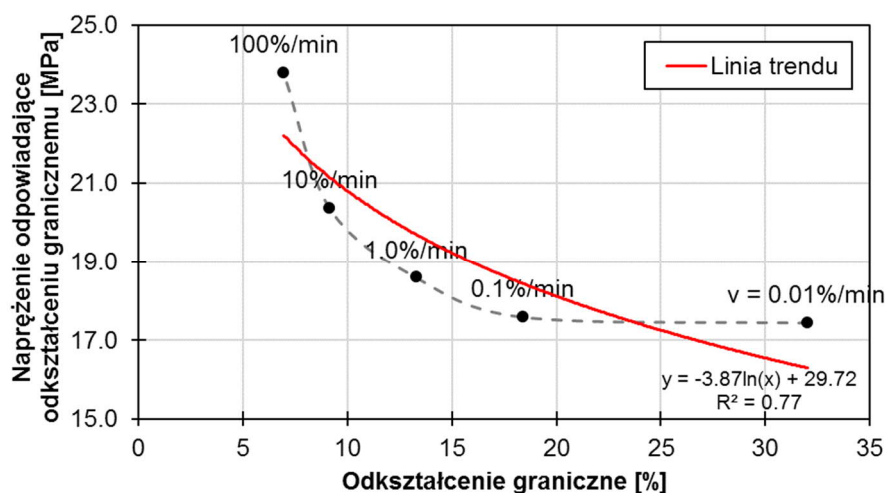
W tym miejscu należy podkreślić, że polimer typu PT jest materiałem wykazującym w fazie pokrytycznej cechy plastyczne. Stąd opisywanie funkcji naprężenie – odkształcenie za pomocą modeli hipersprężystych, co jest najczęściej spotkane w literaturze, może być obarczone istotnym błędem. Wyniki przedstawionych badań pokazują, że ewentualne stosowanie modeli hipersprężystych (por. pkt. 3.2.4) i związanych z nimi miar odkształceń (por. pkt. 3.2.5) można stosować jedynie do pierwszej fazy pracy polimeru typu PT, tj. do momenty osiągnięcia naprężeń maksymalnych. Więcej na ten temat opisano w pkt. 5.2.



Rys. 4.10. Charakterystyki napężenie – odkształcenie polimeru PT w teście jednoosiowego rozciągania dla różnych prędkości odkształcenia

Wytrzymałość próbek polimeru PT na rozciąganie uzależniona była od prędkości obciążenia i rosła wykładniczo wraz ze wzrostem prędkości obciążenia próbek (Zdanowicz et al., 2017a). I tak dla najniższej prędkości ($v = 0.01\%/min$) średnia wytrzymałość polimeru PT na rozciąganie wynosiła 17.5 MPa, dla najwyższej prędkości ($v = 100\%/min$) wytrzymałość wynosiła 24.6 MPa (por. rys. 4.11).

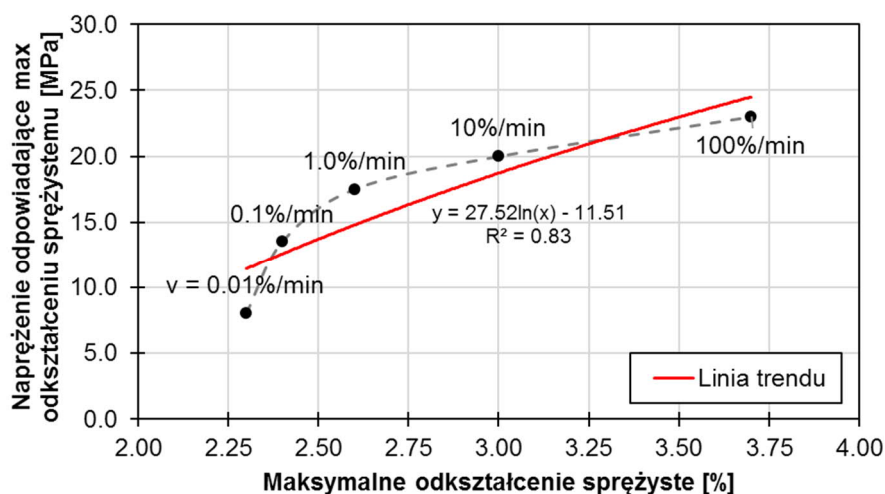
Inaczej wyglądała sytuacja w stosunku do maksymalnych odkształceń polimeru tuż przed zerwaniem. Zaobserwowano, że wraz ze wzrostem tempa odkształcenia, odkształcenie graniczne malało. Dla przykładu próbki z prędkością obciążenia 0.01%/min osiągały odkształcenia graniczne na poziomie 32.0%, podczas gdy odkształcenie graniczne próbek z prędkością 100%/min wynosiło 6.9% (por. rys. 4.11).



Rys. 4.11. Wpływ prędkości odkształcenia na wytrzymałość i odkształcenie graniczne polimeru PT

Analizując zakres sprężystości polimeru PT, zaobserwowano, że im wyższa prędkość odkształcenia, tym wyższa granica sprężystości (dla $v = 0.01\%/min$: $f_{el} = 8.0$ MPa, dla $v = 100\%/min$: $f_{el} = 23.0$ MPa). Ponadto analizując poziom naprężeń odpowiadający granicy sprężystości można zauważyć nieliniową zależność naprężenie – odkształcenie dla poszczególnych prędkości obciążenia (rys. 4.12).

Podobnie odkształcenie odpowiadające granicy sprężystości rosło wraz ze wzrostem prędkości odkształcenia. Jest to trend odwrotny do zaobserwowanego w fazie posprężystej. I tak np. dla próbki z najniższą prędkością odkształcenia $0.01\%/min$ maksymalne odkształcenie sprężyste wynosiło ok. 2.3%, a dla prędkości maksymalnej $100\%/min$ wartość odkształcenia sprężystego wzrastała do poziomu 3.7%.



Rys. 4.12. Wpływ prędkości odkształcenia na naprężenia i odkształcenia sprężyste polimeru PT

Postać zniszczenia

Wszystkie próbki polimeru PT miały podobny przebieg i charakter zniszczenia. Zniszczenie próbek poprzedzała faza plastyczna, która miała różną długość w zależności od prędkości odkształcenia. Zniszczenie sygnalizowane było przez nagły spadek siły w maszynie wytrzymałościowej. Warto zauważyć, że niszczenie struktury materiału polimeru realizowało się pod sam koniec badania próbki. Faza plastyczna polimeru nie była spowodowana zniszczeniem struktury polimeru, lecz reorganizacji układu łańcuchów pod wpływem przyłożonej deformacji (Kwiecień, 2012). Struktura materiału polimeru pozostawała po zniszczeniu jednorodna z nielicznymi pęcherzykami powietrza powstałymi podczas ręcznego mieszania składników polimeru (rys. 4.13).



Rys. 4.13. Postać zniszczenia próbki polimeru PT poddanej rozciąganiu: widok po zerwaniu próbki (po lewej), obraz struktury polimeru w przekroju w powiększeniu (po prawej)

4.3.3 Czteropunktowe zginanie

Badania podzielono na trzy grupy:

(1) Połączenie pierwotne z polimerem typu PT o wymiarach $b \times h$:

- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm (wariant 1 – opis w tekście),
- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm (wariant 2 – jw.).

(2) Połączenie wtórne (naprawa) z polimerem typu PT o wymiarach $b \times h$:

- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm,
- $200 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm,
- $100 \times 200 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm,
- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 15 mm,

(3) Połączenie wtórne (naprawa) z polimerem typu PS o wymiarach $b \times h$:

- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PS gr. 10 mm,
- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PS gr. 15 mm.

Oznaczenie próbek przyjęto jak na rys. 4.14. W tabeli 4.3 (pkt. 4.2.2) zestawiono oznaczenia elementów badawczych, wykorzystanych w tym badaniu. Zakres badań, stanowisko badawcze i metody pomiarowe omówiono szczegółowo w pkt. 4.2.

Ilekoć mowa jest w niniejszej pracy o odkształceniu, chodzi tutaj – o ile tego nie zaznaczono w tekście – o jego uogólnione pojęcie w odniesieniu do ugięcia lub rozwarłościcięcia (CMOD), a nie jego bezwymiarowej wartości ε . Takie uproszczenie semantyczne przyjęto na potrzeby niniejszej pracy w celu ułatwienia opisu i interpretacji wyników przedstawionych badań.

C1_B100x100_a_PT10

C1_B100x100_a_PT10 → Grupa betonu (C1, C2)
 C1_B100x100_a_PT10 → Geometria ($b \times h = 100 \times 100, 200 \times 100, 100 \times 200 \text{ mm}^2$)
 C1_B100x100_a_PT10 → Nr w serii (a, b, c)
 C1_B100x100_a_PT10 → Typ i grubość polimeru (PT i PS; 10 i 15 mm)

Rys. 4.14 Konwencja oznaczenia próbek badawczych – czteropunktowe zginanie

4.3.3.1 Połączenie pierwotne – polimer PT

Połączenie pierwotne wykonano w dwóch wariantach: (1) końce próbek zostały odcięte po ok. 1.5 cm na każdym z końców i następnie sklejone złączem podatnym; (2) próbki zostały przecięte w połowie długości i następnie sklejone złączem podatnym. W odróżnieniu od połączenia wtórnego (naprawy), połączenie to zostało wykonane po przecięciu próbki piłą mechaniczną bez wcześniejszego uszkodzenia powierzchni. Powierzchnie styku złącza były płaskie. W celu oceny efektywności naprawy złączem podatnym w wariantcie (1) wykorzystano próbki wykonane z tego samego zarobu przebadane wcześniej. Pozwoliło to na miarodajne porównanie nośności próbki przed i po sklejeniu. Próbki wariantu (1) oznaczono sufiksem: PT10-1, wariantu (2): PT10-2.

Zależność naprężenie – odkształcenie

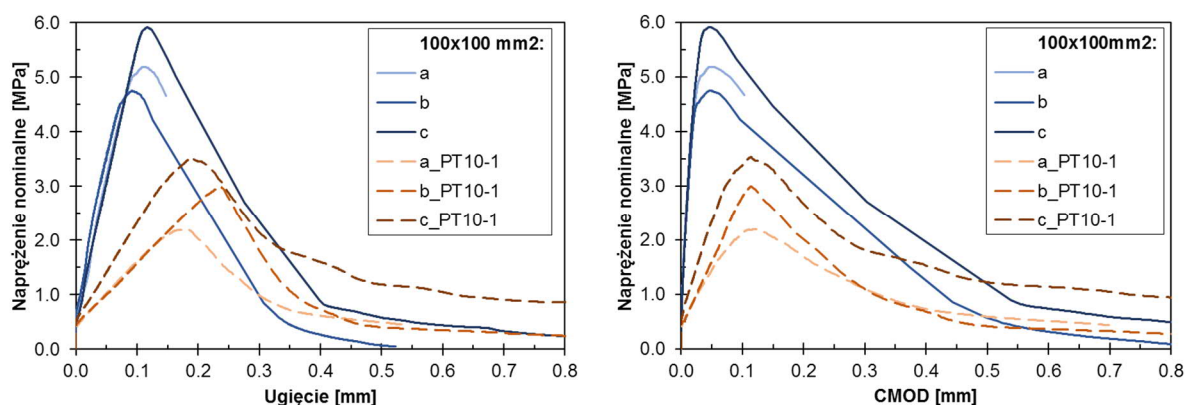
Na rysunku 4.15 i 4.16 przedstawiono przebieg badania próbek, w których zastosowano połączenie pierwotne typu PT. Przebieg badania zginanych belek betonowych przed i po sklejeniu polimerem PT przedstawiono w funkcji: (1) naprężenie – ugięcie dolnej krawędzi próbki oraz (2) naprężenie – rozwarcie karbu (oznaczone jako CMOD, ang. *crack mouth opening displacement*). Wyróżniono tutaj dwie fazy pracy elementów: fazę przedkrytyczną i pokrytyczną. Zachowanie się próbek betonowych przed sklejeniem łączem podatnym pod obciążeniem opisano szczegółowo w punkcie dotyczącym połączenia wtórnego (por. pkt. 4.3.3.2). Tutaj – o ile nie będzie takiej potrzeby – pominięto opis przebiegu obciążenia próbek betonowych przed sklejeniem polimerem.

Granica przejścia w połączeniu pierwotnym typu PT pomiędzy fazą przed- i pokrytyczną było uszkodzenie betonu w strefie rozciąganej w okolicy złącza. W badaniu wyróżniono fazę liniowo-sprężystą, która w miarę narastającego obciążenia, na poziomie naprężeń ok. 90% wytrzymałości połączenia pierwotnego, przekształciła się w fazę przejściową. W tej fazie następowało ostateczne uszkodzenie betonu w okolicy złącza.

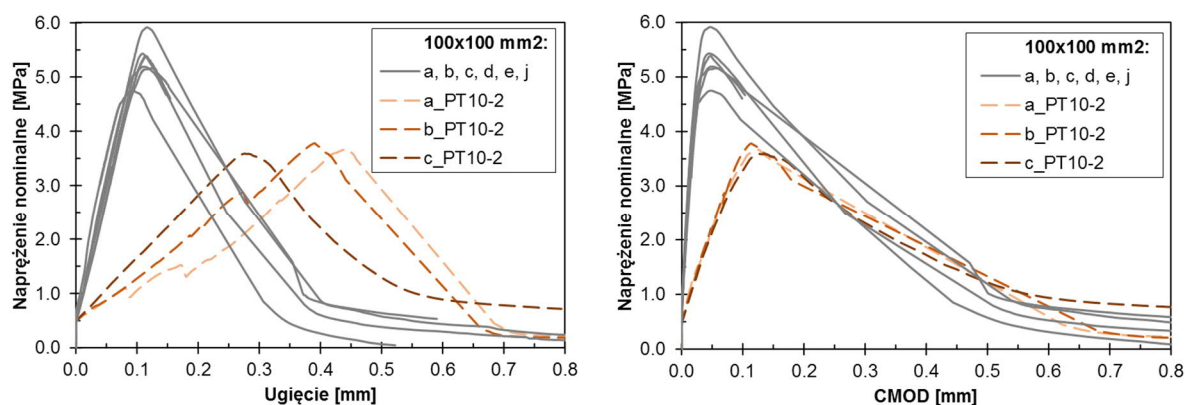
Po przekroczeniu siły niszczącej następowało względnie łagodne przejście w fazę pokrytyczną polegającą na osłabieniu materiału. Intensywność osłabienia była równa lub mniejsza niż w przypadku próbek przed sklejeniem polimerem.

Średnia wytrzymałość przy zginaniu połączenia pierwotnego typu PT o grubości złącza 10 mm dla serii C1_B100x100_PT10-01 wyniosła $f_{t,fl} = 3.26$ MPa (CV = 11.5%), co stanowi 62% nośności elementów betonowych przed naprawą. Z kolei średnia wytrzymałość próbek przeciętych w połowie C1_B100x100_PT10-02 wyniosła $f_{t,fl} = 3.68$ MPa (CV = 2.6%), co stanowi 69% nośności próbki przed sklejeniem.

Średnia wartość rozwartości karbu odpowiadająca sile niszczącej dla obu wariantów była zbliżona i wynosiła CMOD = 0.116 mm i 0.122 mm, odpowiednio dla C1_B100x100_PT10-1 oraz C1_B100x100_PT10-2. Z kolei ugięcie próbek połączonych po przecięciu w połowie długości (C1_B100x100_PT10-2 – wariant (2)) było wyraźnie większe (tj. 0.417 mm, gdzie CV = 9%) od próbek przeciętych na końcach (wariant (1): 0.201 mm, gdzie CV = 16%). Szczegółowe wyniki zestawiono w tab. 4.6.



Rys. 4.15. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ z połączeniem pierwotnym po sklejeniu polimerem PT o grubości 10 mm w wariancie (1); zależność napężenie – ugięcie (po lewej) oraz napężenie – CMOD (po prawej); próbki przecięte na końcach (czteropunktowe zginanie)



Rys. 4.16. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ z połączeniem pierwotnym po sklejeniu polimerem PT o grubości 10 mm w wariancie (2); zależność napężenie – ugięcie (po lewej) oraz napężenie – CMOD (po prawej); próbki przecięte w środku długości (czteropunktowe zginanie)

Tabela 4.6. Czteropunktowe zginanie beleczek betonowych sklejoných polimerowym złączem podatnym typu PT – połączenie pierwotne

Element	Napężenie maksymalne [MPa]			Ugięcie dla F_{max} [mm]			CMOD dla F_{max} [mm]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B100x100_PT10-1 – AV (CV)	5.28 (11.1%)	3.26 (11.5%)	62%	0.106 (12.1%)	0.201 (15.8%)	189%	0.048 (1.5%)	0.116 (2.7%)	243%
C1_B100x100_PT10-2 – AV (CV)	5.30* (7.2%)	3.68 (2.6%)	69%	0.111* (9.6%)	0.417 (8.9%)	375%	0.049* (7.8%)	0.122 (5.9%)	251%

Uwagi: JE – efektywność połączenia

wartości otrzymane z elementów S01 do S05 i S09 wykonanych tego samego dnia, co element S24 do S26

Tabela 4.7. Zestawienie efektywności połączenia złączem podatnym typu PT w teście na czteropunktowe zginanie – połączenie pierwotne

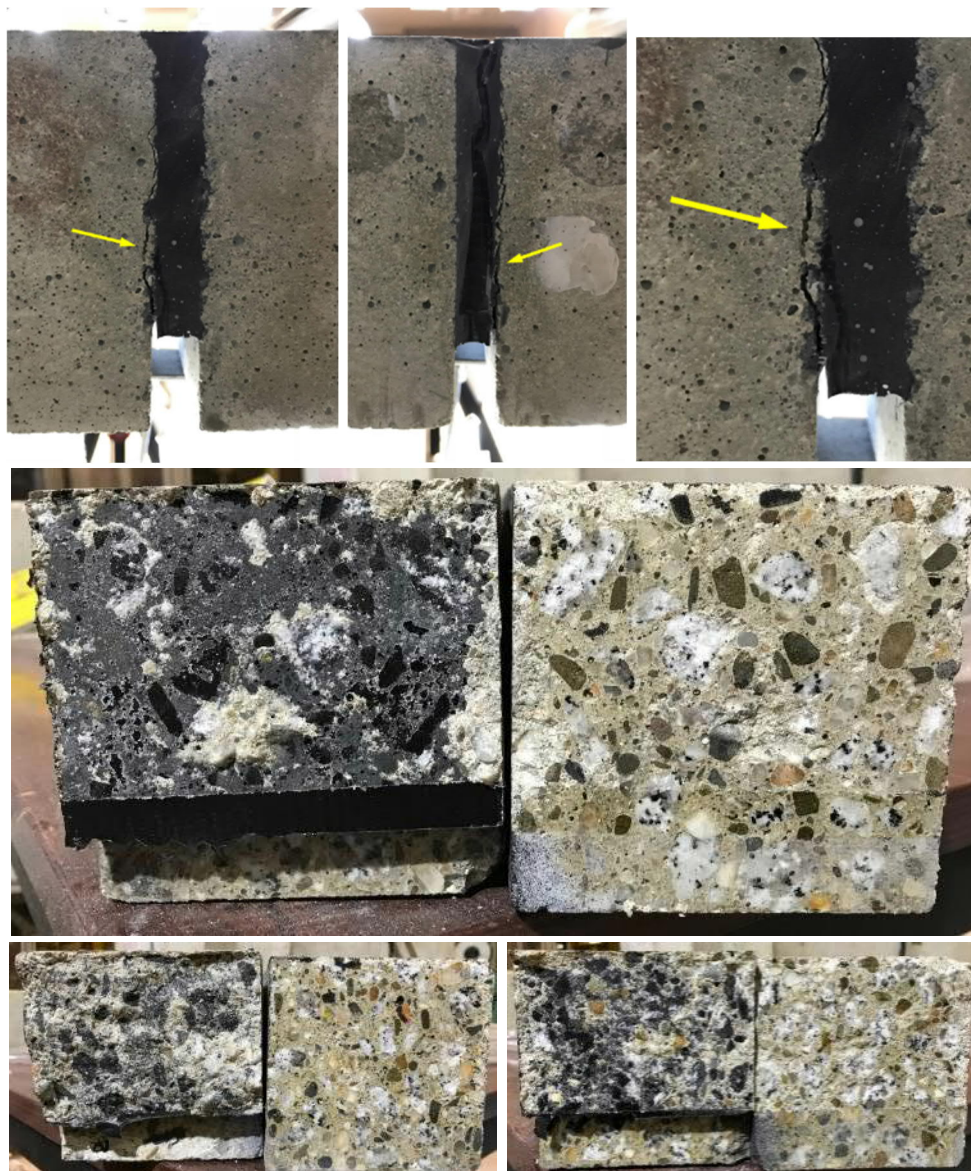
Element	Energia zniszczenia w funkcji ugięcia [N/mm]			Energia zniszczenia w funkcji CMOD [N/mm]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B100x100_PT10-1 – AV (CV)	0.349 (16%)	0.417 (1.5%)	117%	0.193 (5.5%)	0.219 (21%)	128%
C1_B100x100_PT10-2 – AV (CV)	0.357* (11%)	0.836 (2%)	251%	0.193* (9.8%)	0.292 (6.8%)	161%

Uwagi: JE – efektywność połączenia

* wartości otrzymane z elementów S01 do S05 i S09 wykonanych tego samego dnia, co element S24 do S26

Postać zniszczenia

Mechanizm zniszczenia miał charakter kruchy i przebiegał gwałtownie. Zniszczenie przebiegało na styku polimeru i betonu (rys. 4.17). Nie zaobserwowano podczas badania uszkodzeń w strefie ściskanej betonu.



Rys. 4.17 Powierzchnia zniszczenia polimerowego złącza podatnego typu PT w czteropunktowym zginaniu – połączenie pierwotne

Efektywność połączenia złączem podatnym

W celu miarodajnej oceny efektywności połączenia elementów betonowych polimerowym złączem podatnym wykorzystano pojęcie efektywności połączenia (ang. *joint effectiveness*, skrót JE (Malhotra, 1993)). W ogólności zdefiniowano ją jako stosunek nośności złącza podatnego do nośności elementu bez takiego połączenia. Przyjęto dwa kryteria oceny

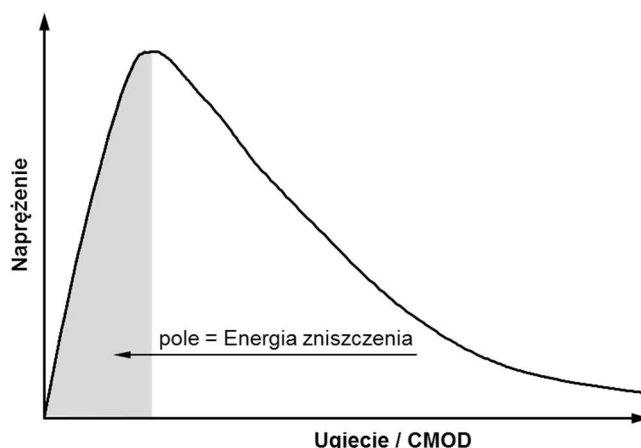
efektywności połączenia złączem podatnym: (1) względem maksymalnych naprężeń (wytrzymałość złącza) oraz (2) względem uogólnionych odkształceń.

Z racji odmiennej charakterystyki materiału betonu i polimeru PT, który w odróżnieniu do betonu posiada wysoką wytrzymałość na rozciąganie przy jednoczesnej wysokiej odkształcalności, analiza według kryterium (2) nie zapewnia w pełni miarodajnej oceny efektywności połączenia. Uzyskane w ten sposób stopnie efektywności połączenia wykazywały wysokie wartości ($JE \gg 100\%$), przez co kryterium to nie było praktycznie stosowalne (jednym miarodajnym kryterium pozostałoby kryterium (1), gdzie $JE \leq 100\%$).

Z tego powodu zaproponowano w niniejszej pracy powiązanie kryterium odkształcalności złącza z jego wytrzymałością jako funkcji energii zniszczenia nagromadzonej przez złącze podatne do momentu osiągnięcia siły maksymalnej. Energia ta odpowiada w przybliżeniu wartości nagromadzonej energii sprężystej w układzie do momentu uszkodzenia. Takie ujęcie pozwala na miarodajne połączenie wpływu nośności złącza w funkcji naprężeń z jego odkształceniami, co jest szczególnie istotne w kontekście odkształceń wymuszonych.

Energia zniszczenia jest pojęciem umownym i wprowadzona zostaje przez autora jako propozycja pozwalająca na szersze ujęcie wyników odkształceń tak różnych materiałów jak betonu i polimer. Takie ujęcie znajduje swoje uzasadnienie w analogii do pojęcia energii pęknięcia, które określane jest w teście na zginanie jako funkcja naprężenia i rozwartości rysy w nacięciu (CMOD) (de Oliveira e Suosa et al., 2007; Planas et al., 2007). Energia zniszczenia w funkcji ugięcia jak i CMOD jest określana jako całka pola znajdującego się pod krzywą naprężenie – odkształcenie (tutaj CMOD i ugięcie; por. rys. 4.18). W ten sposób określono dodatkowy miarodajny stopień efektywności połączenia w funkcji energii zniszczenia w ujęciu CMOD oraz ugięcia, oznaczone jako $JE(W-CMOD)$ i $JE(W-U)$.

Zaproponowane kryterium jest bardziej miarodajne niż porównywanie parametrów pochodnych odkształcenia takich jak ugięcie czy rozwarcie rysy (CMOD), co skutkuje zwiększeniem poziomu niezawodności złącza podatnego. Kryterium energii zniszczenia w funkcji CMOD i ugięcia, obok klasycznego kryterium nośności, było podstawą oceny efektywności polimerowego złącza podatnego.



Rys. 4.18. Definicja energii zniszczenia jako pole pod krzywą naprężenie – ugięcie (CMOD) do poziomu siły maksymalnej

Pojęcie efektywności połączenia dla połączenia pierwotnego rozumiane jest tutaj jako stopień efektywności połączenia złącza podatnego w stosunku do elementu referencyjnego. Z racji, że elementy referencyjne dla tego typu połączenia nie były technicznie możliwe do zrealizowania (brak możliwości wcześniejszego uszkodzenia elementu do późniejszego połączenia, jak to miało miejsce w przypadku złącza wtórnego), za elementy referencyjne przyjęto próbki betonowe wykonane z tego samego zarobu.

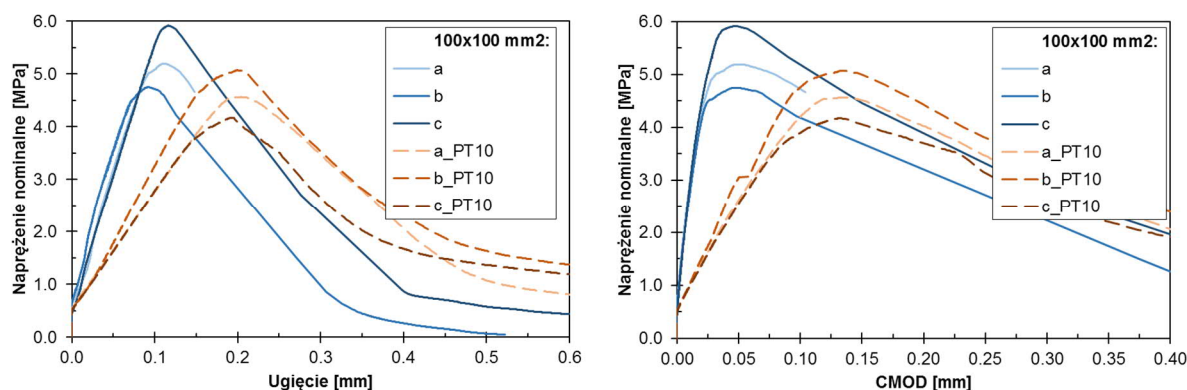
Średni stopień efektywności naprawy pierwotnego złącza podatnego względem maksymalnych naprężeń wynosił $JE = 62-69\%$ i był najwyższy dla elementów sklejonych po przecięciu w środku długości (wariant 2). Analizując energię zniszczenia w połączeniu pierwotnym, zaobserwowano jej wzrost w porównaniu z próbkami betonowymi. Średnia efektywność połączenia złącza w funkcji energii względem ugięcia dla próbki C1_B100x100_PT10-1 oraz C1_B100x100_PT10-2 wyniosła odpowiednio $JE(W-U) = 117\%$ i 251% . Natomiast średni wskaźnik efektywności połączenia w funkcji energii względem CMOD wyniósł odpowiednio $JE(W-CMOD) = 128\%$ i 161% . Szczegółowe wyniki badań przed oraz po połączeniu złączem pierwotnym zestawiono w tab. 4.7 (str. 113).

Stwierdzono wyraźnie, że połączenie pierwotne w wariantie 2 (sklejenie próbki po jej przecięciu w połowie długości) wykazało wyraźnie wyższą efektywność połączenia złączem podatnym typu PT niż połączenie powierzchni po obcięciu bocznych krawędzi (wariant 1). Najprawdopodobniej miało to związek ze sposobem wykonania próbek w deskowaniu. Powierzchnie betonu stykające się z deskowaniem zawierały względnie więcej zaczynu cementowego i wody a mniej kruszywa. Wskutek czego na tych powierzchniach wytrąciła się warstwa mleczka cementowego o niższej wytrzymałości niż sam beton.

4.3.3.2 Połączenie wtórne – naprawa polimerem PT

Zależność naprężenie – odkształcenie

Przebieg badania zginanych belek betonowych przed i po naprawie polimerem PT przedstawiono w funkcji: (1) naprężenie – ugięcie oraz (2) naprężenie – CMOD (por. rys. 4.19).



Rys. 4.19. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT o grubości 10 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu

Przebieg badania można podzielić na dwie fazy: (1) przedkrytyczną, tj. przed pojawieniem się uszkodzenia i (2) pokrytyczną, tj. po pojawieniu się uszkodzenia. Granicą przejścia pomiędzy fazą przed- i pokrytyczną w przypadku próbki betonowej przed naprawą było uszkodzenie w postaci rysy, natomiast dla próbki naprawionej złączem podatnym – zniszczenie betonu w strefie rozciąganej w okolicy połączenia.

Przebieg fazy przed- i pokrytycznej odpowiadał reprezentacji krzywych przedstawianych w literaturze (fib MC, 2010; de Oliveira e Suosa et al., 2007; Planas et al., 2007). Zauważono jednak, że odpowiedź elementu betonowego wykazywała większą ciągliwość. Przyczyną tego stanu mogła być podatność stanowiska badawczego oraz sklepieniowy mechanizm zniszczenia wywołany tarciem na podporach próbki. Zjawisko to jednak nie wpłynęło istotnie na jakościową ocenę badań, które zostały przeprowadzone w identycznych warunkach dla każdego z testów.

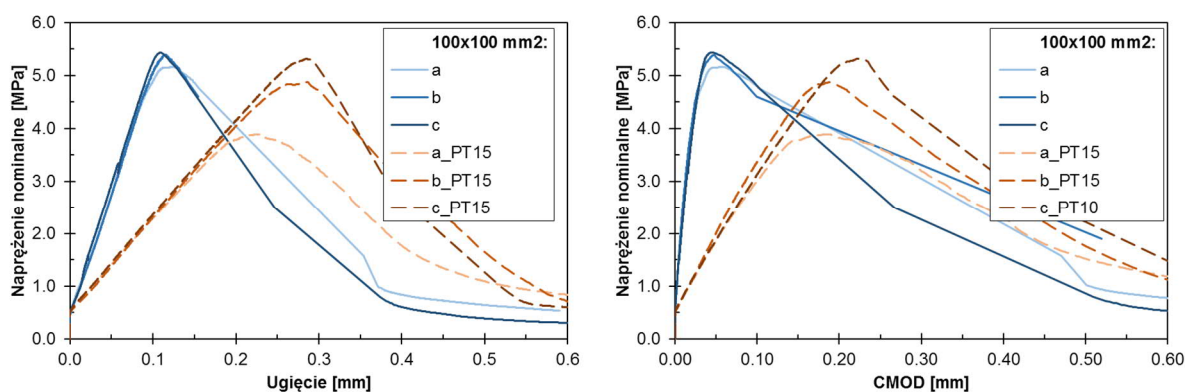
Analizując pracę elementów betonowych przed naprawą wyróżniono na początku badania fazę liniowo-sprężystą (zakres fazy przedkrytycznej). Następnie na poziomie naprężeń odpowiadającym ok. 90% wytrzymałości betonu na rozciąganie następowała faza przejściowa spowodowana pojawieniem się mikrozarysowań, co prowadziło do redukcji sztywności elementu (fib Bulletin No. 70, 2013). Po osiągnięciu przez beton wytrzymałości na zginanie na poziomie ok. 5.28 MPa ($CV = 11.1\%$ dla elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$)

następowało uszkodzenie betonu. Po uszkodzeniu wszystkie belki (przed jak i po naprawie) wykazywały osłabienie materiału (tzw. *softening*) typowe dla materiału betonu (fib MC, 2010), które zaobserwowano na przebiegu funkcji naprężenie – rozwarście nacięcia (CMOD).

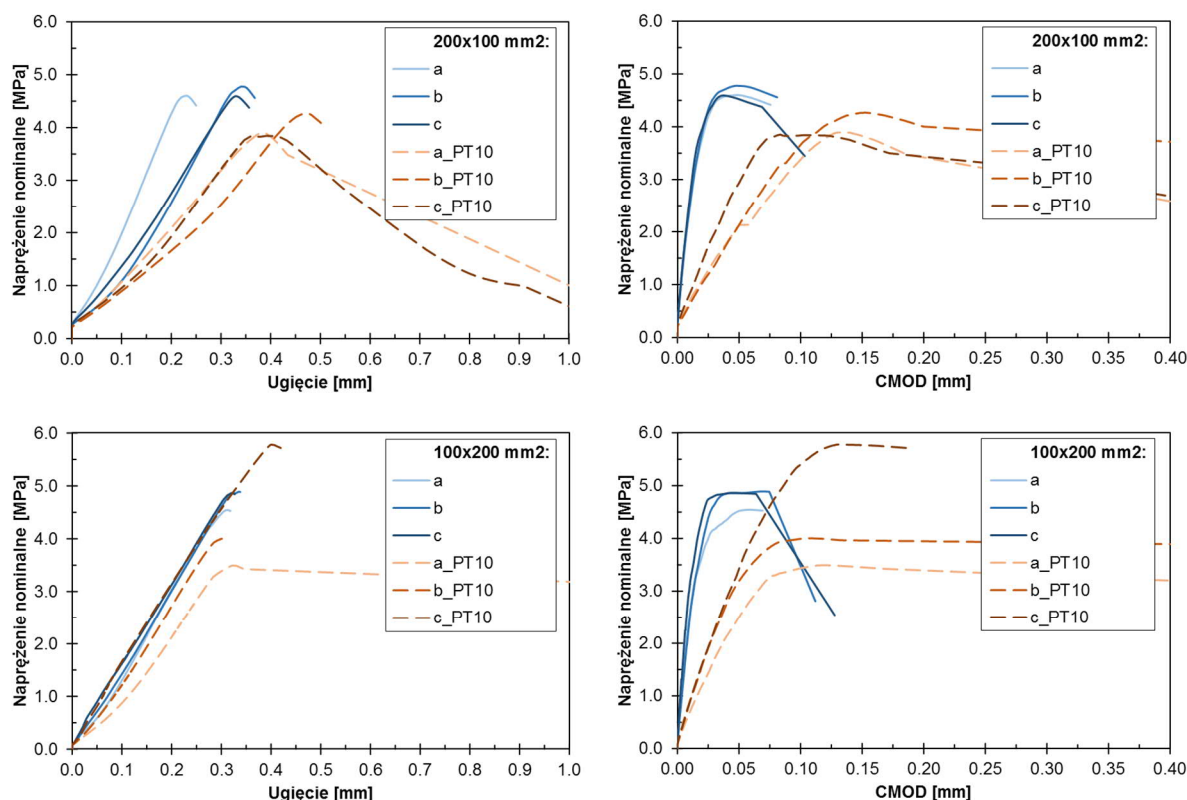
Średnia wytrzymałość elementów o przekroju $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ wynosiła $f_{ct,fl} = 4.66 \text{ MPa}$ (CV = 2.2%), natomiast elementów o przekroju $b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}^2$ $f_{ct,fl} = 4.77 \text{ MPa}$ (CV = 4.0%). Średnie wartości CMOD próbek betonowych dla wszystkich geometrii odpowiadające sile maksymalnej były na poziomie ok. 0.050 mm (CV $\leq 15\%$). Średnia wartość ugięcia próbek o przekroju $100 \times 100 \text{ mm}^2$ zarówno dla złącza o grubości 10 i 15 mm wyniosła w okolicach 0.112 mm (CV $\leq 12\%$); dla próbek o przekroju $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$: 0.336 mm (CV = 2%); dla $b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}^2$: 0.323 mm (CV = 4%). Szczegółowe wyniki badań zestawiono w tabelicy 4.8.

Jak wspomniano wyżej przebieg fazy pokrytycznej odpowiadał reprezentacji krzywej pokrytycznej przedstawianej w literaturze (fib MC, 2010; de Oliveira e Suosa et al., 2007). Tendencja ta występowała w każdym z testów, które zostały przeprowadzone w identycznych warunkach. We wszystkich elementach betonowych po osiągnięciu wytrzymałości betonu na rozciąganie występowała faza osłabienia (tzw. *softening*) aż do całkowitej utraty nośności ($< 5\% F_{max}$), co zarejestrowano na wykresach w funkcji naprężenie – CMOD (rys. 4.19, 4.20 oraz 4.21).

W przypadku próbek betonowych przed naprawą o przekroju $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ oraz $100 \times 200 \text{ mm}^2$ nie uzyskano całego zakresu fazy pokrytycznej przebiegu funkcji naprężenie – ugięcie. Krzywa naprężenie – ugięcie „urywała” się niedługo po osiągnięciu siły niszczącej (por. rys. 4.21). Powodem tego były względnie wysoka energia zniszczenia uwalniana po uszkodzeniu oraz niedostateczna dokładność maszyny pomiarowej, co skutkowało skokowymi zmianami naprężeń i odkształceń.



Rys. 4.20. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT o grubości 15 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu



Rys. 4.21. Przebieg badania elementów $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ oraz $100 \times 200 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT o grubości 10 mm w funkcji: napężenie – ugięcie (po lewej) oraz napężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu

Elementy betonowe po naprawie złączem podatnym typu PT wykazywały podobną co do charakteru odpowiedź na obciążenie jak elementy przed naprawą. Zaobserwowano, zgodnie z przewidywaniami, że elementy betonowe po naprawie złączem podatnym wykazywały w początkowej fazie badania mniejszą sztywność niż elementy przed naprawą (por. rys. 4.19). Następnie po osiągnięciu obciążenia na poziomie ok. 95% siły maksymalnej (co odpowiadało ok. 80-90% pierwotnej wytrzymałości betonu na rozciąganie) uaktywniły się powstałe wcześniej mikrouszkodzenia, które w miarę zwiększenia obciążenia doprowadziły ostatecznie do uszkodzenia materiału betonu w okolicy złącza. W elementach po naprawie złączem podatnym typu PT zaobserwowano dłuższą fazę przejściową w porównaniu do elementów betonowych przed naprawą (względna różnica długości na poziomie 150 – 200%).

Średnia wytrzymałość przy zginaniu elementów sklejoných polimerem typu PT o grubości 10 mm wyniosła dla próbek $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$: $f_{t,fl} = 4.60 \text{ MPa}$ (CV = 9.8%), dla elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ (polimer gr. 15 mm): $f_{t,fl} = 4.69 \text{ MPa}$ (CV = 15.6%); $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$: $f_{t,fl} = 4.01 \text{ MPa}$ (CV = 5.7%); $b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}^2$: $f_{t,fl} = 3.75 \text{ MPa}$ (CV = 9.6%).

Średnia wartość CMOD dla siły maksymalnej dla serii próbek o przekroju $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ (PT gr. 10 mm) wynosiła: CMOD = 0.133 mm (CV = 0.8%); dla $b \times h =$

$100 \times 100 \text{ mm}^2$ (polimer PT gr. 15 mm): $\text{CMOD} = 0.199 \text{ mm}$ ($\text{CV} = 9.9\%$); $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ (polimer gr. 10 mm): $\text{CMOD} = 0.144 \text{ mm}$ ($\text{CV} = 7.9\%$); $b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}^2$ (polimer gr. 10 mm): $\text{CMOD} = 0.120 \text{ mm}$ ($\text{CV} = 9.8\%$). Na podstawie tych wyników zaobserwowano, że polimer PT pracował na poziomie naprężeń odpowiadających fazie liniowo sprężystej.

Wartości średnie ugięcia odpowiadające sile maksymalnej wynoszą dla próbek o przekroju $100 \times 100 \text{ mm}^2$: 0.199 mm ($\text{CV} = 2.9\%$), dla $200 \times 100 \text{ mm}^2$: 0.407 mm ($\text{CV} = 13.9\%$), dla $200 \times 100 \text{ mm}^2$: 0.343 mm ($\text{CV} = 14.9\%$). Dla próbki o przekroju $100 \times 100 \text{ mm}^2$ i grubości złącza 15 mm: 0.267 mm ($\text{CV} = 12.6\%$). Szczegółowe wyniki badań zestawiono w tablicy 4.8.

Po osiągnięciu nośności złącza następowała faza pokrytyczna w postaci osłabienia (tzw. *softening*). Zakres tej fazy był większy w porównaniu do próbek betonowych przed sklejeniem polimerem. Dodatkowo intensywność spadku siły po osiągnięciu siły maksymalnej dla próbek po naprawie był równa lub mniejsza niż w przypadku próbek przed naprawą. W przypadku próbek o przekroju $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ (polimer gr. 10 i 15 mm) zaobserwowano, że próbki te w fazie pokrytycznej posiadały wciąż wyraźną zdolność do przenoszenia obciążenia na poziomie 30-40% $F_{\max}$. W przypadku próbek o przekrojach $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ oraz $100 \times 200 \text{ mm}^2$ tendencję tę uchwyciono nie we wszystkich próbkach, co było spowodowane gwałtownym charakterem zniszczenia spowodowanym wyższą energią zniszczenia i ograniczeniami urządzeń pomiarowych.

Tabela 4.8. Czteropunktowe zginanie beleczek betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT

Element	Napężenie maksymalne [MPa]			Ugięcie dla F_{max} [mm]			CMOD dla F_{max} [μ m]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B100x100_PT10 – AV (CV)	5.28 (11.1%)	4.60 (9.8%)	87%	0.106 (12.1%)	0.199 (2.9%)	187%	0.048 (1.5%)	0.133 (0.8%)	278%
C1_B100x200_PT10 – AV (CV)	4.66 (2.2%)	4.01 (5.7%)	86%	0.336 (2.2%)	0.407 (13.9%)	121%	0.045 (14.0%)	0.144 (7.9%)	323%
C1_B100x200_PT10 – AV (CV)	4.77 (4.0%)	3.75 (9.6%)	79%	0.323 (3.7%)	0.343 (14.9%)	106%	0.058 (19.3%)	0.120 (9.8%)	206%
C1_B100x100_PT15 – AV (CV)	5.32 (2.7%)	4.69 (15.6%)	88%	0.116 (6.0%)	0.267 (12.6%)	230%	0.050 (11.6%)	0.199 (9.9%)	402%

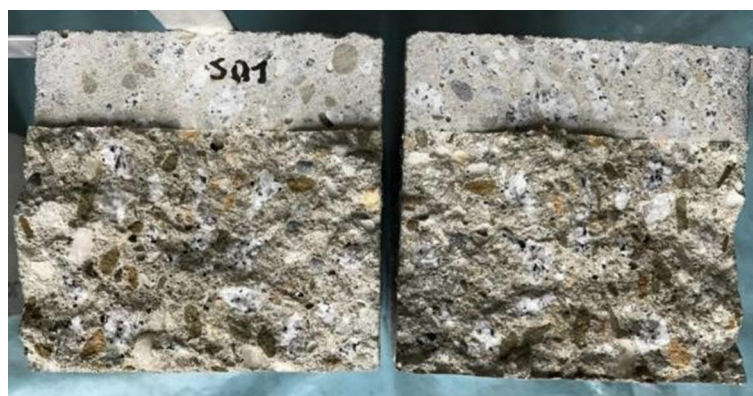
Uwagi: JE – efektywność połączenia

Postać zniszczenia

Mechanizm zniszczenia dla wszystkich próbek betonowych przed naprawą był podobny. Próbki zostały zniszczone przez pęknięcie w karbie, gdzie naprężenia rozciągające osiągnęły najwyższą wartość (rys. 4.22). Zniszczenie próbek było nagłe i kruche oraz przebiegało zarówno przez kruszywo, jak i matrycę cementową (rys. 4.23).



Rys. 4.22. Obraz zniszczenia próbek betonowych (przed naprawą) w czteropunktowym zginaniu – obraz przebiegu rysy



Rys. 4.23. Obraz zniszczenia próbek betonowych (przed naprawą) w czteropunktowym zginaniu – widok powierzchni uszkodzenia

W próbkach sklejonych polimerem PT zniszczenie miało charakter kruchy i znajdowało się w odległości $\geq 2-3$ mm od warstwy złącza (rys. 4.24). Uszkodzenie przebiegało od dołu do góry w zdecydowanej większości przez materiał betonu (rys. 4.25). Nie zaobserwowano oznak uszkodzenia betonu w strefie ściskanej.



Rys. 4.24. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT w czteropunktowym zginaniu – obraz przebiegu rysy



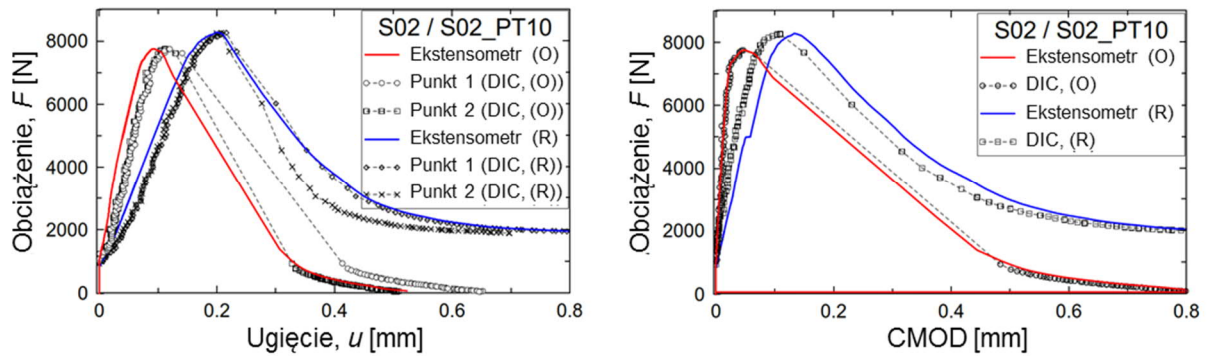
Rys. 4.25. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT w czteropunktowym zginaniu – widok powierzchni uszkodzenia

Digital Image Correlation (DIC)

Wykorzystanie metody DIC umożliwiło szerszą i dokładniejszą analizę badanych zjawisk. Przykładem był np. rozwój odkształceń na powierzchni elementu lub rejestracja deformacji dla licznych i dowolnie wybranych punktów na powierzchni elementu. Pozwoliło to obserwować nowe, wcześniej niemożliwe do zarejestrowania wyniki badań.

– Zależność naprężenie – odkształcenie

Wykorzystując metodę optyczną DIC uzyskano wyniki deformacji i odkształceń badanych elementów pod narastającym obciążeniem. Wyniki uzyskane z DIC pokrywają się zadowalająco z wynikami otrzymanymi z pomiaru ekstensometrem zarówno dla ugięć jak i CMOD (por. wyniki dla C1_B100x100_b oraz C1_B100x100_b_PT10 na rys. 4.26). Potwierdza to miarodajność uzyskanych wyników.

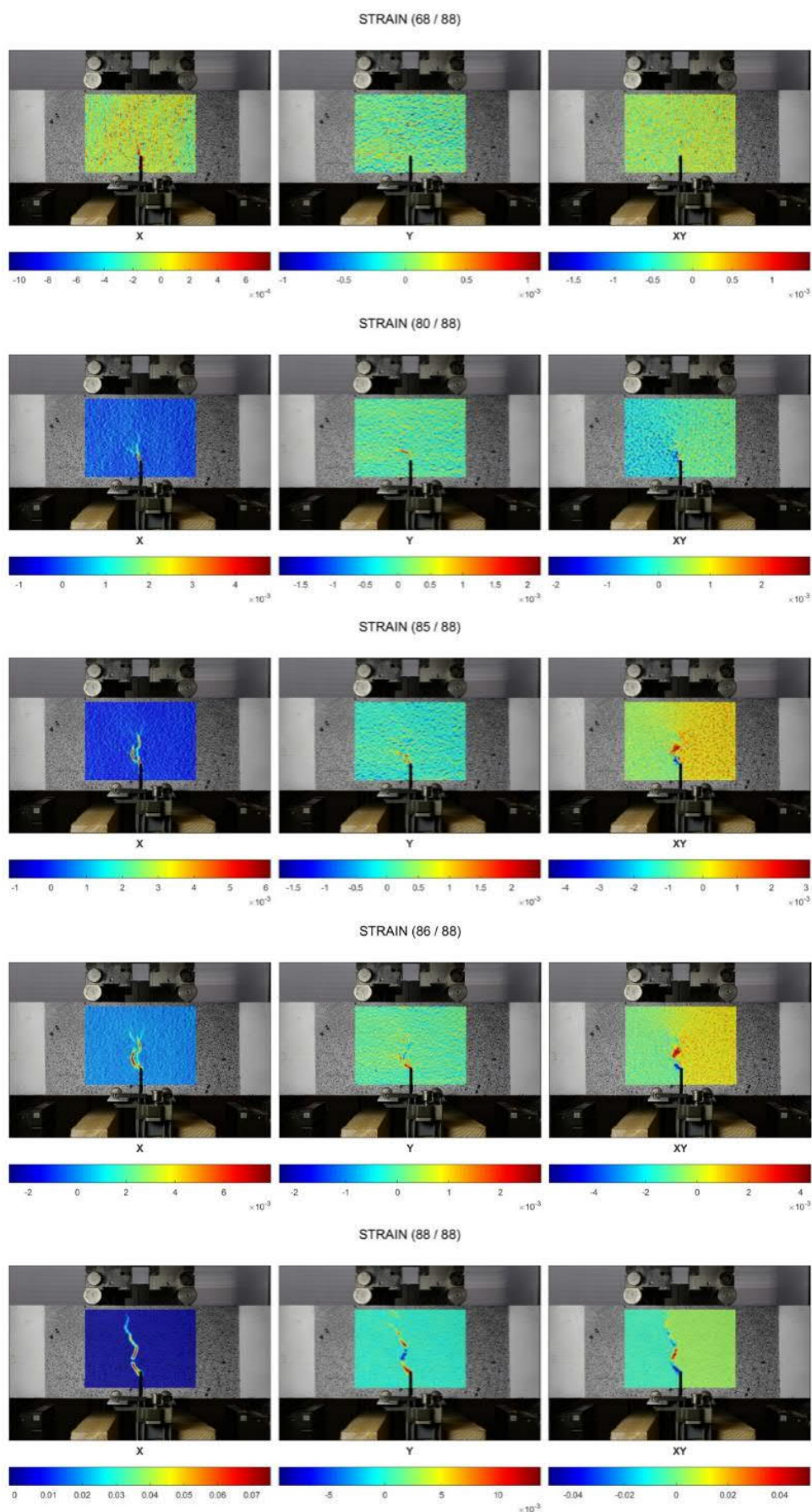


Rys. 4.26. Zestawienie wyników badań z pomiaru DIC i ekstensometru w czteropunktowym zginaniu

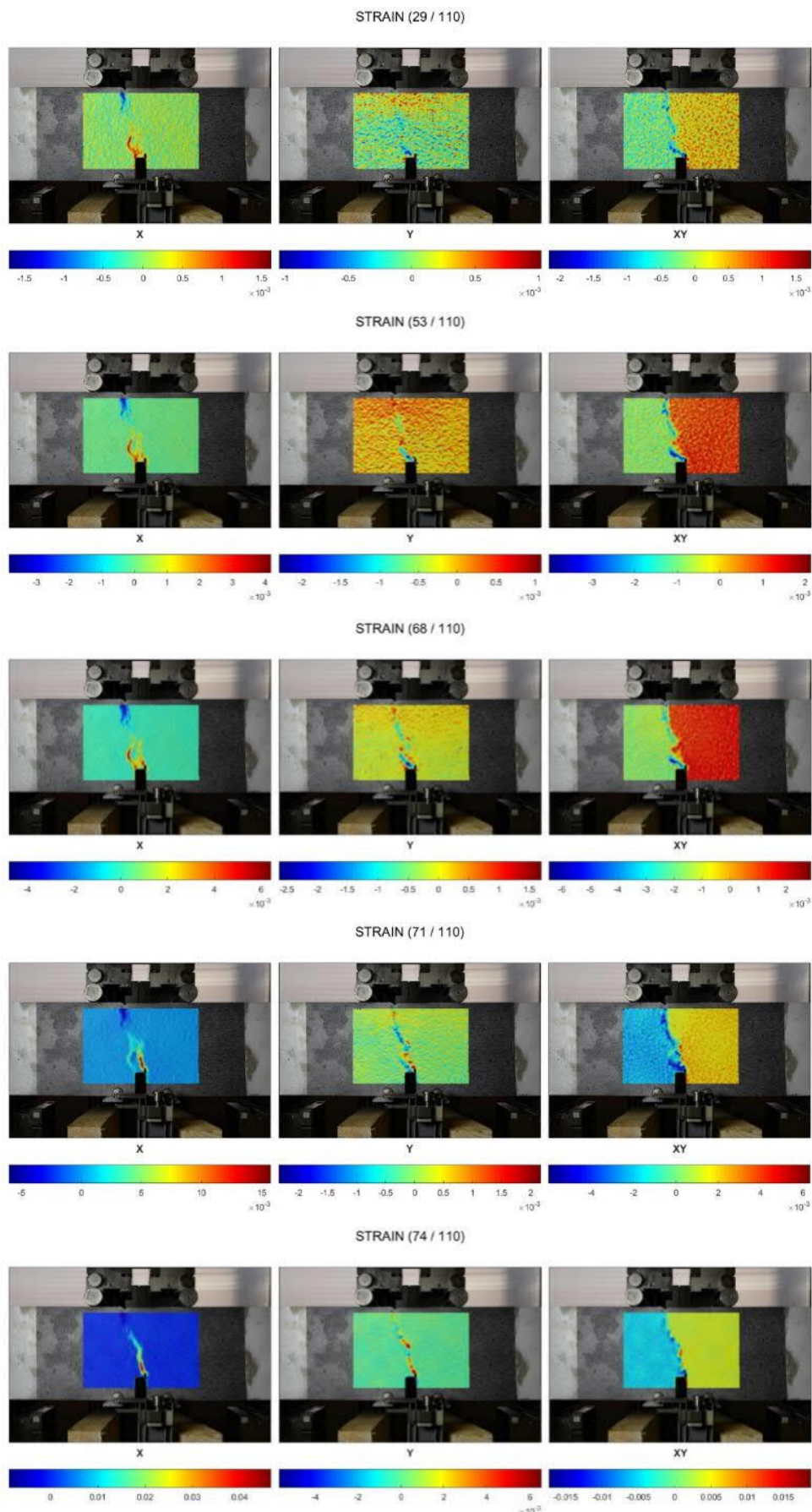
– Powierzchnie odkształceń (ang. Strain field)

Na podstawie pomiarów DIC opracowano mapy odkształceń dla trzech składowych: ε_x (poziome), ε_y (pionowe) oraz ε_{xy} . Przykładowe wyniki map odkształceń ε_x , ε_y oraz ε_{xy} w kolejnych krokach obciążenia aż do momentu zniszczenia przedstawiono na rys. 4.27 i 4.28.

Na przedstawionych mapach odkształceń dla próbki betonowej przed naprawą zaobserwowano, że najintensywniejszy rozwój odkształceń pod obciążeniem znajdował się w okolicy nacięcia (rys. 4.27). W miarę zwiększania obciążenia coraz większy obszar próbki włączany był do współpracy. Z kolei próbka po naprawie wykazywała znacznie wcześniej przyrosty odkształceń na całej wysokości złącza, co było związane z wcześniejszą aktywacją uszkodzeń powstałych w próbce przed naprawą. Z racji, że badanie dotyczyło zginania, dominującym odkształceniem w obu przypadkach jest odkształcenie poziome (kierunek X) i ono – opierając się na mapach odkształceń – zostanie poniżej szerzej omówione.



Rys. 4.27. Mapy odkształceń z pomiaru DIC dla próbki betonowej przed naprawą (C1_B100x100_b) – czteropunktowe zginanie



Rys. 4.28. Mapy odkształceń z pomiaru DIC dla próbki betonowej po naprawie złączem podatnym typu PT (C1_B100x100_b_PT10) – czteropunktowe zginanie

Na rysunku 4.29 zestawiono mapy odkształceń poziomych (kierunek X) w poszczególnych krokach obciążenia dla próbki przed naprawą (C1_B100x100_b) i po naprawie złączem podatnym typu PT (C1_B100x100_b_PT10). Kolejne kroki ilustrują rozwój uszkodzenia badanych próbek pod narastającym obciążeniem.

Analizując próbkę betonową przed naprawą (rys. 4.29, lewa kolumna) zauważono, że pierwsze istotniejsze uszkodzenie w strefie rozciąganej w okolicy nacięcia pojawiło się na poziomie siły $F = 6.32 \text{ kN} = 82\% F_{max}$ (Step 68/88 na rys. 4.29). Odpowiadało to odkształceniu na poziomie $\varepsilon_x = \text{ok. } 0.7\text{‰}$. Następnie, pod narastającą siłą, pojawiały się kolejne mikrozarysowania betonu (Step 80/88 na rys. 4.29), które łączyły się konsekwentnie i formowały główne uszkodzenie.

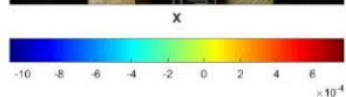
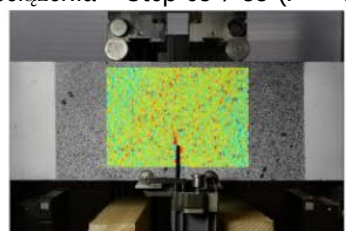
W chwili poprzedzającej zniszczenie betonu maksymalne lokalne odkształcenie ε_x w okolicy nacięcia wynosiło ok. 6‰ , co odpowiadało obciążeniu $F_{max} = 7.75 \text{ kN}$ (Step 85/88 na rys. 4.29). Obraz odkształceń tuż po zarysowaniu próbki przedstawiono w kroku 86/88 ($F = 7.62 \text{ kN} = 98\% F_{max}$). Zarówno krok obciążenia 85/88 jak i 86/88 ilustruje wyraźnie obraz zarysowania próbki w momencie osiągnięcia siły maksymalnej. W kolejnych krokach obciążenia uformowana została rysa główna, a obciążenie gwałtownie malało (Step 88/88 na rys. 4.29, $F = 0.8 \text{ kN}$).

W całym badaniu nie zarejestrowano uszkodzenia i znaczniejszych zmian odkształceń poziomych w strefie ściskanej betonu. Maksymalne odkształcenie w strefie ściskanej wynosiło ok. $\varepsilon_x = 1.5\text{‰}$ (Step 86/88 na rys. 4.29). Podobne do powyższych zjawisk zaobserwowano we wszystkich próbkach betonowych, na których wykonano pomiar metodą DIC.

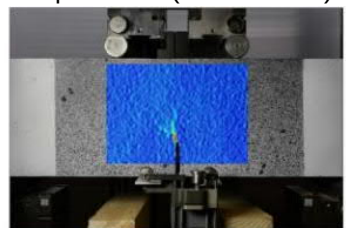
Mapy odkształceń na rys. 4.29 po prawej stronie przedstawiają odkształcenia poziome próbki betonowej po naprawie złączem podatnym typu PT o grubości 10 mm. Kolejne kroki ilustrują rozwój uszkodzenia pod narastającym obciążeniem.

Step 29/110 obrazuje pierwsze wyraźniejsze uszkodzenie powstałe po lewej stronie złącza podatnego w strefie rozciąganej. Odpowiada to odkształceniu złącza $\varepsilon_x = 1.5\text{‰}$ przy obciążeniu $F = 3.38 \text{ kN} = 41\% F_{max}$. Podobnie w strefie ściskanej zauważyć można tutaj włączenie się złącza do współpracy; odkształcenia ściskające przy górnej krawędzi próbki wynoszą $\varepsilon_x \approx -1.5\text{‰}$. Już na tym etapie zauważono jak znaczna powierzchnia złącza współdziałała przy przenoszeniu obciążenia.

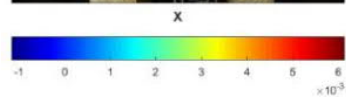
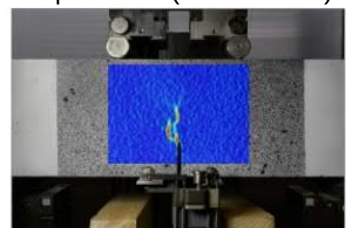
Element przed naprawą
Krok obciążenia – Step 68 / 88 ($F = 6.32 \text{ kN}$)



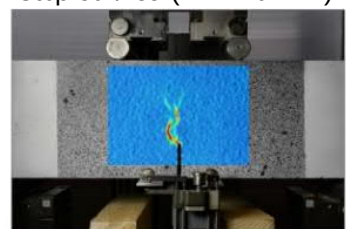
Step 80 / 88 ($F = 7.52 \text{ kN}$)



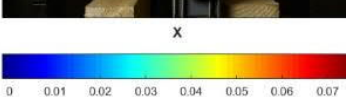
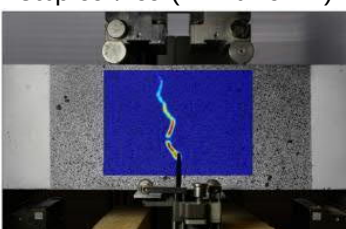
Step 85 / 88 ($F = 7.75 \text{ kN}$)



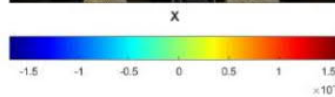
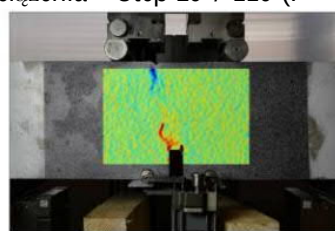
Step 86 / 88 ($F = 7.62 \text{ kN}$)



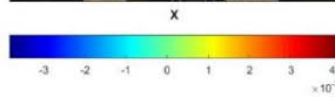
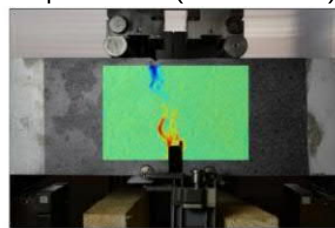
Step 88 / 88 ($F = 0.78 \text{ kN}$)



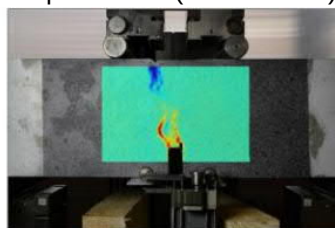
Element po naprawie złączem typu PT
Krok obciążenia – Step 29 / 110 ($F = 3.38 \text{ kN}$)



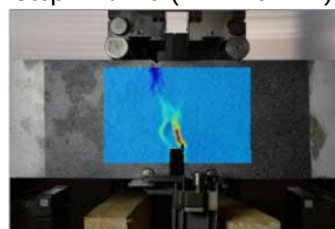
Step 53 / 110 ($F = 6.57 \text{ kN}$)



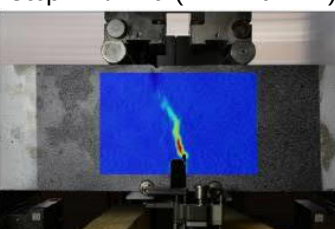
Step 68 / 110 ($F = 8.20 \text{ kN}$)



Step 71 / 110 ($F = 7.67 \text{ kN}$)



Step 74 / 110 ($F = 4.02 \text{ kN}$)



Rys. 4.29. Rozwój odkształceń na kierunku X dla próbek przed (C1_B100x100_b) i po naprawie złączem podatnym typu PT (C1_B100x100_b_PT10) – 4-pkt. zginanie

W kolejnych krokach obciążenia zarejestrowano, jak powstałe po lewej stronie uszkodzenie złącza rozwijało się i osiągało coraz większe odkształcenia poziome ($\varepsilon_x = 4\%$ dla kroku 53/110, rys. 4.29). Uszkodzenie to odpowiadało lokalizacji pierwotnego uszkodzenia w próbce betonowej przed naprawą (por. rys. 4.29, step 88/88 po lewej stronie).

Należy w tym miejscu zwrócić uwagę na poprawność interpretacji wyników odkształceń maksymalnych. Otóż przedstawione wartości ε_x w próbce po naprawie dotyczą w rzeczywistości odkształceń w obszarze polimeru ($\varepsilon_{\text{polimer}} \gg \varepsilon_{\text{beton}}$). Wyniki te odwzorowują pośrednio stan wyężenia i stopień uszkodzenia materiału betonu. Tam, gdzie odkształcenia osiągają maksymalne wartości, tam też rozwija się w tym obszarze uszkodzenie betonu.

W kroku 68/110 ($F = 8.20 \text{ kN} = 99\% F_{\text{max}}$), tuż przed osiągnięciem siły maksymalnej, zarejestrowano formowanie się kolejnego uszkodzenia zlokalizowanego po przeciwnej stronie złącza. To nowe uszkodzenie zaczęło dominować ($\varepsilon_x = 6\%$, Step 68/110 na rys. 4.29) i przejmować większość obciążenia, tym samym odciążając powstałe wcześniej uszkodzenie po lewej stronie. Ostatecznie dochodzi do zniszczenia w okolicy złącza po jego prawej stronie.

Odształcenia w kierunku X w złączu podatnym w momencie tuż po osiągnięciu siły maksymalnej wynosiły w strefie rozciąganej $\varepsilon_x \approx 15\%$ oraz w strefie ściskanej $\varepsilon_x = -4.5\%$ (odpowiadało to obciążeniu $F = 7.67 \text{ kN} = 93\% F_{\text{max}}$, Step 71/110 na rys. 4.29). Wysokość strefy ściskanej od powstania pierwszego uszkodzenia (Step 29/110) do momentu osiągnięcia siły maksymalnej (Step 71/110) nie uległa zmianie.

W dalszych krokach obciążenia uszkodzenie po prawej stronie złącza zdominowało całkowicie odpowiedź złącza na przyłożone obciążenie. Doprowadziło to tym samym do „wygaszenia” pierwotnych uszkodzeń po lewej stronie złącza. Obciążenie w kolejnych krokach nie malało tak intensywnie jak w przypadku próbki przed naprawą; w kroku 74/110 obciążenie wynosiło $F = 4.02 \text{ kN} = 49\% F_{\text{max}}$, co odpowiadało maksymalnym odkształceniom $\varepsilon_x = 40\%$. Badanie przerwano, gdy obciążenie spadło poniżej 2 kN, co odpowiadało odkształceniom na poziomie $\varepsilon_x = 100\%$ (rysa widoczna gołym okiem).

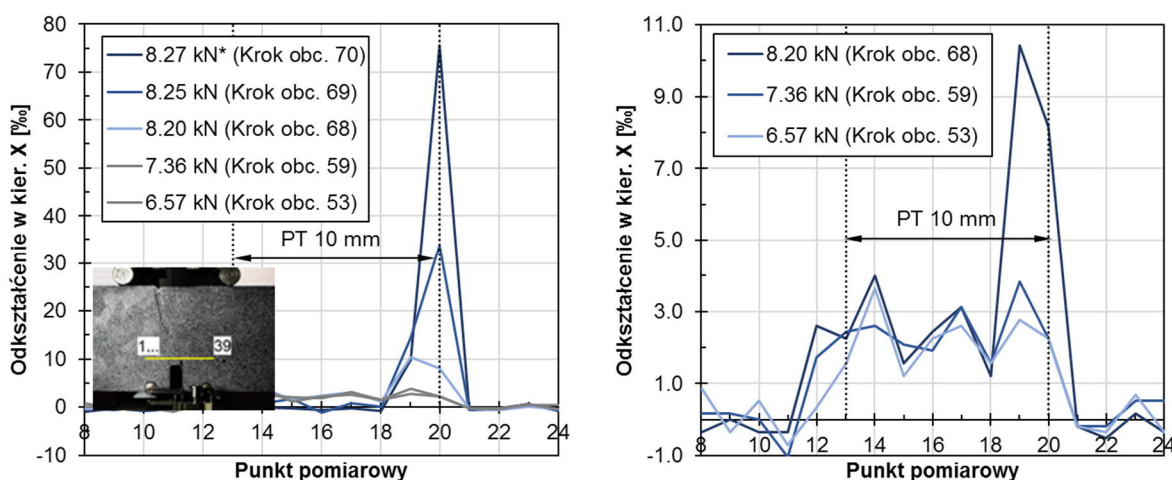
– Profile odkształceń

Na rys. 4.30 przedstawiono profil odkształceń dla próbki po naprawie złączem podatnym typu PT (C1_B100x100_b_PT10) pod narastającym obciążeniem. Na wykresach przedstawiono zakres punktów pomiarowych od 8 do 24. Warstwa polimeru PT o grubości 10 mm znajdowała się pomiędzy punktami 13 i 20. Na rysunku 4.30 po lewej stronie widać wyraźnie, że wspomniane wcześniej uszkodzenie pierwotne betonu po lewej stronie karbu rozwija się w jedynie do pewnego poziomu. Odształcenia graniczne w tym obszarze

wyniosły odpowiednio dla punktu 13 i 14: $\varepsilon_x = 2\%$ i 4% (Steps 53, 59 i 68 na rys. 4.30). W wyniku powstania nowego uszkodzenia betonu zlokalizowanego po drugiej stronie karbu nastąpił moment równowagi odkształceń w złączu po obu jego stronach, następnie rozwój uszkodzenia po lewej stronie wyraźnie zahamował. Efekt tego widać na rys. 4.30 w odkształceniach złącza w punktach nr 19 do 20. Następowo tam odprężenie strefy uszkodzenia pierwotnego na poczet rozwoju uszkodzenia w punkcie 19 do 20 (prawa strona karbu).

W chwili poprzedzającej zniszczenie w okolicy złącza (Step 68, rys. 4.30 po prawej stronie) wartość odkształcenia w punkcie 19 do 20 wyniosła $\varepsilon_x = 80\%$ i stała się uszkodzeniem dominującym. W momencie osiągnięcia siły maksymalnej (Step 70) odkształcenie w punkcie 20 wyniosło $\varepsilon_x = 75\%$ i rozwijało się dalej aż do zakończenia badania.

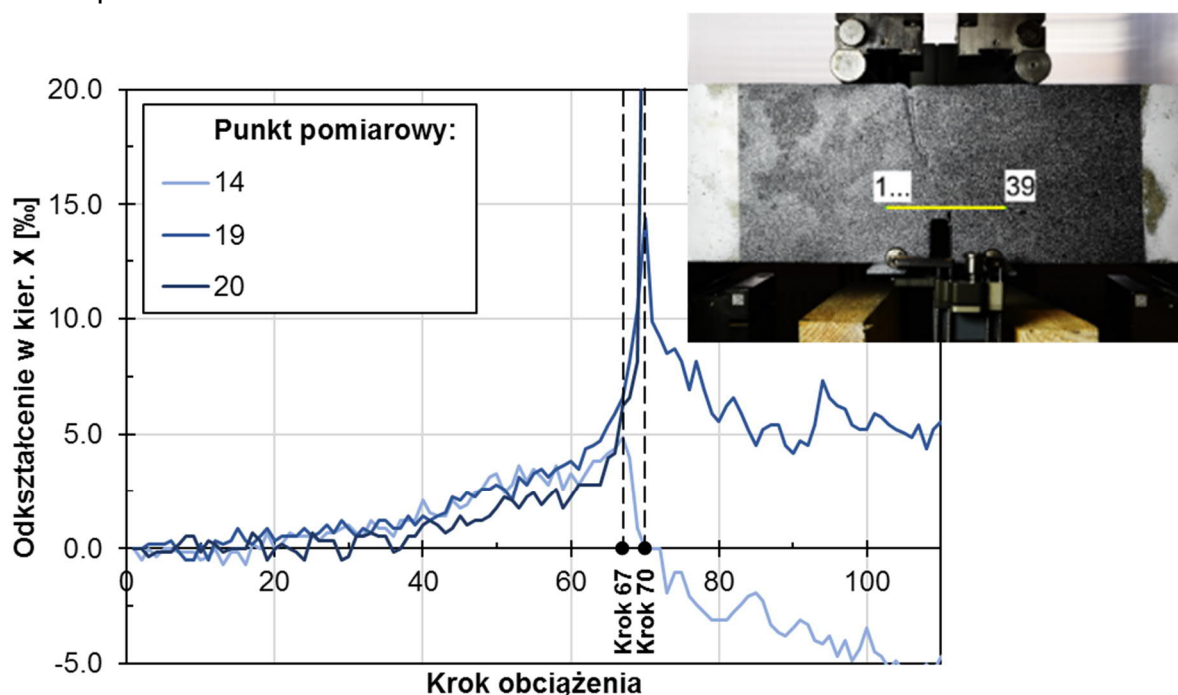
Raz jeszcze należy tutaj podkreślić, że wartości maksymalnych odkształceń dotyczyły obszaru polimeru, który wykazuje większą zdolność do odkształceń niż beton ($\varepsilon_p \gg \varepsilon_c$). W tych też obszarach beton jest najbardziej wytężony i ulega uszkodzeniu.



Rys. 4.30. Profil odkształceń poziomych ε_x w złączu podatnym typu PT w przekroju nad nacięciem – czteropunktowe zginanie (po lewej – krok obciążenia 53 do 70; po prawej – krok obciążenia 53 do 68)

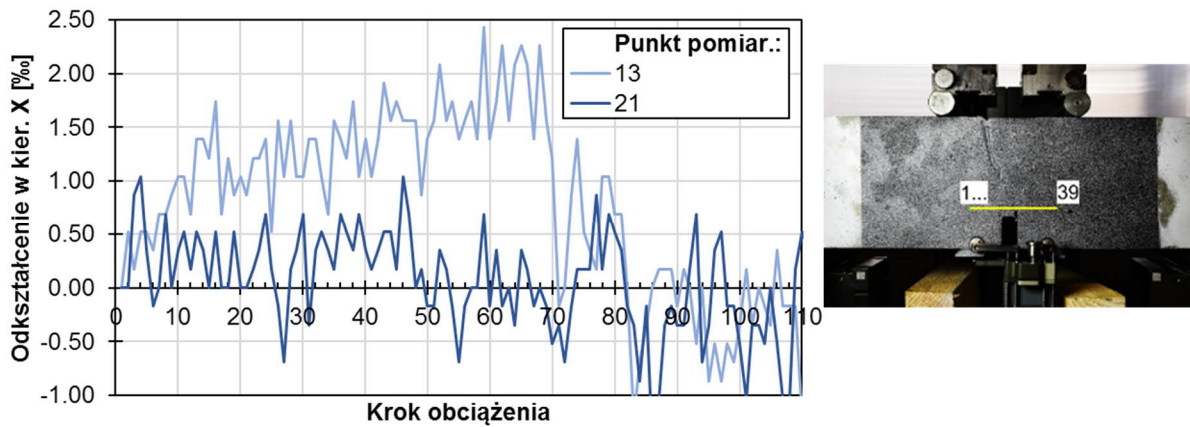
Opisana wyżej tendencja zaznaczyła się jeszcze wyraźniej w analizie odkształcenia punktów pomiarowych 14, 19-20 w poszczególnych krokach obciążenia (por. rys. 4.31). Zaobserwowano tutaj rozwój odkształceń uszkodzenia w punkcie 14 od początku badania do kroku 67, odpowiadającego sile $F = 8.14 \text{ kN} = 99\% F_{max}$. W kolejnym kroku obciążenia nastąpiło w tym miejscu opisane wyżej „odciążenie” prawej strony złącza – następuje spadek odkształceń w punkcie 14 i jednocześnie gwałtowny przyrost odkształceń w punkcie 19

i 20. W kroku 70 osiągnięta została nośność złącza $F_{max} = 8.27$ kN i nastąpiło zniszczenie próbki w punkcie 20.



Rys. 4.31. Rozwój odkształceń poziomych ε_x w kolejnych krokach obciążenia dla punktów pomiarowych 14, 19 i 20 – w złącznie podatne typu PT

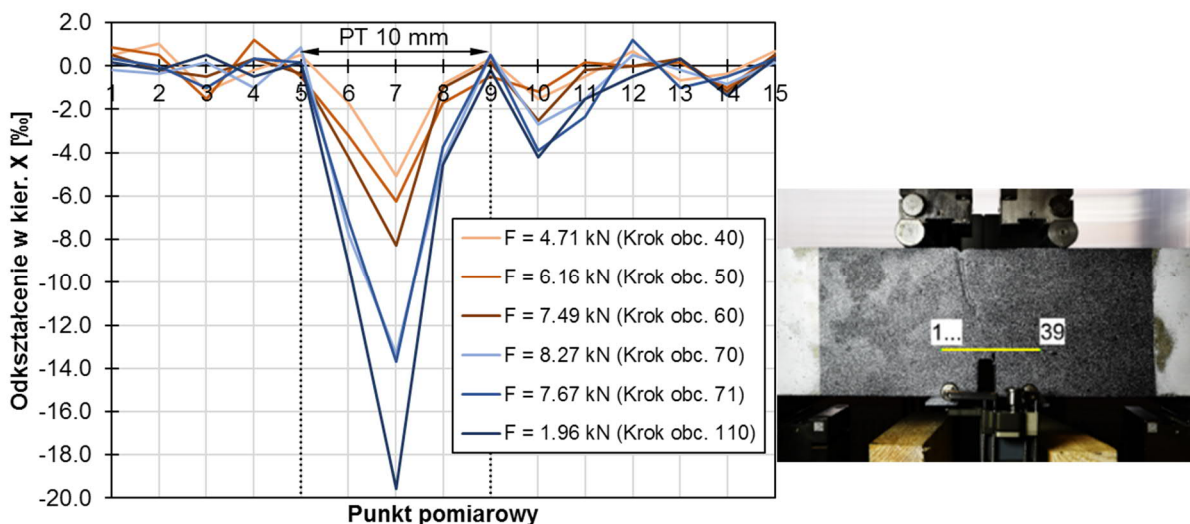
Na rysunku 4.32 przedstawiono rozwój odkształceń ε_x w samym betonie w okolicy złącza podatnego po jego lewej i prawej stronie (punkty pomiarowe odpowiednio 13 i 21). Odkształcenia w betonie w okolicy złącza podatnego wahały się w granicach $\varepsilon_x = 1‰ \div 2‰$. Początkowo, w miarę narastania obciążenia, zarejestrowano lokalny wzrost odkształceń w obszarze uszkodzenia pierwotnego (lewa strona karbu; wykres dla punktu 13 na rys. 4.32). Po przekroczeniu kroku obciążenia 67 (moment równowagi odkształceń w miejscu uszkodzenia pierwotnym i nowym – por. rys. 4.32, Step 67), odkształcenia betonu w okolicy uszkodzenia pierwotnego gwałtownie spadły, ale beton nie utracił ciągłości materiałowej i był nadal zdolny do przenoszenia odkształceń aż do zniszczenia próbki w kroku 70. Podkreślić należy, że rozdzielczość pomiaru dla punktu 21 nie była tutaj miarodajna (zmierzone odkształcenia mieściły się w zakresie tolerancji pomiaru metodą DIC, tj. $\pm 0.5‰$).



Rys. 4.32. Rozwój odkształceń poziomych ε_x w betonie w kolejnych krokach obciążenia w punktach 13 i 21 – złącze podatne typu PT

Podczas badania nie zarejestrowano oznak uszkodzenia betonu i złącza podatnego w strefie ściskanej. Na rys. 4.33 przedstawiono zakres punktów 1 do 15. Złącze podatne znajdowało się w strefie ściskanej pomiędzy punktami 5 i 9. Odkształcenia strefy ściskanej w kierunku X rosły proporcjonalnie do obciążenia.

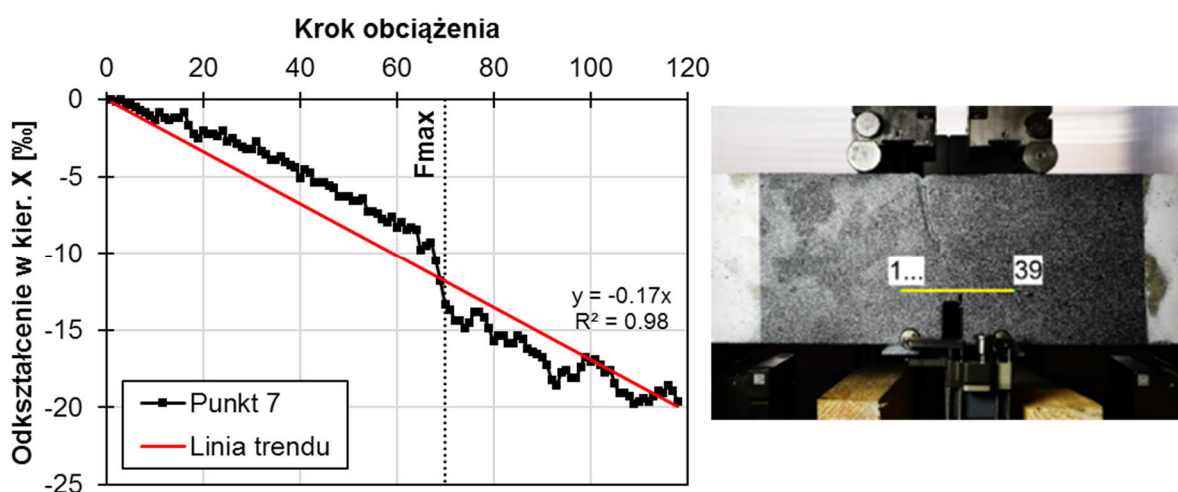
Odkształcenia w złączu w strefie ściskanej tuż przed zniszczeniem i zaraz po nim wynosiły odpowiednio $\varepsilon_x = -13.3\text{‰}$ (Step 70) oraz $\varepsilon_x = -13.7\text{‰}$ (Step 71). Rozwój odkształceń poziomych dla wybranych kroków obciążenia przedstawiono na rys. 4.33. Odkształcenia w betonie w okolicy złącza były na wyrażnie niższym poziomie niż odkształcenia złącza, co było związane z podatnością polimeru ($E_c/E_{PT} > 20$).



Rys. 4.33. Profil odkształceń poziomych ε_x w strefie ściskanej – złącze podatne typu PT

Pomiar techniką DIC wykazał liniowy charakter zmiany odkształceń w strefie ściskanej w złączu podatnym (rys. 4.34). W zakresie obciążenia niszczącego (Step 70) stwierdzono skokowy wzrost odkształcenia ε_x przy niewielkiej zmianie obciążenia. Związane

jest to z pojawieniem się uszkodzenia w strefie rozciąganej. Podobne zachowanie – zarówno dla strefy rozciąganej jak i ściskanej – wykazały wszystkie próbki po naprawie złączem podatnym przebadane z użyciem techniki DIC.



Rys. 4.34. Rozwój odkształceń ściskających ε_x w kolejnych krokach obciążenia w złączu podatnym w punkcie 7 – złącze podatne typu PT

Współczynnik kształtu

W celu miarodajnej oceny wyników badań dla różnych geometrii złącza podatnego zaadaptowano na potrzeby niniejszej pracy tzw. współczynnik kształtu (ang. *shape faktor*, SF) (Aiken et al., 1989; Fediuc et al., 2013). Parametr ten charakteryzuje geometrię połączenia i sprowadza ją do jednoparametrowej bezwymiarowej wartości. Najczęściej określany jest jako stosunek pola obciążenia do pola powierzchni bocznej elementu (4.5) (Fediuc et al., 2013).

$$SF = \frac{A}{A_f} \quad (4.5)$$

gdzie:

A – pole obciążenia (ang. *loaded area*),

A_f – pole powierzchni bocznej, nieobciążone (ang. *force-free area*)

Podejście to znalazło bezpośrednie zastosowanie w testach na jednoosiowe rozciąganie czy ściskanie, gdzie nośność połączenia jest liniową funkcją pola powierzchni jego przekroju. Problem pojawia się jednak w przypadku połączeń zginanych, gdzie porównanie wyężenia dwóch złączy o jednakowym polu powierzchni przekroju, ale jednocześnie o innym momencie bezwładności da sprzeczne ze sobą wnioski. Za przykład mogą posłużyć dwa zginane połączenia zbudowane z tego samego materiału o jednakowej grubości, ale o różnej

geometrii przekroju, np. $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ i $100 \times 200 \text{ mm}^2$. Pola przekroju obu połączeń są jednakowe i wynoszą $A_1 = A_2 = 0.02 \text{ m}^2$. Natomiast ich nośność na zginanie będzie znacząco różna, co jest związane z ich sztywnością giętną (ściślej: wskaźnikami wytrzymałości przekroju na zginanie, gdzie w tym przykładzie $W_1/W_2 = 0.50$). Zestawiając obie geometrie w klasycznym ujęciu współczynnika kształtu SF, dostalibyśmy dla tej samej wartości SF dwie różne wartości nośności ($F_1 < F_2$). Takie ujęcie implikuje błąd i uniemożliwia miarodajną analizę połączeń zginanych.

Autor niniejszej pracy zaproponował autorskie ujęcie współczynnika kształtu w odniesieniu do połączeń poddanych zginaniu. Polega ona na modyfikacji tego współczynnika o bezwymiarowy element uwzględniający charakterystykę geometryczną połączenia odpowiadającą zginaniu, tj. stosunek wskaźników wytrzymałości przekrojów na zginanie. Ten tzw. zmodyfikowany współczynnik kształtu (ang. *modified shape factor*, MSF) zdefiniowano jako:

$$MSF = \alpha \cdot SF \quad (4.6)$$

gdzie:

- α – stosunek wskaźników wytrzymałości przekroju na zginanie W_i/W_0 (W_i – wskaźnik wytrzymałości geometrii danej serii, W_0 – bazowy wskaźnik wytrzymałości określony dla geometrii złącza, np. $b \times h \times t = 100 \times 100 \times 10 \text{ mm}^3$),
- SF – współczynnik kształtu wg (4.5).

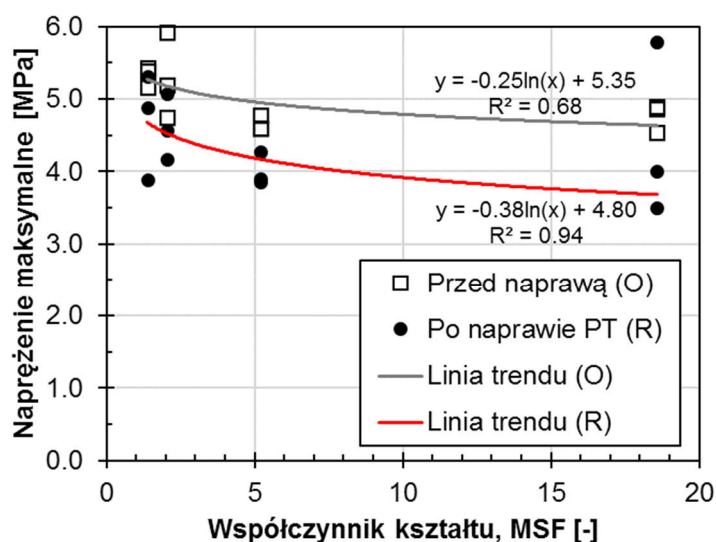
Takie ujęcie MSF pozwala na miarodajną i efektywną ocenę wpływu geometrii złącza poddanego zginaniu z uwzględnieniem wpływu sztywności giętej przekroju.

Efektywność połączenia złączem podatnym

Na rysunku 4.35 przedstawiono nośności próbek przed i po naprawie w funkcji naprężeń w odniesieniu do zmodyfikowanego współczynnika kształtu (przekroje nominalne próbek: $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$, $200 \times 100 \text{ mm}^2$, $100 \times 200 \text{ mm}^2$, grubości polimeru PT: 10 i 15 mm; $MSF = 1 \div 19$). W przebadanym zakresie geometrii złącza zaobserwowano, że zarówno elementy przed i po naprawie złączem podatnym mają podobny przebieg funkcji σ -MSF. Odnotowano zauważalny wpływ geometrii przekroju na naprężenia maksymalne. Zależność ta miała charakter nieliniowy i malała wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF. Dotyczy to zarówno elementów przed, jak i po naprawie. Podkreślić należy, że w niniejszej pracy wykazano, że złącze podatne o mniejszym MSF wykazuje zbliżoną nośność do elementów przed naprawą. Dla $MSF < 6$ efektywność połączenia (tutaj

rozumiana jako efektywność naprawy) wynosi $JE(\sigma) \geq 86\%$. Dla wyższych wartości MSF efektywność ta spada do poziomu $JE(\sigma) = 79\%$ dla $MSF = 18.6$.

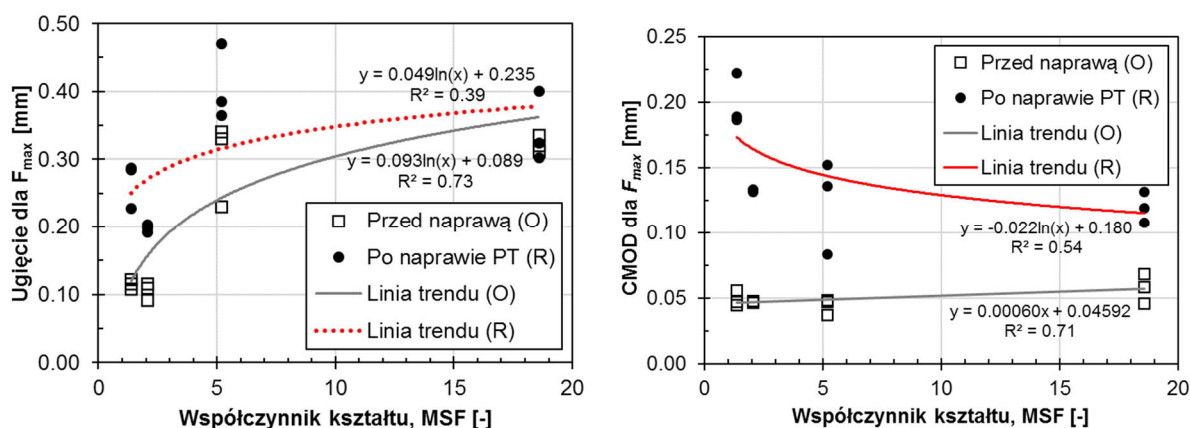
Wpływ grubości złącza w przebadanym zakresie jest pomijalnie mały. Różnica naprężeń maksymalnych dla złącza o grubości 15 mm do 10 mm wynosi $< 2\%$. Zdaniem autora wpływ ten jest niejednoznaczny w ocenie z powodu braku większej ilości grubości złącza.



Rys. 4.35. Nośność elementów przed i po naprawie złączem podatnym typu PT w funkcji maksymalnych naprężeń i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Drugą wielkością rejestrowaną podczas badań było odkształcenie elementu pod obciążeniem. Pomiar wykonano dla dwóch parametrów: (1) ugięcie dolnej krawędzi elementu oraz (2) rozwartość nacięcia (CMOD) – por. rys. 4.36. Przedstawione tutaj wyniki odkształceń odpowiadają sile maksymalnej.

Ugięcia elementu przed i po naprawie rosły wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF. W przypadku ugięć nie stwierdzono jednak jednoznacznej tendencji tego wzrostu i trudno tutaj o dokładniejsze określenie charakteru zmiany (linie przerywane na rys. 4.36). Elementy o przekroju $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ ($MSF = 5.2$) wykazywały wyraźnie wyższe wartości ugięć od pozostałych elementów (por. rys. 4.36 dla ugięcia). Przyczyną tego mogła być wyższa podatność stolika podporowego, na którym opierała się próbka o szerokości $b = 200 \text{ mm}$. Zauważyć należy, że średnie wartości ugięć próbki po naprawie złączem typu PT były wyższe od próbki przed naprawą. Analizując wpływ grubości złącza stwierdzono zgodnie z przewidywaniami, że wraz ze wzrostem grubości warstwy polimeru ugięcie rosło. I tak stosunek ugięć złącza 15 mm do 10 mm wynosił 134%.



Rys. 4.36. Odkształcalność złącza podatnego typu PT w funkcji ugięcia (po lewej) i CMOD (po prawej) dla siły maksymalnej – czteropunktowe zginanie

Wpływ geometrii elementów przed naprawą w funkcji MSF wykazywał liniową zależność względem rozwarcia karbu (CMOD) odpowiadającego sile maksymalnej. Odnotowano niewielki wzrost wartości CMOD wraz ze zmianą MSF, gdzie zmiana ta rosła w tempie ok. 0.00060 mm/jednostkę miary MSF (dalej jako j.m. MSF).

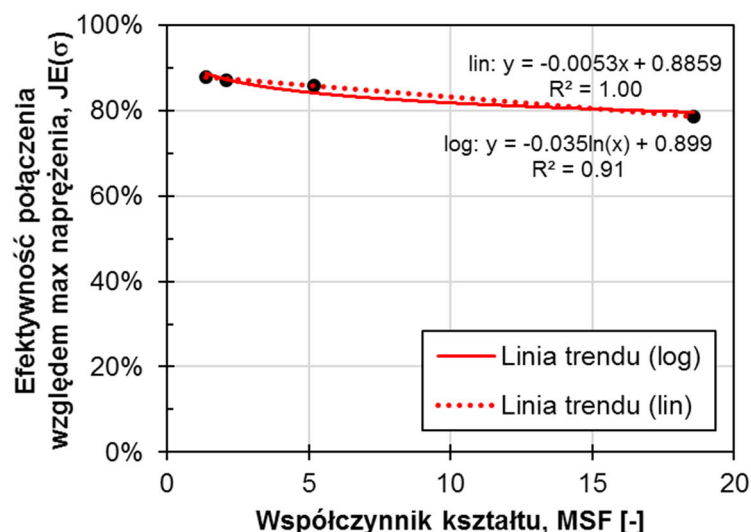
Inaczej przedstawiała się sytuacja elementów po naprawie złączem typu PT. Wraz ze wzrostem MSF wartości CMOD malały, a charakter tej zmiany był wyraźnie nieliniowy (por. linię dopasowania na rys. 4.36 dla CMOD). Widać również istotny wpływ grubości złącza podatnego dla tej samej powierzchni obciążenia na wartość CMOD. Efektywność połączenia rośnie wraz z grubością złącza (por. wyniki dla elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ z polimerem o grubości 10 i 15 mm, MSF odpowiednio: 2.1 i 1.4, gdzie względna różnica CMOD wyniosła 150%).

Efektywność połączenia (naprawy) względem naprężeń maksymalnych, ugięcia i CMOD przedstawiono na rys. 4.37 i 4.38. W odniesieniu do naprężeń maksymalnych zaobserwowano w przybliżeniu liniowy spadek efektywności połączenia wraz ze wzrostem współczynnika kształtu. Zmiana ta oznaczona jako „lin” jest niewielka i maleje w tempie 0.0053/j.m. MSF.

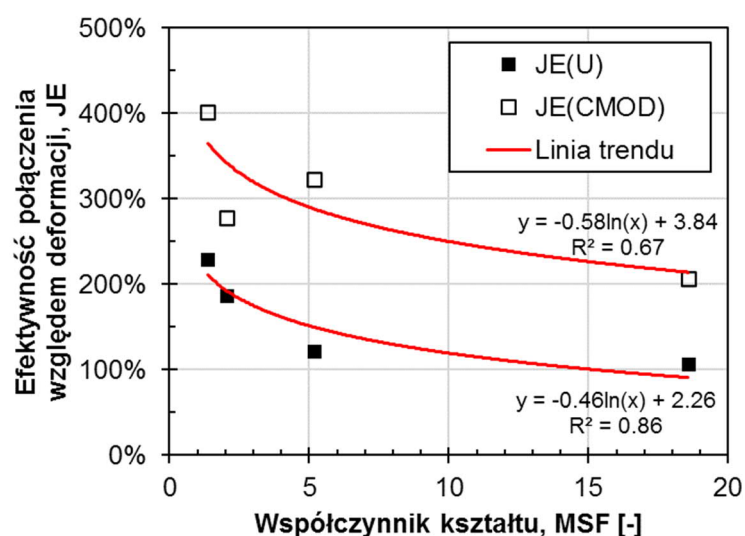
Taka aproksymacja nie wydaje się jednak miarodajna ze względu na stosunkowo niewielki zakres współczynnika kształtu MSF. Wyniki w analizowanym zakresie geometrii można również opisać funkcją logarytmiczną, która dała niewiele mniejszą zgodność niż funkcja liniowa (współczynnik determinacji R^2 wyniósł odpowiednio dla „log” = 0.91 i „lin” = 1.0, por. oznaczenia na rys. 4.37). Potwierdzenie nieliniowego charakteru zależności $JE(\sigma)$ -MSF zostało udokumentowane zarówno w badaniach dodatkowych (por. pkt. 4.3.5.1) jak i w analizie numerycznej (por. pkt. 5.7.2).

Efektywność połączenia względem parametrów odkształceniowych (ugięcie i CMOD odpowiadające sile maksymalnej) maleje wraz ze wzrostem współczynnika kształtu. Im

większa wartość MSF, tym mniejszy wpływ geometrii złącza. Charakter tej zmiany był wyraźnie nieliniowy, co aproksymowano funkcją logarytmiczną (por. rys. 4.38).



Rys. 4.37 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

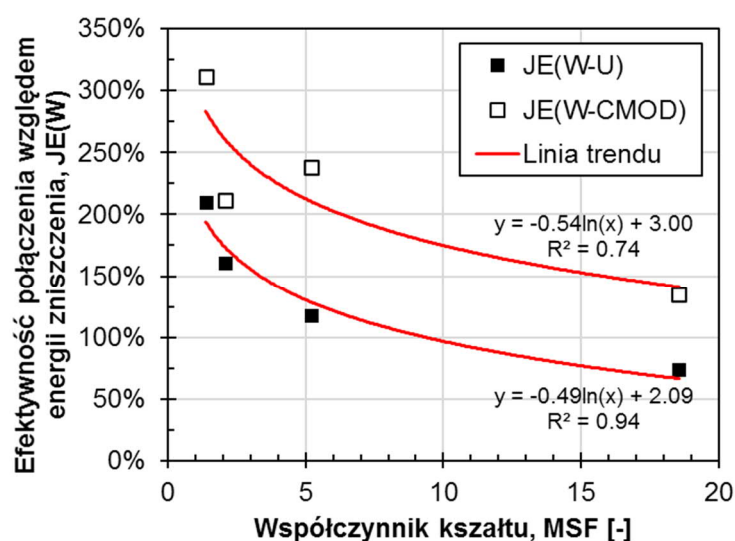


Rys. 4.38 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Podobnie jak przy połączeniu pierwotnym (por. pkt. 4.3.3.1) jako miarodajne kryterium oceny efektywności połączenia – obok kryterium maksymalnych naprężeń – przyjęto kryterium uogólnionego jako ilości energii zniszczenia w funkcji odkształceń (tj. ugięcia i CMOD). Kryterium to w ocenie autora niniejszej pracy – jak opisano to wcześniej – jest bardziej miarodajne do oceny efektywności połączenia od kryterium odkształceń ze względu na znaczącą różnicę odkształcalności materiału betonu i polimeru.

Na rysunku 4.39 przedstawiono efektywność naprawy w funkcji ilości energii zniszczenia nagromadzonej przez złącze podatne na kierunku ugięcia i CMOD. Zdolność złącza podatnego do pochłonięcia energii była zazwyczaj dla obu miar wyższa niż próbki betonowej przed naprawą. Wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF wpływ geometrii na efektywność połączenia względem energii zniszczenia w funkcji ugięcia malał. Najniższą wartość $JE(W-U) = 74\%$ osiągnięto dla próbek o $MSF = 18.6$ ($b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}^2$). Było to spowodowane specyficzną geometrią próbki, która była typowa dla elementu belka-ściana (ang. *deep beam*, por. pkt. 5.3.1 w (EN 1992-1-1, 2004)). Próbki te pracowały w stanie tarczowym, gdzie odkształcenia po wysokości elementu były nieliniowe i dodatkowo występowały – oprócz sił powstałych na skutek czystego zginania – siły ścinające.

Zwiększenie grubości złącza typu PT z 10 mm do 15 mm wpłynęło na zwiększenie energii zniszczenia złącza i w rezultacie spowodowało wzrost efektywności naprawy: +100% dla energii zniszczenia na kierunku CMOD i +49% dla energii zniszczenia na ugięciu względem złącza o grubości 10 mm. Szczegółowe wyniki energii zniszczenia dla poszczególnych serii próbek zarówno przed, jak i po naprawie, zestawiono w tab. 4.9.



Rys. 4.39 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji energii zniszczenia na kierunku ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Tabela 4.9. Zestawienie efektywności połączenia (naprawy) złączem podatnym typu PT w teście na czteropunktowe zginanie

Element	MSF [-]	Energia zniszczenia w funkcji ugięcia [N/mm]			Energia zniszczenia w funkcji CMOD [N/mm]		
		Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B100x100_PT15 – A V	1.37	0.364	0.765	210%	0.193	0.602	312%
C1_B100x100_PT10 – A V	2.06	0.349	0.562	161%	0.193	0.408	211%
C1_B200x100_PT10 – A V	5.19	0.700	0.823	118%	0.158	0.375	238%
C1_B100x200_PT10 – A V	18.6	0.791	0.586	74%	0.224	0.303	135%

Uwagi: MSF – zmodyfikowany współczynnik kształtu

JE – efektywność połączenia

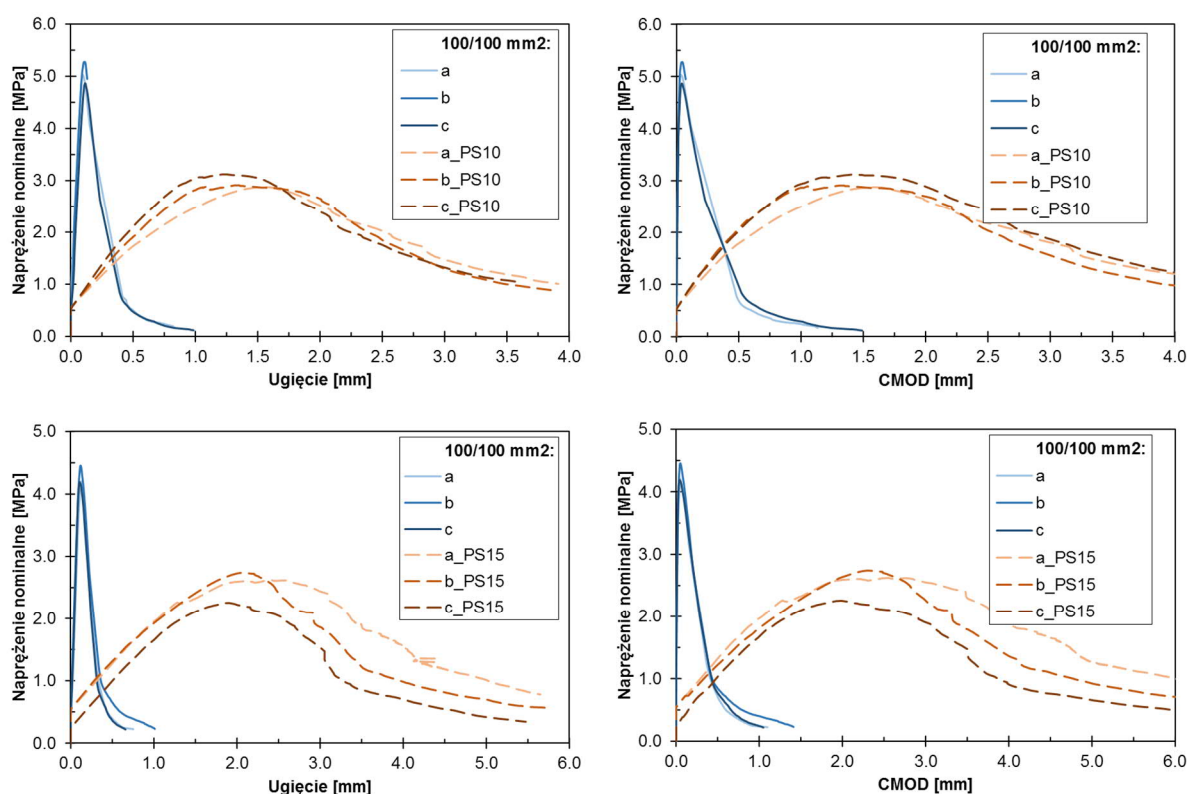
4.3.3.3 Połączenie wtórne – naprawa polimerem PS

Poza przebadaniem złącza podanego typu PT przebadano dodatkowo złącze podatne typu PS. Podstawowa różnica pomiędzy tymi dwoma złączami polega na wykorzystaniu innego materiału, który je buduje. Polimer PS – w odróżnieniu od polimeru PT – ma niższą wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie niż beton, która wynosi dla polimeru PS odpowiednio $f_{c,PS} = 12.1$ MPa oraz $f_{t,PS} = 2.9$ MPa (por. tab. 3.2). Jednocześnie polimer ten posiada zdolność do znacznych deformacji (ok. 30%), istotnie większych niż polimer PT (Kwiecień, 2012; Sika, 2014a; Zajac, 2018). Więcej informacji zawarto w pkt. 3.2.2. Poniższe wyniki badań obejmują badania złącza podatnego o przekroju poprzecznym $b \times h = 100 \times 100$ mm² i grubości złącza $t = 10$ mm oraz 15 mm.

Zależność naprężenie – odkształcenie

Przebieg badania czteropunktowego zginania złącza podatnego typu PS przedstawiono na rys. 4.40 dla dwóch funkcji: (1) naprężenie – ugięcie oraz (2) naprężenie – rozwarcie karbu (CMOD). Zachowanie się próbek betonowych przed naprawą pod narastającym obciążeniem było tożsame z zachowaniem próbek opisanych w punkcie dotyczącym złącza podatnego typu PT (por. pkt. 4.3.3.2) – nie zaobserwowano tutaj odmiennego charakteru pracy elementów betonowych.

Średnia wytrzymałość betonu na zginanie próbek przed naprawą wyniosła $f_{ct,fl} = 5.06$ MPa (CV = 4.1%; seria przeznaczona do naprawy złączem podatnym o grubości 10 mm) oraz $f_{ct,fl} = 4.28$ MPa (CV = 3.5%; seria do naprawy złączem podatnym o grubości 15 mm). Średnie ugięcie w momencie zniszczenia próbek sklejonych polimerem PS o grubości 10 i 15 mm wynosiły odpowiednio 0.107 mm (CV = 12%) oraz 0.116 mm (CV = 7.0%). Średnie wartości CMOD przy zniszczeniu wyniosły odpowiednio CMOD = 0.041 mm (CV = 16%) oraz CMOD = 0.048 mm (CV = 10%). Szczegółowe wyniki zestawiono w tab. 4.10.



Rys. 4.40. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100$ mm² przed i po naprawie polimerem PS o grubości 10 mm i 15 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu

Analizując zachowanie się próbek betonowych po naprawie polimerem PS zaobserwowano znaczną redukcję globalnej sztywności giętnej elementów zarówno w pierwszej fazie obciążenia (faza przedkrytyczna), jak i w fazie pokrytycznej. Było to związane ze stosunkowo niskim modułem sprężystości polimeru PS względem betonu (por. właściwości mechaniczne polimeru PS w pkt. 3.2.2, gdzie $E_c/E_{PS} > 1500$).

W elementach naprawionych polimerem PS zaobserwowano po osiągnięciu ok. 90% siły maksymalnej formowanie się fazy przejściowej związanej z powstawaniem nowych uszkodzeń w złączu podatnym (tzn. w polimerze PS). Faza ta była wyraźnie dłuższa od fazy zarejestrowanej w próbkach betonowych przed naprawą (różnica długości tej fazy

w funkcji ugięcia jak i CMOD była ponad 10-krotna). Następnie po przekroczeniu siły niszczącej następowało zniszczenie materiału polimeru PS. Zniszczenie przebiegało stosunkowo łagodnie i w porównaniu do próbki betonowej przed naprawą jak i próbki naprawionej polimerem PT, nie miało gwałtownego charakteru.

Nośność złącza typu PS była wyraźnie niższa od nośności próbki betonowej przed naprawą. Średnia wytrzymałość przy zginaniu elementów sklejonnych polimerem PS o grubości 10 i 15 mm wynosiła odpowiednio $f_{t,fl} = 2.97$ MPa (CV = 4.4%) oraz 2.54 MPa (CV = 9.9%).

Średnie ugięcie odpowiadające sile maksymalnej wyniosło dla złącza o grubości 10 i 15 mm odpowiednio: $f = 1.37$ mm (CV = 10.8%) oraz 2.13 mm (CV = 12.2%). Natomiast średnia wartość CMOD dla tych grup próbek wyniosła odpowiednio $f_{t,fl} = 1.45$ mm (CV = 7.9%) i 2.28 mm (CV = 12.2%). Szczegółowe wyniki badań zestawiono w tablicy 4.10.

Po osiągnięciu siły niszczącej następowała faza osłabienia. Zakres tej fazy był istotnie większy niż próbek betonowych przed naprawą, a intensywność spadku siły mniejsza. W odróżnieniu do złącza typu PT nie zaobserwowano tutaj wyraźnej zdolności do przenoszenia obciążenia w fazie pokrytycznej.

Tabela 4.10. Czteropunktowe zginanie beleczek betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PS

Element	Napężenie maksymalne [MPa]			Ugięcie dla F_{max} [mm]			CMOD dla F_{max} [mm]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B100x100_PS10 – A V (CV)	5.06 (4.1%)	2.97 (4.4%)	59%	0.107 (12%)	1.374 (11%)	1289%	0.041 (16%)	1.445 (7.9%)	3491%
C1_B100x100_PS15 – A V (CV)	4.28 (3.5%)	2.54 (9.9%)	59%	0.116 (7.0%)	2.126 (12.2%)	1839%	0.048 (10%)	2.282 (12.2%)	4735%

Uwagi: JE – efektywność połączenia

Tabela 4.11. Zestawienie efektywności połączenia (naprawy) złączem podatnym typu PS w teście na czteropunktowe zginanie

Element	MSF [-]	Energia zniszczenia w funkcji ugięcia [N/mm]			Energia zniszczenia w funkcji CMOD [N/mm]		
		Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B100x100_PS15 – A V	1.37	0.295	3.78	1280%	0.157	4.13	2641%
C1_B100x100_PS10 – A V	2.06	0.329	2.89	878%	0.158	3.14	1983%

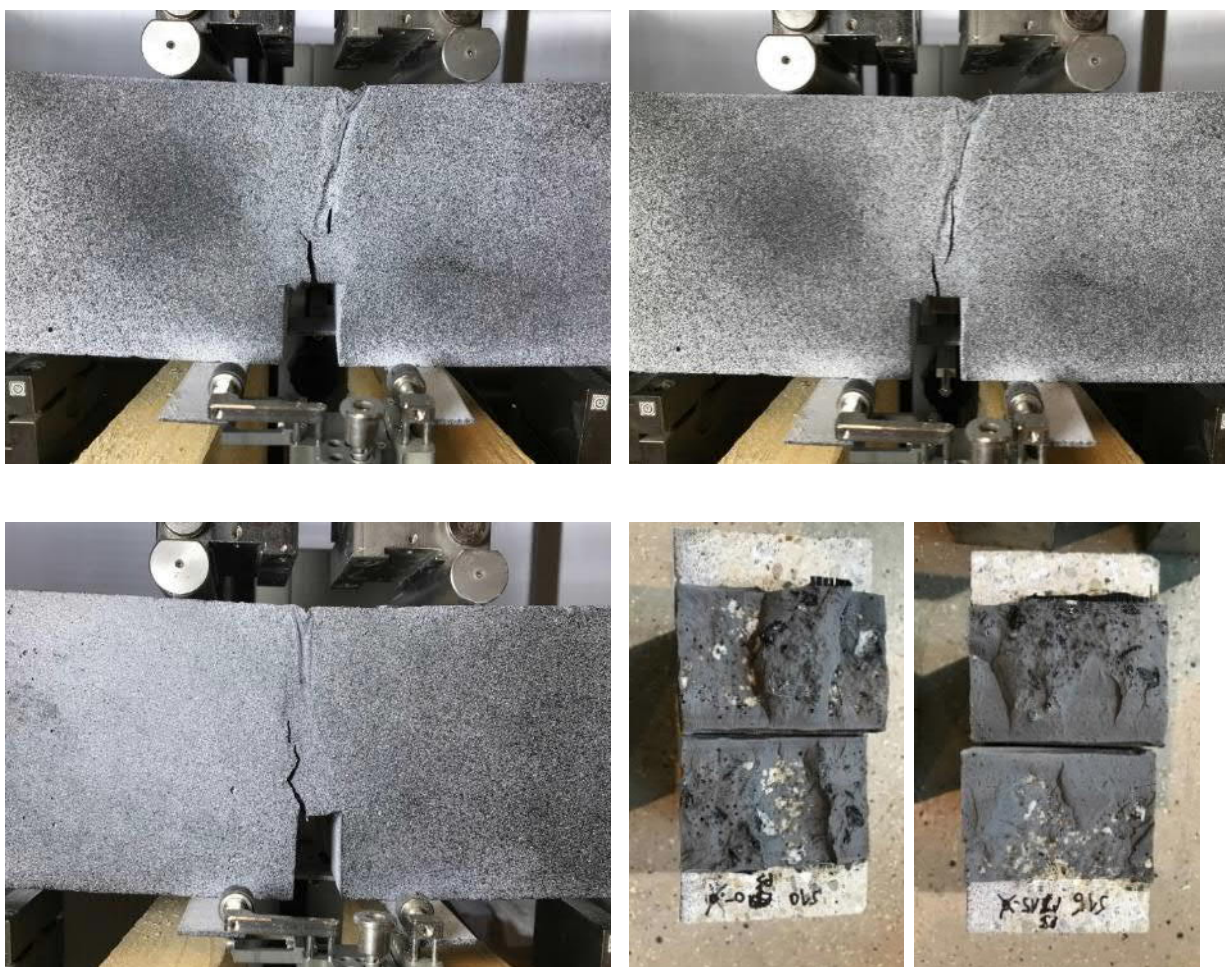
Uwagi: MSF – zmodyfikowany współczynnik kształtu

JE – efektywność połączenia

Postać zniszczenia

Charakter zniszczenia próbek betonowych przed naprawą był jednakowy dla wszystkich próbek. Zniszczenie w karbie przebiegało przez materiał polimeru (por. pkt. 4.3.3.2).

Z kolei mechanizm zniszczenia złącza typu PS nie był tak gwałtowny jak w przypadku złącza typu PT. Podczas badania zaobserwowano rozwój uszkodzenia złącza w strefie rozciąganej w postaci nieciągłości materiału polimeru i powstawanie kolejnych uszkodzeń w polimerze (rys. 4.41). Warty odnotowania był fakt, że początkowe uszkodzenie rozwijało się kilka centymetrów powyżej karbu, po czym następowało jego zatrzymanie i pojawiało się kolejne, osobne uszkodzenie zapoczątkowane na wysokości końca poprzedniego uszkodzenia (por. rys. 4.41). Uszkodzenia te nie miały widocznego połączenia. Podczas badania nie zaobserwowano uszkodzeń polimeru jak i betonu w strefie ściskanej.

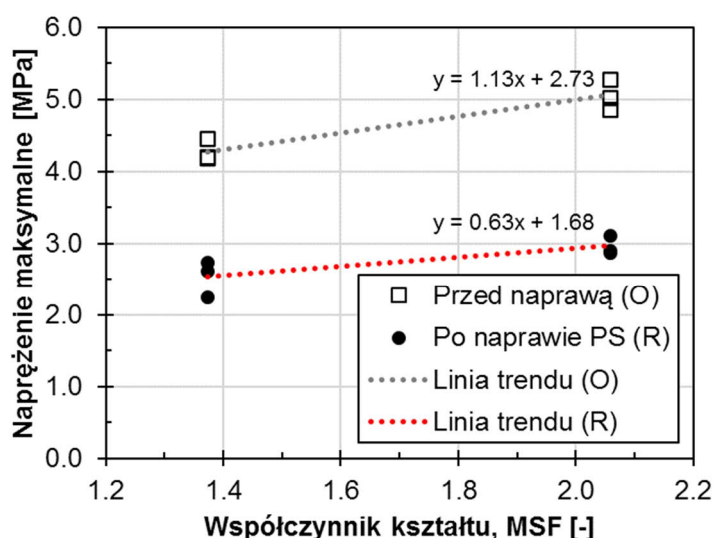


Rys. 4.41. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PS w czteropunktowym zginaniu – obraz przebiegu rysy oraz widok powierzchni uszkodzenia

Efektywność połączenia złączem podatnym

Na rys. 4.42 przedstawiono zależność nośności próbek po naprawie złączem typu PS w funkcji naprężeń w odniesieniu do zmodyfikowanego współczynnika kształtu. Elementy przed i po naprawie złączem podatnym mają – w przebadanym zakresie – podobny przebieg funkcji σ -MSF. Stwierdzono nieznaczny wpływ grubości złącza PS na jego nośność. Efektywność połączenia (naprawy) złącza wynosiła 59% zarówno na złącza o grubości 10 jak i 15 mm.

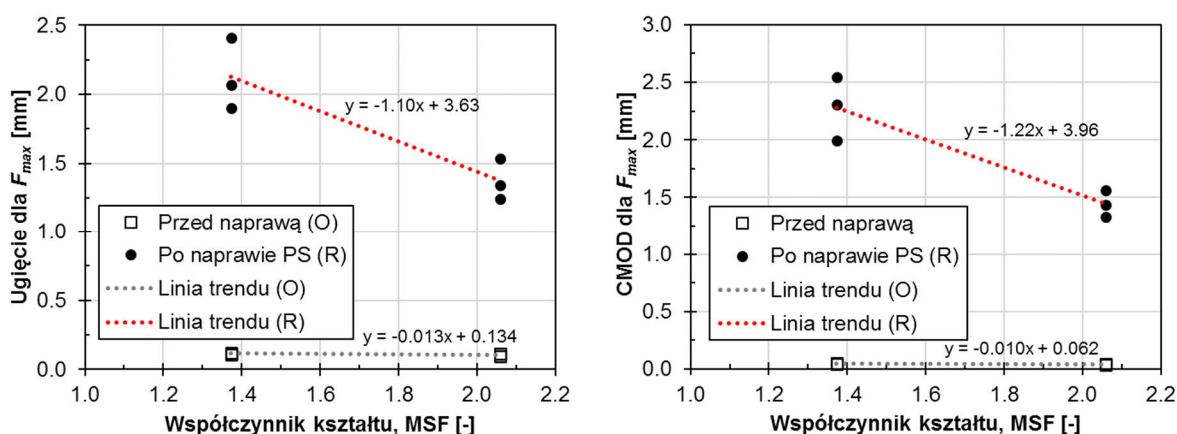
Z racji ograniczonej zmienności geometrii złącza (dwie grubości złącza: 10 i 15 mm) nie stwierdzono jednoznacznie charakteru funkcji σ -MSF przedstawionej na rys. 4.42. Wyniki aproksymowano tutaj za pomocą linii prostej i należy traktować je jako poglądowe. Prezentowane w niniejszej pracy wyniki złącza podatnego typu PS przeprowadzono jedynie w celu rozpoznania tematu i należy uznać je za wstępne jako przyczynek do przyszłych, bardziej szczegółowych badań.



Rys. 4.42. Nośność złącza podatnego typu PS w funkcji naprężeń i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Analizując elementy po naprawie złączem podatnym typu PS stwierdzono wyraźną zależność pomiędzy współczynnikiem kształtu MSF a odkształcalnością złącza w funkcji ugięcia i rozwarcia karbu (CMOD). Grubość złącza miała istotny wpływ na wartości ugięcia i CMOD odpowiadające sile maksymalnej (por. rys. 4.43). Wraz ze wzrostem grubości złącza układ wykazywał mniejszą sztywność globalną, co skutkowało wyższymi wartościami ugięcia i CMOD. Przykładowo ugięcia elementu po naprawie były 13÷18-krotnie większe niż wartości odpowiadające elementom betonowym przed naprawą; w przypadku CMOD różnice były jeszcze większe, tj. 35-47-krótności (por. tab. 4.10).

Podobnie jak w przypadku naprężenia maksymalnego, z racji ograniczonej liczby elementów, nie stwierdzono charakteru funkcji ugięcie – MSF oraz CMOD – MSF. Wyniki aproksymowano tutaj za pomocą linii prostej i należy traktować to przybliżenie jako poglądowe. Szczegółowe wyniki naprężeń i odkształceń zestawiono w tab. 4.10.

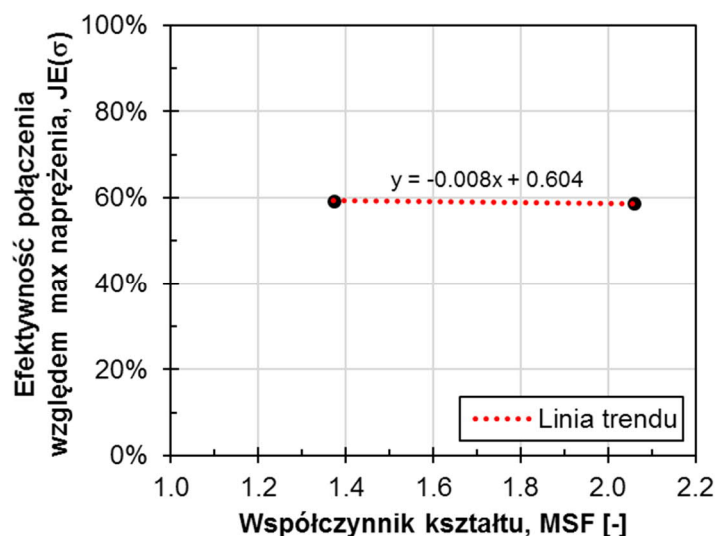


Rys. 4.43. Odształcalność złącza podatnego typu ST w funkcji ugięcia i CMOD w odniesieniu do zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

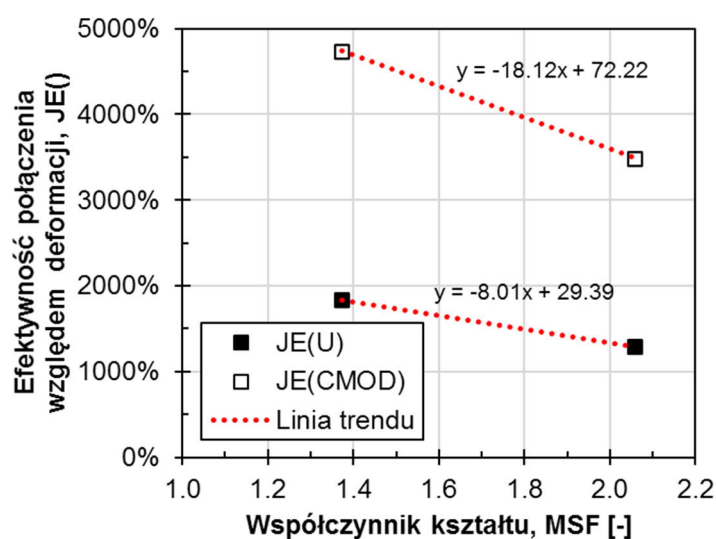
Efektywność naprawy w funkcji maksymalnych naprężeń i deformacji (ugięcie i CMOD) dla wartości uśrednionych przedstawiono na rys. 4.44 i 4.45. W przypadku naprężeń maksymalnych nie stwierdzono – jak wspomniano wyżej – istotnego wpływu grubości złącza typu PS na efektywność naprawy w funkcji tych naprężeń. Efektywność naprawy dla dwóch grubości złącza 10 i 15 mm była jednakowa i wynosiła $JE(\sigma) = 59\%$.

W przeciwieństwie do efektywności naprawy względem naprężeń, stwierdzono istotny wpływ grubości złącza na efektywność naprawy względem deformacji. Efektywność naprawy względem ugięcia jak i CMOD malało wraz ze spadkiem grubości złącza (tzn. wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF). Parametr efektywności dla ugięcia $JE(U)$ wynosił w przybliżeniu 1300% oraz 1800% odpowiednio dla złącza o grubości 10 i 15 mm; z kolei $JE(CMOD) = 3500\%$ i 4700% . Była to znacząca różnica względem odkształcalności pierwotnej próbki betonowej przed naprawą. Tak znaczna ilość energii nagromadzonej przez złącze typu PS związana była z wysoką odkształcalnością polimeru PS budującego złącze.

Tempo zmiany efektywności naprawy w funkcji ugięcia $JE(U)$ wynosiło w przybliżeniu 800%/jednostkę miary MSF (dalej jako j.m. MSF); natomiast tempo zmiany $JE(CMOD)$ ok. 1800%/j.m. MSF. Raz jeszcze zaznaczyć tutaj należy, że z racji ograniczonej liczby przebadanych zmiennych (dwie grubości złącza), ocena wpływu grubości złącza nie pozwoliła na jednoznaczne rozstrzygnięcie charakteru tej zmiany. Wyniki zarówno dla $JE(\sigma)$, $JE(U)$ oraz $JE(CMOD)$ aproksymowano za pomocą linii prostej i należy traktować to przybliżenie jako wstępne i przyczynek do przyszłych, bardziej szczegółowych badań.



Rys. 4.44 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

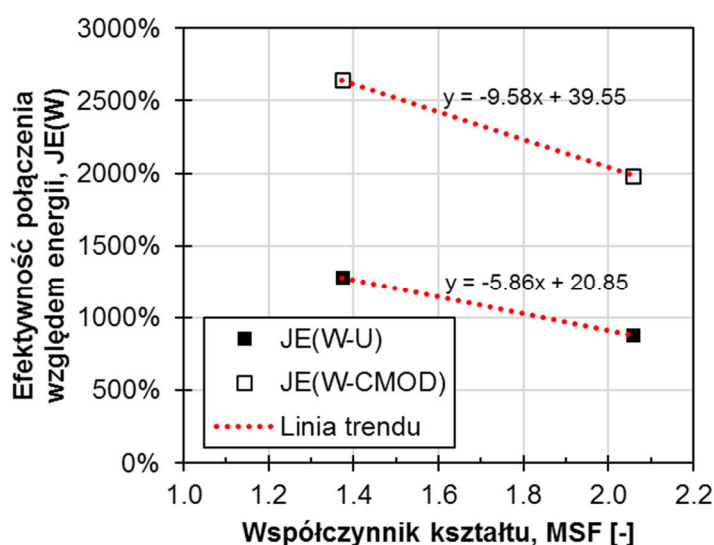


Rys. 4.45 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Kolejnym kryterium oceny efektywności naprawy złączem podatnym była energia zniszczenia w funkcji odkształceń (ugięcie i CMOD). Jak zaznaczono wcześniej, kryterium to jest zdaniem autora bardziej miarodajne do oceny efektywności naprawy niż kryterium odkształceń ze względu na istotną różnicę odkształcalności materiałów betonu i polimeru PS. Takie podejście ma na celu zwiększenie niezawodności złącza podatnego przez „surowszą” ocenę efektywności połączenia.

Efektywność naprawy w funkcji energii zniszczenia nagromadzonej w złączu podatnym w funkcji ugięcia i CMOD przedstawiono na rysunku 4.46. Zdolność złącza podatnego do pochłonięcia energii była dla obu miar wyraźnie wyższa niż próbki betonowej przed naprawą. Efektywność naprawy w funkcji energii zniszczenia dla ugięcia wyniosła odpowiednio dla złącza o grubości 10 i 15 mm $JE(W-U) = \text{ok. } 900\%$ i 1300% ; natomiast efektywność naprawy w funkcji energii dla CMOD odpowiednio 2000% i 2600% . Oznacza to, że wraz ze wzrostem współczynnika kształtu (tutaj rozumiane jako spadek grubości złącza) efektywność połączenia względem energii zniszczenia wykonanej na ugięciu i CMOD malała. Tempo tej zmiany względem ugięcia $JE(W-U)$ wynosiło w przybliżeniu $590\%/j.m. \text{ MSF}$; natomiast tempo zmiany $JE(W-CMOD)$ wynosiło ok. $960\%/j.m. \text{ MSF}$. Szczegółowe wyniki efektywności naprawy w funkcji energii zniszczenia zestawiono w tab. 4.11.

Ponownie należy konsekwentnie zaznaczyć, że z racji przebadania jedynie dwóch grubości złącza, wpływ grubości złącza na efektywność naprawy nie był jednoznaczny do rozstrzygnięcia. Wyniki zarówno $JE(W)$ aproksymowano za pomocą linii prostej i należy traktować to przybliżenie jako poglądowe.



Rys. 4.46 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji energii zniszczenia na kierunku ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

4.3.4 Jednoosiowe rozciąganie – połączenie wtórne

Badania przeprowadzono na połączeniu wtórnym (naprawa) w konfiguracji przedstawionej poniżej. Zakres badań, stanowisko badawcze i metody pomiarowe omówiono szczegółowo w pkt. 4.2.

Geometria złącza podatnego $b \times h$:

- $80 \times 80 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm,
- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PT gr. 10 mm oraz
- $100 \times 100 \text{ mm}^2$, polimer PS gr. 10 mm.

Oznaczenie próbek przyjęto jak poniżej:

- C1_T80x80_PT10
- C1_T100x100_PT10
- C1_T100x100_PS10

Ilekoć mowa jest w niniejszej pracy o odkształceniu, chodzi tutaj – o ile tego nie zaznaczono w tekście – o jego uogólnione pojęcie w odniesieniu do wydłużenia lub rozwartości nacięcia (CMOD), a nie jego bezwymiarowej wartości ε . Takie uproszczenie semantyczne przyjęto na potrzeby niniejszej pracy w celu ułatwienia opisu i interpretacji wyników przedstawionych badań.

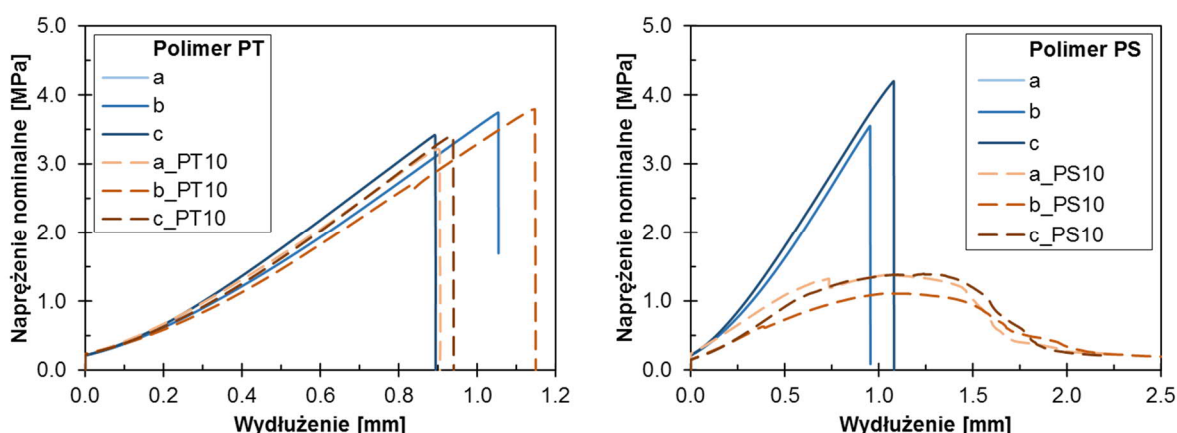
Zależność naprężenie – odkształcenie

Na rysunku 4.47 przedstawiono przebieg badania na rozciąganie dla złącza podatnego typu PT oraz PS o przekroju $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$. Średnia wytrzymałość na rozciąganie próbek betonowych przed naprawą wyniosła $f_{ctm} = 3.58 \text{ MPa}$ (CV = 6.4%) oraz $f_{ctm} = 3.87 \text{ MPa}$ (CV = 12%) odpowiednio dla grupy przeznaczanej do sklejenia polimerem PT i PS.

Analizując elementy naprawione złączem podatnym typu PT uzyskano średnią wytrzymałość na rozciąganie zbliżoną do próbek przed naprawą, tj. 3.47 MPa (CV = 8.4%). Uśredniona efektywność połączenia wynosiła w tym przypadku $JE(\sigma) = 97\%$. Warto tutaj podkreślić fakt, że ponad połowa próbek naprawionych polimerem PT osiągnęła efektywność połączenia na poziomie $JE(\sigma) = 100\%$ i wyżej. W tym przypadku zaobserwowano, że elementy połączone złączem podatnym miały wyższą nośność niż elementy betonowe przed zniszczeniem. Podobną tendencję odnotowano w badaniach uzupełniających dla złącza podatnego typu PT o geometrii $80 \times 80 \text{ mm}^2$, gdzie średnia efektywność połączenia w funkcji naprężeń wynosiła $JE(\sigma) = 101\%$. Szczegółowe wyniki zestawiono w tab. 4.12.

Zależność naprężenie – wydłużenie (σ - ΔL) zarówno dla elementów betonowych przed, jak i po naprawie, wykazywały podobną odpowiedź na obciążenie. Sztywność złącza podatnego typu PT była praktycznie jednakowa jak sztywność elementu betonowego przed naprawą.

W przypadku tego typu złącza nie zarejestrowano fazy pokrytycznej. Powodem była niedostateczna dokładność czujników indukcyjnych WA. Mimo technicznego ograniczenia uzyskane wyniki pozwalają na jakościową ocenę naprężeń jak i wydłużenia elementów



Rys. 4.47. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem typu PT (po lewej) i PS (po prawej) o grubości 10 mm w funkcji naprężenie – wydłużenie w teście jednoosiowego rozciągania

Analizując złącze typu PS stwierdzono wyraźnie niższą nośność (tutaj w odniesieniu do naprężeń) w porównaniu z elementem betonowym przed naprawą. Miało to bezpośrednio związek z niską wytrzymałością samego polimeru PS (por. rozdz. 3.2.2). Średnie nominalne naprężenie rozciągające przenoszone przez złącze typu PS wynosiło 1.30 MPa ($CV = 12\%$), co stanowiło zaledwie $JE(\sigma) = 34\%$ wytrzymałości elementu przed naprawą. Szczegółowe wyniki zestawiono w tab. 4.12.

Przebieg funkcji naprężenie – wydłużenie ($\sigma-\Delta L$) przedstawionej na rys. 4.47 dla złącza podatnego typu PS był wyraźnie odmienny od przebiegu $\sigma-\Delta L$ dla elementu betonowego przed naprawą. Stwierdzono wyraźnie wyższą podatność złącza podatnego typu PS. Dla naprężenia na poziomie 1.0 MPa (tj. 77% obciążenia niszczącego) wydłużenie złącza wyniosło ok. 0.6 mm, podczas gdy średnie wydłużenie próbek betonowych wynosiło ok. 0.3 mm. Dla wyższych poziomów naprężenia różnica ta była jeszcze większa.

W przypadku złącza typu PS zarejestrowano pełny zakres rozwoju uszkodzenia: od fazy przedkrytycznej aż po fazę pokrytyczną (rys. 4.47). Pomiędzy obiema fazami wyróżniono również wyraźną fazę przejściową. W tym obszarze zaobserwowano przyrost odkształceń bez istotnego przyrostu naprężenia.

Tabela 4.12. Jednoosiowe rozciąganie elementów betonowych sklejonych złączem podatnym typu PT i PS

Element	Napężenie maksymalne [MPa]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_T80x80_PT10* – A V (CV)	3.19 (8.0%)	3.20 (7.6%)	101%
C1_T100x100_PT10 – A V (CV)	3.58 (6.4%)	3.47 (8.4%)	97%
C1_T100x100_PS10 – A V (CV)	3.87 (12%)	1.30 (12%)	34%

Uwagi: JE – efektywność połączenia

* wyniki badań uzupełniających przeprowadzonych w 12.2017 r.

Postać zniszczenia

Na rys. 4.48 i 4.49 przedstawiono postaci zniszczenia dla próbek przed i po naprawie polimerem typu PT i PS. Zniszczenie próbki betonowej przed sklejeniem złączem podatnym przebiegało dokładnie w linii nacięcia zarówno przez kruszywo jak i matrycę cementową. Próbki połączone polimerem PT niszczyły się gwałtownie na skutek uszkodzenia betonu w okolicy złącza. Uszkodzenie to było zlokalizowane ok. 1-3 mm od krawędzi złącza (rys. 4.49). Natomiast zniszczenie złącza podatnego typu PS miało charakter mniej gwałtowny, a rozwój uszkodzenia można było śledzić gołym okiem. Zniszczenie złącza przebiegało przez materiał polimeru PS (rys. 4.49).



Rys. 4.48. Obraz zniszczenia próbek betonowych przed naprawą (po lewej) i po naprawie złączem podatnym typu PT (w środku) i PS (po prawej) – jednoosiowe rozciąganie

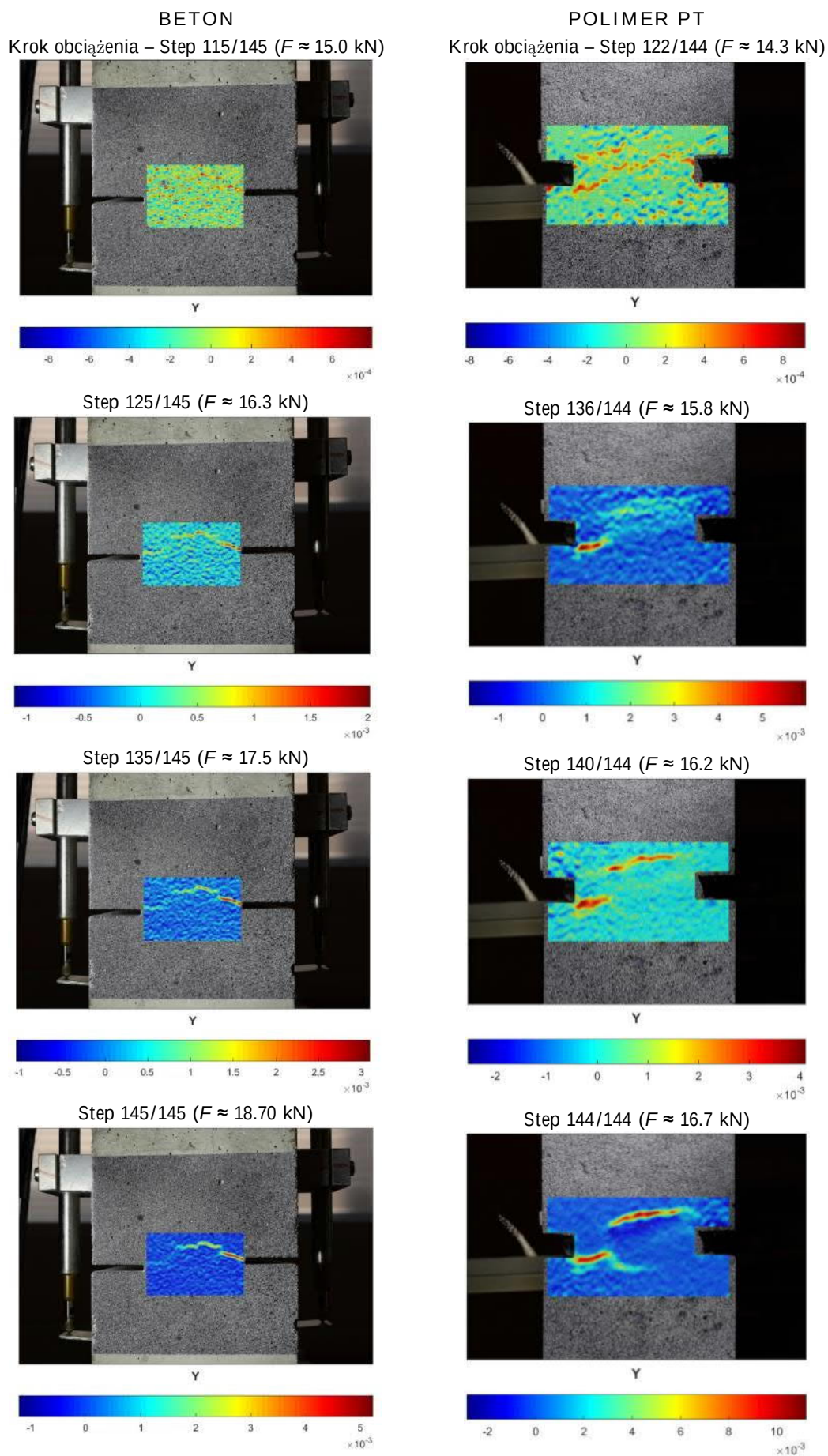


Rys. 4.49. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT (na górze) i PS (na dole) w jednoosiowym rozciąganiu – widok powierzchni uszkodzenia

Digital Image Correlation (DIC)

Na podstawie pomiarów DIC opracowano mapy odkształceń powierzchni złącza podatnego. Przykładowe mapy odkształceń składowej ε_y (pionowej) przedstawiono na rys. 4.50. Analizując element betonowy przed naprawą zarejestrowano w kroku obciążenia 115/145 ($F \approx 15.0$ kN) pojawienie się pierwszego zauważalnego uszkodzenia. Mimo, że próbka została obciążona osiowo, wpływ niejednorodności materiałowej betonu był na tyle istotny, że decydował o powstaniu pierwszych mikrouszkodzeń po jednej ze stron nacięcia.

Pierwsze uszkodzenia betonu zarejestrowano za pomocą DIC po lewej stronie karbu na poziomie odkształceń $\varepsilon_y = 0.7\text{‰}$ dla obciążenia ok. 15.0 kN (por. rys. 4.50, krok obciążenia 115/145). Odpowiadało to średniemu nominalnemu naprężeniu w betonie na poziomie $\sigma_c = 3.01$ MPa ($= 80\% f_{ct}$). W kolejnych krokach obciążenia powstałe uszkodzenie po prawej stronie rozwijało się w głąb próbki aż zasięg uszkodzenia obejmował całą szerokość próbki i nastąpiło zniszczenie. Maksymalne odkształcenie w chwili zniszczenia próbki wynosiło $\varepsilon_y = \text{ok. } 5.0\text{‰}$, a siła niszcząca $F_{max} = 18.7$ kN (krok obciążenia 145/145), co odpowiadało naprężeniu rozciągającemu na poziomie $f_{ct} = 3.74$ MPa. Zbliżone wartości uzyskano dla pozostałych próbek betonowych.



Rys. 4.50. Mapy odkształceń składowej ε_y (pionowej) w teście na rozciąganie elementu betonowego (po lewej) i po naprawie złączem podatnym typu PT (po prawej)

Pierwsze uszkodzenia elementu sklejonego złączem typu PT zarejestrowano za pomocą DIC po lewej stronie złącza dla obciążenia równemu $F \approx 14.3$ kN (krok obciążenia 122/144 na rys. 4.50), co odpowiadało maksymalnym odkształceniom pionowym $\varepsilon_y = \text{ok. } 0.85\%$. Zarejestrowane odkształcenia były związane z uaktywnieniem się powstałych wcześniej uszkodzeń w próbce przed sklejeniem polimerem. W miarę narastającego obciążenia zarejestrowane uszkodzenie rozwijało się w głąb próbki do poziomu odkształceń $\varepsilon_y \approx 6.0\%$ ($F \approx 15.8$ kN, krok obciążenia 136/144). W kolejnych krokach obciążenia pojawiało się nowe uszkodzenie, zlokalizowane po przeciwnej stronie, które stało się dominujące. Natomiast pierwotna strefa uszkodzenia po lewej stronie złącza została odciążona i odkształcenia w tym miejscu zmalały z 6‰ do 4‰ (por. kroki obciążenia 136/144 i 140/144). Ostatecznie doszło do zniszczenia elementu w okolicy złącza podatnego po prawej stronie na poziomie odkształceń $\varepsilon_y = \text{ok. } 10\%$, co odpowiadało sile $F_{\max} = 16.7$ kN (krok obciążenia 144/144). Średnie niszczące naprężenie rozciągające próbki po naprawie wyniosło $\sigma_{\max} = 3.79$ MPa. Zbliżone wartości uzyskano dla pozostałych próbek betonowych.

4.3.5 Badania dodatkowe

W celu rozszerzenia zakresu badań złącza podatnego typu PT przebadano dodatkowo inne konfiguracje próbek dla czteropunktowego zginania. W tym celu wykonano badania o następującym zakresie:

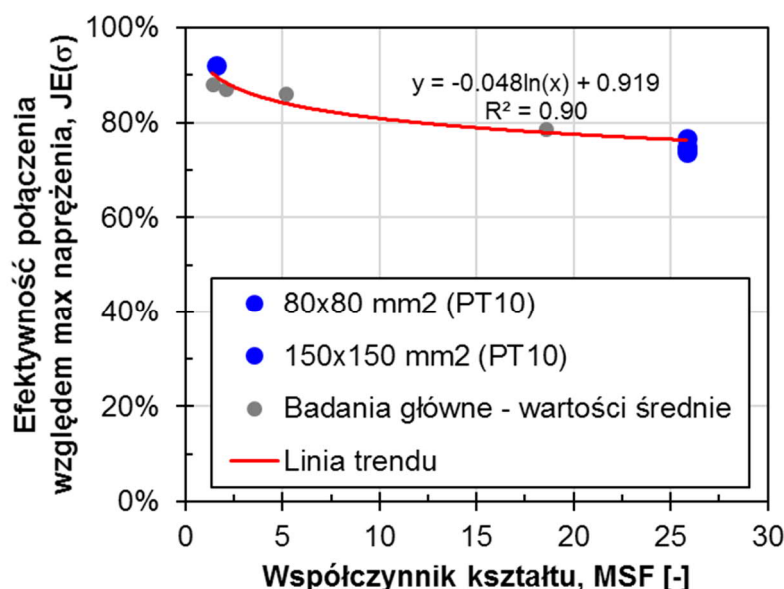
- dwie dodatkowe geometrie próbek o przekroju: $b \times h = 80 \times 80$ mm² oraz 150×150 mm²,
- wpływ dojrzewania polimeru PT (efektywność połączenia złącza podatnego po 1 i 28 dniach od naprawy),
- wpływ warstwy gruntującej na efektywność pracy złącza.

4.3.5.1 Wpływ geometrii na nośność złącza podatnego

W celu weryfikacji wpływu geometrii złącza na jego pracę przeprowadzono badania na dwóch dodatkowych geometriach próbek: (1) $b \times h \times L_{\text{eff}} = 80 \times 80 \times 200$ mm³ oraz (2) $150 \times 150 \times 450$ mm³. Próbki poddane zostały czteropunktowemu zginaniu, gdzie elementy z grupy (1) zostały nacięte na dolnej krawędzi na głębokość $a = \text{ok. } 8$ mm, a próbki z grupy (2) nie posiadały nacięcia. Pozostałe parametry pozostały bez zmian jak dla elementów przebadanych w czteropunktowym zginaniu (por. pkt. 4.2.3).

Na rysunku 4.51 przedstawiono nośność złącza podatnego typu PT w funkcji maksymalne naprężenie – zmodyfikowany współczynnik kształtu (σ -MSF). Dodatkowe

dwie geometrie elementów potwierdziły przedstawioną wcześniej nieliniową zależność wytrzymałości złącza podatnego względem jego geometrii. Należy jednak mieć na uwadze, że lokalizacja zniszczenia elementów $150 \times 150 \text{ mm}^2$ wykonanych bez nacięcia miała charakter losowy. Wyniki szczegółowe przedstawiono w tab. 4.13.



Rys. 4.51. Efektywność połączenia złącza podatnego typu PT w funkcji naprężeń i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Tabela 4.13. Czteropunktowe zginanie elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT

Element	MSF	Naprężenie maksymalne [MPa]		
		Przed naprawą	Po naprawie	JE
C1_B80x80_PT10	1.60	5.17 (-)	4.76 (-)	92%
C1_B150x150_PT10 – A V (C V)	25.8	5.57 (7.7%)	4.16 (8.0%)	75%

Uwagi: MSF – zmodyfikowany współczynnik kształtu

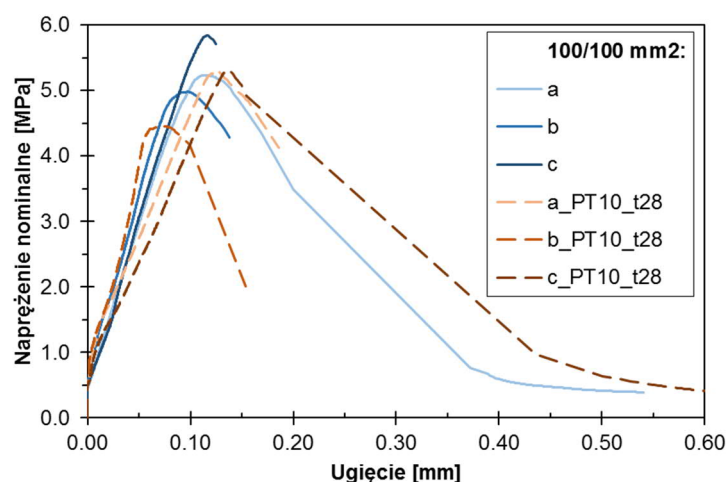
JE – efektywność połączenia

4.3.5.2 Wpływ dojrzewania w czasie złącza podatnego typu PT

Kolejnym parametrem przebadanym pod kątem pracy złącza podatnego typu PT był wpływ dojrzewania polimeru na jego wytrzymałość przy zginaniu. W tym celu naprawiono zniszczone wcześniej 3 próbki betonowe, które zostały ponownie przebadane po 28 dniach od sklejenia. Wykonano tutaj złącze typu PT o grubości 10 mm.

Przebieg badania zarówno dla próbek przed, jak i po naprawie złączem typu PT był podobny do próbek opisanych w pkt. 4.3.3.2, gdzie wyróżniono dwie fazy pracy próbek: przed- i pokrytyczną (rys. 4.52). W odróżnieniu do wcześniejszych wyników dotyczących

badania „młodego” polimeru, badanego po ok. 16 godzinach od sklejenia, stwierdzono wyraźnie większą sztywność złącza badanego po 28 dniach. Dodatkowo sztywność ta była zbliżona do sztywności próbek betonowych przed naprawą (rys. 4.52).



Rys. 4.52. Przebieg badania elementów betonowych $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT 10 mm po 28 dniach od sklejenia w funkcji napężenie – ugięcie (czteropunktowe zginanie)

Efektywność naprawy w funkcji naprężeń była również wyższa niż w przypadku próbek przebadanych po krótszym czasie wiązania i wynosiła $JE(\sigma) = 94\%$ (por. pkt. 4.3.3.2, gdzie $JE(\sigma) = 87\%$ dla „młodego” złącza). Natomiast efektywność naprawy w funkcji ugięcia wynosiła $JE(U) = 118\%$ i była wyraźnie niższa niż w przypadku „młodego” złącza (por. pkt. 4.3.3.2, gdzie $JE(U) = 187\%$). Podobną tendencję zaobserwowano względem energii zniszczenia złącza po 28 dniach: $JE(W-U) = 112\%$, podczas gdy dla „młodego” złącza $JE(W-U) = 161\%$.

Wzrost nośności i sztywności złącza, i z drugiej strony spadek odkształcalności złącza miał związek z dojrzewaniem wiązań łańcuchów polimeru budującego złącze podatne, co zostało opisane w (Kwiecień, 2012). Szczegółowe wyniki zestawiono w tabeli 4.14 i 4.15.

Postać zniszczenia złącza podatnego przebadanego po 28 dniach dojrzewania była podobna do próbek z młodszym polimerem (por. pkt. 4.3.3.2). Zniszczenie następowało nagle i lokalizowało się w betonie w okolicy złącza.

Tabela 4.14. Czteropunktowe zginanie elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT: po 28 dniach i bez warstwy gruntującej

Element	Napężenie maksymalne [MPa]			Ugięcie dla F_{max} [mm]			CMOD dla F_{max} [mm]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C2_B100x100_PT10_28d – AV (CV)	5.35 (8.3%)	5.01 (9.8%)	94%	0.111 (10%)	0.130 (5.3%)	118%	0.044 (5.9%)	0.073 (2.1%)	165%
C1_B100x100_PT10_-P – AV (CV)	5.14 (7.4%)	2.90 (4.2%)	56%	0.123 (11%)	0.310 (13%)	277%	0.055 (9.3%)	0.343 (23%)	619%

Uwagi: JE – efektywność połączenia

Tabela 4.15. Czteropunktowe zginanie elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT: po 28 dniach i bez warstwy gruntującej

Element	Energia zniszczenia w funkcji ugięcia [N/mm]			Energia zniszczenia w funkcji CMOD [N/mm]		
	Przed naprawą	Po naprawie	JE	Przed naprawą	Po naprawie	JE
C2_B100x100_PT10_28d – AV	0.363	0.405	112%	0.177	---	---
C1_B100x100_PT10_-P – AV	0.384	0.630	164%	0.227	0.658	290%

Uwagi: JE – efektywność połączenia

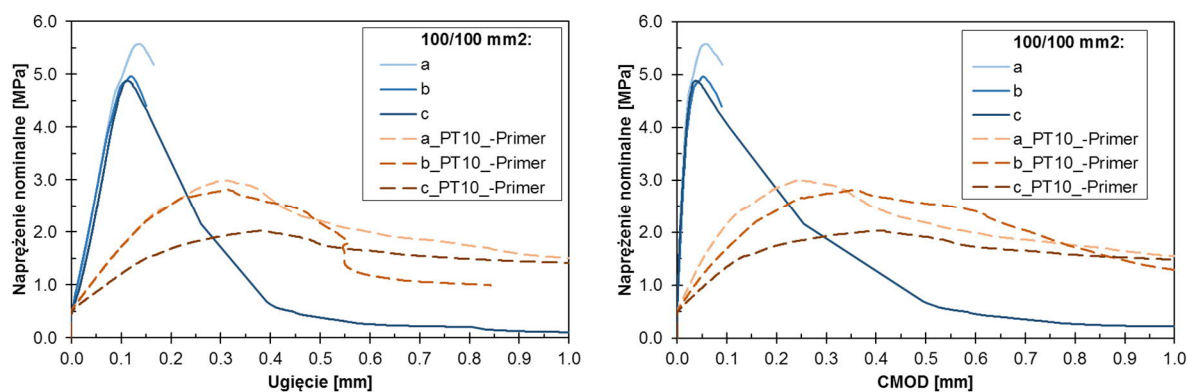
4.3.5.3 Wpływ warstwy gruntującej na pracę złącza podatnego

Wpływ braku warstwy gruntującej (tzw. primera) na nośność zginanego złącza podatnego typu PT o grubości 10 mm przedstawiono na rys. 4.53. Zaobserwowano tutaj wyraźny spadek nośności i sztywności złącza względem próbek przed naprawą. Średnia efektywność naprawy w funkcji naprężeń wyniosła $JE(\sigma) = 56\%$, co też było wynikiem istotnie niższym niż w przypadku próbek naprawionych z użyciem warstwy gruntującej (por. pkt. 4.3.3.2, gdzie $JE(\sigma) = 87\%$). Było to związane z wpływem warstwy gruntującej na siły przyczepności pomiędzy betonem a polimerem i wypełnieniem uszkodzeń w betonie przez primer. Brak warstwy gruntującej prowadził do zniszczenia okolicy złącza przy wyraźnie niższym poziomie naprężeń.

Analizując z kolei wartości ugięcia i CMOD w chwili zniszczenia stwierdzono istotny wzrost odkształcalności złącza. Uśredniona efektywność połączenia (naprawy) w funkcji ugięcia i CMOD wynosiła odpowiednio $JE(U) = 277\%$ oraz $JE(CMOD) = 619\%$. Wartości te są istotnie wyższe niż w przypadku naprawy z użyciem warstwy gruntującej (odpowiednio 187% i 278% – por. pkt. 4.3.3.2).

Złącze podatne bez zastosowania warstwy gruntującej osiągnęło również względnie wysoką efektywność naprawy w funkcji energii zniszczenia. Efektywność w funkcji energii zniszczenia dla ugięcia jak i wartości CMOD wynosiła odpowiednio $JE(W-U) = 164\%$ i $JE(W-CMOD) = 290\%$. Wartości te są bliskie wartościom uzyskanym dla złącza z zastosowaniem warstwy gruntującej ($JE(W-U) = 161\%$ i $JE(W-CMOD) = 211\%$; por. pkt. 4.3.3.2). Szczegółowe wyniki zestawiono w tabelach 4.14 i 4.15.

W tym konkretnym przypadku zaznaczyła się wyraźnie zasadność stosowania kryterium oceny efektywności połączenia złącza podatnego w funkcji energii zniszczenia nagromadzonej w złączu zamiast stosowania kryterium odkształceń. Ujęcie efektywności połączenia w funkcji energii zniszczenia pozwala na uzasadnioną „kompensację” odkształcalności złącza w powiązaniu z naprężeniami.

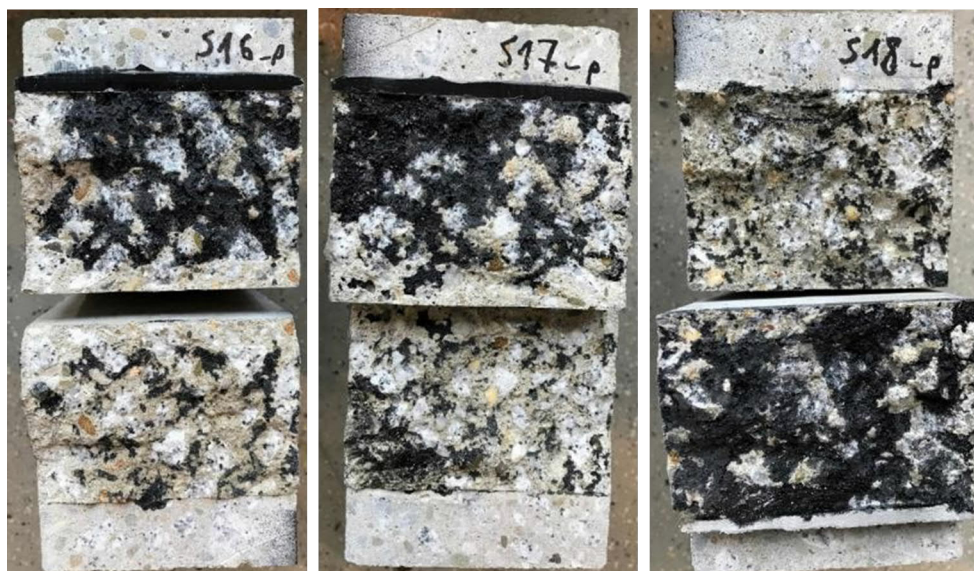


Rys. 4.53. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT 10 mm w funkcji: napężenie – ugięcie (po lewej) oraz napężenie – CMOD (po prawej) bez zastosowania warstwy gruntującej – czteropunktowe zginanie

Zniszczenie złącza typu PT bez zastosowania warstwy gruntującej miało charakter gwałtowny i przebiegało na granicy betonu i polimeru (por. rys. 4.54 i 4.55). Stwierdzono, że brak warstwy gruntującej wpłynął na przesunięcie się płaszczyzny uszkodzenia w kierunku złącza, co znalazło potwierdzenie w obecności polimeru na obu powierzchniach przełomu (por. rys. 4.55).



Rys. 4.54. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT bez warstwy gruntującej – obraz zniszczenia



Rys. 4.55. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT bez warstwy gruntującej – widok powierzchni uszkodzenia

4.4 Podsumowanie badań

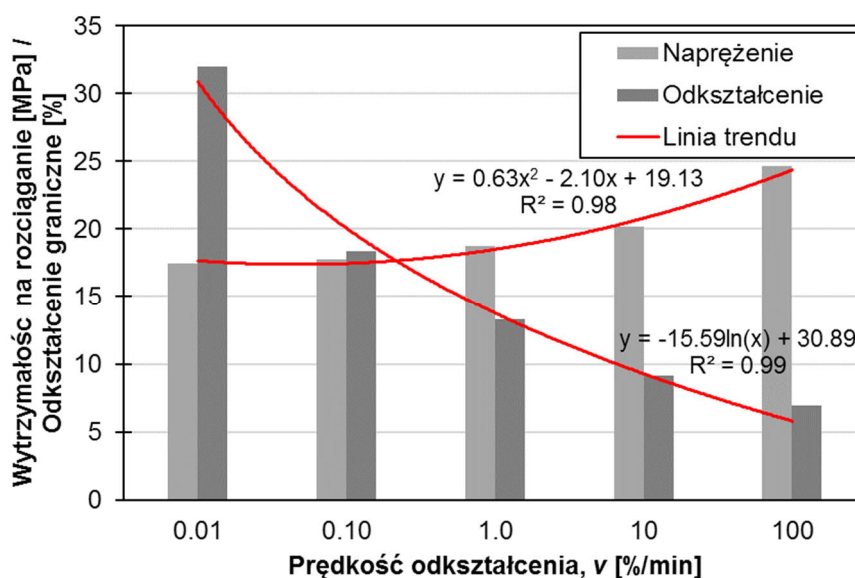
4.4.1 Beton

Przeprowadzono normowe badania właściwości mechanicznych dwóch klas betonów C1 i C2 na łącznie 66 próbkach (por. pkt. 4.3.1). Dla poszczególnych betonów określono ich wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie i rozciąganie przy zginaniu. Uzyskano zadowalającą zgodność wyników w poszczególnych seriach próbek. Średnia wytrzymałość betonu C1 i C2 na ściskanie wynosi odpowiednio $f_{cm} = 55.1$ MPa (CV = 5.2%) i 57.9 MPa (CV = 2.4%). Średnia wytrzymałość betonu C1 przy jednoosiowym rozciąganiu wyniosła $f_{ctm} = 3.73$ MPa (CV = 9.1%); wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu wyniosła $f_{ctm,fl} = 3.55$ MPa i 3.69 MPa odpowiednio dla betonu C1 i C2.

W testach na czteropunktowe zginanie uzyskano miarodajne krzywe naprężenie – odkształcenie (tj. naprężenie – ugięcie i naprężenie – CMOD). Udokumentowano fazę przed- i pokrytyczną pracy elementów, co odpowiada reprezentacji krzywej dla betonów przedstawianej w literaturze (por. pkt. 4.3.3). Zniszczenie elementów betonowych przebiegało zarówno przez kruszywo, jak i matrycę cementową przy średnich odkształceniach betonu w strefie rozciąganej na poziomie $\varepsilon_x \approx 0.9\text{‰}$, co potwierdziły również wyniki pomiarów optycznych DIC zarówno dla zginania (por. pkt. 4.3.3), jak i jednoosiowego rozciągania (por. pkt. 4.3.4).

4.4.2 Polimer

W celu określenia właściwości mechanicznych polimeru PT przeprowadzono badania w teście na jednoosiowe rozciąganie na 18 próbkach. Na rysunku 4.56 przedstawiono wpływ prędkości odkształcenia na wytrzymałość i odkształcenia graniczne polimeru PT. Otrzymane wyniki wskazują na istotny wpływ prędkości obciążenia na odpowiedź materiału polimeru typu PT. Wytrzymałość na rozciąganie polimeru PT rośnie nieliniowo wraz ze wzrostem prędkości obciążenia. Z kolei odkształcenia graniczne polimeru PT malały nieliniowo wraz ze wzrostem prędkości obciążenia. Wpływ ten był o tyle wyraźniejszy, im niższa prędkość obciążenia. W zakresie przyjętych prędkości odkształcenia w docelowych badaniach złącza podatnego, tj. $v = 1\%/min \div 10\%/min$, wpływ ten był jednak pomijalnie mały (różnica $< 2\%$).

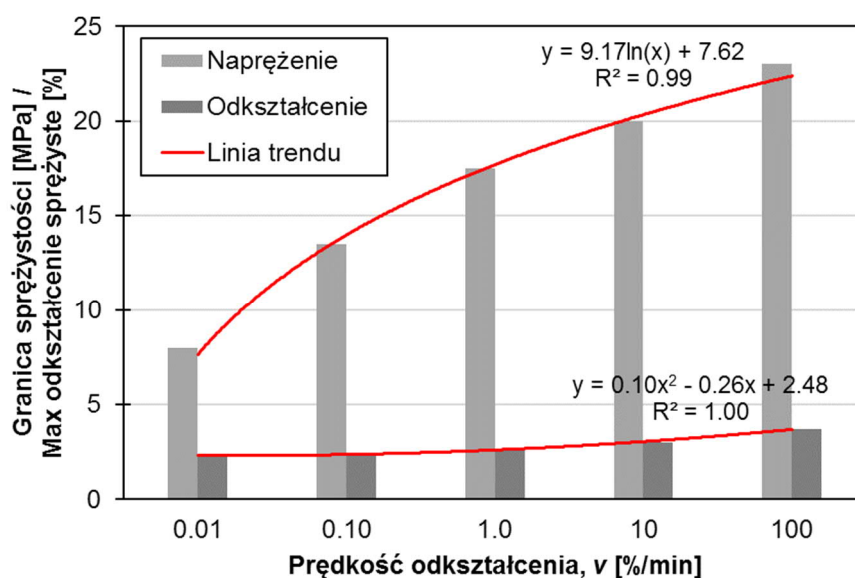


Rys. 4.56. Wpływ prędkości odkształcenia na wytrzymałość i odkształcenia graniczne polimeru typu PT

Zestawiając wyniki naprężeń odpowiadających granicy sprężystości polimeru PT względem prędkości odkształcenia, stwierdzono nieliniową zależność pomiędzy tymi parametrami (rys. 4.57). Funkcja ta, podobnie jak przy wytrzymałości polimeru na rozciąganie, rosła wraz z prędkością odkształcenia. Funkcja ta jest jednak odwrotnie wypukła w porównaniu do poziomu odpowiadającego opisanej wyżej wytrzymałości polimeru i ma charakter logarytmiczny. Warto tutaj również podkreślić, że granica sprężystości polimeru PT dla wyższych prędkości odkształcenia ($v \geq 1\%/min$) jest bliska wytrzymałości na rozciąganie ($f_t/f_{el} \leq 1.06$).

Rozwój odkształceń odpowiadających granicy sprężystości w funkcji prędkości obciążenia rósł nieliniowo wraz ze wzrostem prędkości obciążenia. Intensywność tej zmiany

była jednak wyraźnie mniejsza niż w przypadku zmiany granicy sprężystości. Dodatkowo poziom tych odkształceń był istotnie mniejszy od poziomem odkształceń granicznych w momencie zniszczenia. Pozostałe właściwości mechaniczne polimeru PT zestawiono w pkt. 3.2.2.



Rys. 4.57. Wpływ prędkości odkształcenia na granicę sprężystości i odkształcenia sprężyste polimeru typu PT

Wyniki przedstawionych badań w funkcji naprężenie – odkształcenie wskazywały na problem miarodajnego doboru modelu pracy polimeru typu PT. Najczęściej stosowane w literaturze modele hipersprężyste do opisu zachowania się polimerów pod obciążeniem (w tym polimeru typu PT) nie opisują poprawnie całego zakresu pracy polimeru aż do zniszczenia. Polimer typu PT, po osiągnięciu naprężeń maksymalnych, wykazywał istotne cechy plastyczne. Skutkuje to ograniczeniem stosowania modeli hipersprężystych do fazy przedkrytycznej. Kalibrację modeli hipersprężystych przeprowadzono w pkt. 5.2.

4.4.3 Polimerowe złącze podatne

Zakres badań złącza podatnego typu PT i PS obejmował łącznie 44 elementy, na których wykonano 88 testów. Badania przeprowadzono dla połączenia pierwotnego i wtórnego w teście na czteropunktowe zginanie (pkt. 4.3.3) i jednoosiowe rozciąganie (pkt. 4.3.4). Zmiennymi w badaniu były: geometria próbek i złącza podanego, beton oraz polimer budujący złącze podane. Dodatkowo przebadano wpływ innych parametrów na pracę złącza podatnego (pkt. 4.3.5), w tym:

- wpływ dwóch dodatkowych geometrii elementów: $b \times h \times L_{eff} = 80 \times 80 \times 200 \text{ mm}^3$ oraz $150 \times 150 \times 450 \text{ mm}^3$,

- wpływ wieku złącza podatnego typu PT na jego wytrzymałość i efektywność naprawy (badanie po 28 dniach),
- wpływ warstwy gruntującej na nośność złącza podatnego typu PT.

Do oceny efektywności zastosowania złącza podatnego do łączenia elementów betonowych zaadaptowano z literatury pojęcie efektywności połączenia (ang. *joint effectiveness*, JE; por. s. 114). Efektywność połączenia zdefiniowano jako stosunek uogólnionej zdolności do przenoszenia obciążeń (nośność, odkształcalność) złącza podatnego względem elementu betonowego przed sklejeniem polimerem. Autor niniejszej pracy zaproponował i opracował dwa miarodajne kryteria oceny efektywności połączenia:

- efektywność połączenia w funkcji naprężeń (uogólnionej nośności) – $JE(\sigma)$,
- efektywność połączenia w funkcji energii zniszczenia nagromadzonej w układzie (energia zniszczenia w funkcji ugięcia $JE(W-U)$ oraz energia zniszczenia w funkcji rozwarcia nacięcia $JE(W-CMOD)$).

Dodatkowo, efektywność połączenia złącza podatnego zestawiono w funkcji ugięcia i rozwarcia nacięcia (CMOD).

W celu miarodajnej oceny wyników badań dla różnych geometrii złącza podatnego poddanego zginaniu, autor niniejszej pracy zaproponował autorskie ujęcie problemu wprowadzając tzw. zmodyfikowany współczynnik kształtu (ang. *modified shape factor*, MSF). Takie ujęcie MSF pozwoliło na miarodajną i efektywną ocenę wpływu geometrii zginanego złącza z uwzględnieniem wpływu sztywności jego przekroju (więcej na s. 133).

4.4.3.1 Połączenie pierwotne typu PT

Przeanalizowano dwie grupy połączenia pierwotnego poddanego zginaniu: (1) próbki połączone po odcięciu ich końców oraz (2) próbki połączone po przecięciu ich w połowie długości (por. pkt. 4.3.3.1). Nośność obu połączeń w ujęciu naprężeń była niższa niż próbek przed połączeniem. Efektywność połączenia pierwotnego w wariancie (1) wyniosła $JE(\sigma) = 62\%$, natomiast w wariancie (2) $JE(\sigma) = 69\%$ (por. tab. 4.6).

Z kolei efektywność połączenia w ujęciu energii zniszczenia w odniesieniu do CMOD wyniosła w każdym przypadku wyraźnie ponad 100% i wahała się w zależności od wariantu połączenia pierwotnego. Wariant (1), w którym połączono obcięte wcześniej końce elementów betonowych, osiągnął efektywność połączenia na poziomie $JE(W-U) = 117\%$ oraz $JE(W-CMOD) = 128\%$. Natomiast próbki sklezione po przecięciu w połowie długości osiągnęły wyższy stopień efektywności połączenia $JE(W-U) = 251\%$ oraz $JE(W-CMOD) = 161\%$. Różnice w JE pomiędzy połączeniem pierwotnym w wariancie (1) i (2) wynikały z różnicy przyczepności w strukturze materiału betonu. Było to spowodowane

innym zagęszczeniem betonu i stosunkiem kruszywa do matrycy cementowej w środku próbki i na jej końcach przy ściankach deskowania.

Charakter pracy połączenia pierwotnego był podobny do połączenia wtórnego (naprawa), gdzie wyróżnić można fazę liniowo-sprężystą, wyraźną fazę przejściową i fazę osłabienia (pokrytyczną). Zniszczenie połączenia pierwotnego typu PT następowało w betonie w okolicy 2-3 mm od polimeru. Nie odnotowano uszkodzenia betonu w strefie ściskanej.

4.4.3.2 Połączenie wtórne typu PT

Połączenie wtórne typu PT przebadano na dwóch typach testów: czteropunktowym zginaniu i jednoosiowym rozciąganiu. Przebadano połączenie wtórne o następujących geometrii złącza: $b \times h = 80 \times 80 \text{ mm}^2$, $100 \times 100 \text{ mm}^2$, $200 \times 100 \text{ mm}^2$, $100 \times 200 \text{ mm}^2$, $150 \times 150 \text{ mm}^2$ i grubości $t = 10$ i 15 mm . Elementy te zostały przebadane w teście na czteropunktowe zginanie (por. pkt. 4.3.3). Dodatkowo przebadano dwie geometrie złącza podatnego ($80 \times 80 \text{ mm}^2$ i $100 \times 100 \text{ mm}^2$; grubość złącza 10 mm) w teście na jednoosiowe rozciąganie (por. pkt. 4.3.4).

Zależność naprężenie – odkształcenie

W badaniach na czteropunktowe zginanie polimerowego złącza podatnego typu PT wyróżniono trzy fazy pracy: przedkrytyczną, przejściową i pokrytyczną. Faza pierwsza miała charakter liniowo-sprężysty, w której odnotowano niższą sztywność układu niż w elementach betonowych przed naprawą. Faza przejściowa złącza była wyraźnie dłuższa i miała łagodniejszy charakter niż w przypadku próbek betonowych. Elementy naprawione wykazywały większą ciągliwość niż elementy przed naprawą, co było związane ze współpracą polimeru i betonu w obszarze złącza podatnego. Natomiast faza pokrytyczna miała charakter nieliniowy z typowym osłabieniem materiałowym i charakteryzowała się sztywnością zbliżoną do próbek przed naprawą. Złącze podatne w ostatniej fazie osłabienia wykazywało wciąż pewną nośność pokrytyczną na poziomie 30-40% siły maksymalnej.

Pomiary optyczne DIC

Wyniki analiz DIC wykazały pozytywny wpływ złącza podatnego na pracę układu. W przeciwieństwie do próbki betonowej przed naprawą złączem podatnym, gdzie maksymalne odkształcenia koncentrowały się jedynie na niewielkiej powierzchni przekroju (obszar wokół nacięcia), złącze podatne typu PT angażowało do przenoszenia odkształceń

znacznie większy obszar powierzchni połączenia. Zaobserwowano w okolicy złącza powstanie mechanizmu wtórnego, który odciążał miejsca najbardziej wytężone i włączał do współpracy sąsiednie obszary złącza, co odpowiadało redystrybucji naprężeń.

Włączenie do współpracy całego możliwego przekroju połączenia następowało znacznie wcześniej niż w przypadku elementu betonowego przed naprawą. Dzięki temu naprężenia w okolicy złącza nie koncentrowały się w jednym miejscu doprowadzając do ryzyka szybszego zniszczenia połączenia, jak to można zaobserwować przy naprawie pęknięć sztywnymi żywicami epoksydowymi. Mechanizm ten został udokumentowany przez autora niniejszej pracy zarówno w teście na czteropunktowe zginanie jak i w jednoosiowym rozciąganiu.

Postać zniszczenia

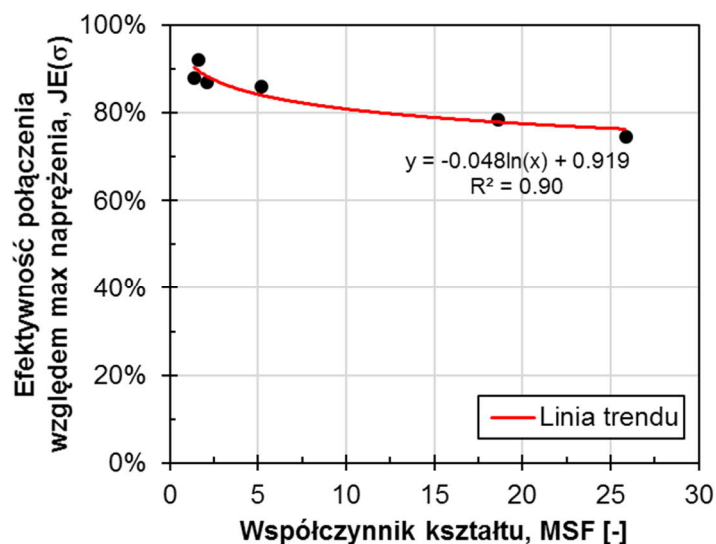
Zniszczenie złącza podanego typu PT przebiegało przez materiał betonu w okolicy złącza (ok. 2-3 mm i więcej). Rozwój odkształceń ε_x w strefie ściskanej w teście na zginanie miał charakter liniowy. Nie odnotowano uszkodzenia betonu w strefie ściskanej.

Efektywność połączenia złączem podatnym

Autor niniejszej pracy zaproponował ocenę efektywności naprawy złącza podatnego typu PT pod kątem dwóch miarodajnych kryteriów. Pierwszym z nich jest nośność złącza podatnego w funkcji naprężeń maksymalnych (tj. jego wytrzymałości na rozciąganie, zginanie etc.). Drugim kryterium jest ilość energii nagromadzonej w układzie do momentu zniszczenia połączenia w funkcji ugięcia i CMOD. Powyższe kryteria odniesiono do tzw. zmodyfikowanego współczynnika kształtu (MSF), który pozwala na miarodajny opis geometrii złącza (więcej na s. 133).

Na rysunku 4.58 przedstawiono wpływ geometrii złącza w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu na nośność zginanego złącza podatnego typu PT. Nośność ta była najczęściej niższa niż nośność próbki betonowej przed naprawą. Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w przedziale $MSF = 1 \div 19$ wynosiła $JE(\sigma) = 80 \div 90\%$ i była odwrotnie proporcjonalna do współczynnika kształtu MSF. Efektywność naprawy malała nieliniowo wraz ze wzrostem zmodyfikowanego współczynnika kształtu (MSF), a charakter tej zmiany odpowiadał w przybliżeniu funkcji logarytmicznej (por. linię trendu na rys. 4.58). Podkreślić tutaj należy, że złącze podatne o niższym MSF wykazuje zbliżoną nośność do elementów przed naprawą. Dla $MSF < 6$ efektywność połączenia wynosiła $JE(\sigma) \geq 86\%$. Dla wyższych wartości MSF (tj. $MSF > 18$) efektywność połączenia spadła do poziomu $JE(\sigma) = 79\%$.

Dla grubości złącza 10 i 15 mm nie stwierdzono jej znaczącego wpływu na wartość naprężenia niszczącego w złączu (różnica ok. 1%). Wpływ MSF na efektywność połączenia złącza został dokładniej przeanalizowany w rozdziale 5 dotyczącym analiz numerycznych.



Rys. 4.58. Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

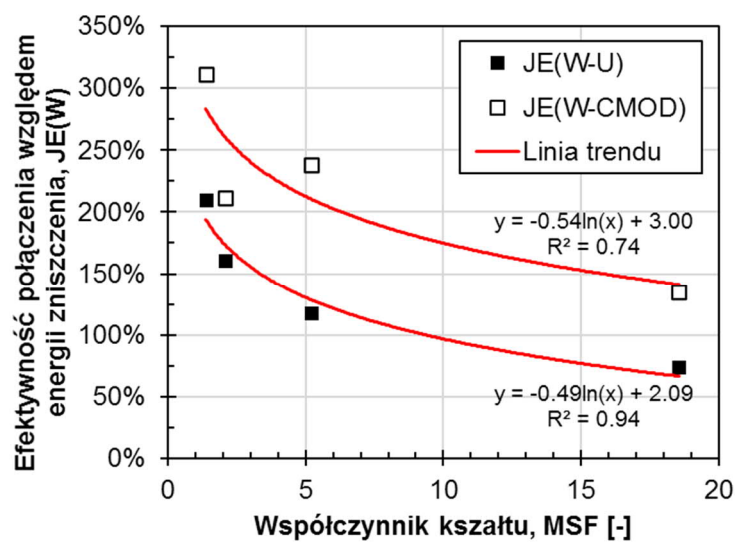
Efektywność naprawy złączem podatnym typu PT w próbkach poddanych jednoosiowemu rozciąganiu była zauważalnie wyższa niż przy zginaniu i wynosiła średnio $JE(\sigma) = 101\%$ i 97% odpowiednio dla próbek o przekroju $b \times h = 80 \times 80 \text{ mm}^2$ i $100 \times 100 \text{ mm}^2$ (grubość obu złączy $t = 10 \text{ mm}$). Stwierdzono również, że ponad połowa próbek naprawionych polimerem PT osiągnęła efektywność połączenia na poziomie 100% i wyżej.

Miało to związek z kompensacją naprężeń w okolicy złącza. Przy naprężeniach tego samego znaku potencjalna powierzchnia redystrybucji naprężeń jest większa i złącze podatne odciąża miejsca najbardziej wyteżone włączając do współpracy sąsiednie obszary przekroju. W przypadku zginania wpływ ten jest również widoczny. Jednak obszar naprężeń rozciągających jest ograniczony i występuje co najwyżej na połowie powierzchni przekroju, przez co powierzchnia rozdziału sił rozciągających jest mniejsza.

W teście bezpośredniego rozciągania złącza podatnego potwierdzono również, że sztywność złącza podatnego jest bliska jak sztywności elementów betonowych przed naprawą (por. 4.3.4 i (Kwiecień, 2012)).

Analizując drugie kryterium efektywności połączenia złącza podatnego w funkcji energii zniszczenia w odniesieniu do CMOD zauważono, że energia nagromadzona w złączu

jest wyraźnie większa niż w przypadku próbek betonowych przed naprawą. Efektywność ta maleje wraz ze wzrostem współczynnika kształtu (por. rys. 4.59). Na podstawie wyników badań stwierdzono, że efektywność ta wynosi $JE(W-CMOD) > 200\%$. Jedynie dla próbki o geometrii belki-ściany ($b \times h \times L = 100 \times 200 \times 400 \text{ mm}^3$) efektywność naprawy była niższa i wynosiła $JE(W-CMOD) = 135\%$. Bezpośrednią tego przyczyną były dodatkowe naprężenia ścinające w płaszczyźnie złącza powstałe w układzie tarczowym, co zostało omówione wcześniej.



Rys. 4.59. Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji energii zniszczenia na kierunku ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Średnia energia zniszczenia złącza w funkcji ugięcia była większa lub zbliżona do energii nagromadzonej w elementach betonowych przed naprawą (por. rys. 4.59). Efektywność naprawy w funkcji energii zniszczenia w odniesieniu do ugięcia malała nieliniowo wraz ze wzrostem współczynnika kształtu; rosła natomiast wraz z grubością złącza. Złącze podatne o $MSF = 18.6$, ze względu na swoją specyficzną geometrię ($b \times h \times L = 100 \times 200 \times 400 \text{ mm}^3$), pracowało w stanie tarczowym i wykazało niższą efektywność naprawy na poziomie $JE(W-U) = 74\%$, co było związane z wpływem dodatkowych sił ścinających w płaszczyźnie połączenia.

W ocenie autora efektywność połączenia w odniesieniu do energii zniszczenia zarówno w funkcji ugięcia jak i CMOD dla elementu o geometrii belki-ściany nie jest miarodajna, co opisano szczegółowiej w pkt. 4.3.3. Warto odnotować jest to, że elementy o geometrii belki-ściany po naprawie złączem typu PT wykazały podobne ugięcia jak elementy przed sklejeniem złączem ($JE(U) = 106\%$).

Połączenie pierwotne vs wtórne

Zestawiając ze sobą wyniki efektywności połączenia pierwotnego (tab. 4.6 i 4.7) i wtórnego (tab. 4.8 i 4.9) odnotowano istotną różnicę pomiędzy nimi. Efektywność naprawy w funkcji naprężeń dla identycznych próbek wykonanych jako połączenie pierwotne (wariant 2) i wtórne wynosiła odpowiednio $JE(\sigma) = 69\%$ i 88% . Z kolei stosunek efektywności połączenia pierwotnego (wariant 2) i wtórnego w funkcji energii zniszczenia dla CMOD wynosiła odpowiednio $JE(W-CMOD) = 161\%$ i 211% .

Różnice te spowodowane były stopniem rozwinięcia powierzchni łączonej (Courard et al., 2006), gdzie dla połączenia wtórnego stopień ten był wyższy dla płaskich powierzchni połączenia pierwotnego, które powstały po przecięciu piłą mechaniczną. Różnica efektywności połączenia obu typów złącza wskazuje na kombinację adhezji absorpcyjnej (siły van der Waalsa) i mechanicznej (mechaniczne zakotwienie na chropowatej powierzchni podkładu) – por. też (Czarnecki et al., 2005; Bissonnette et al., 2016; Courard et al., 2005).

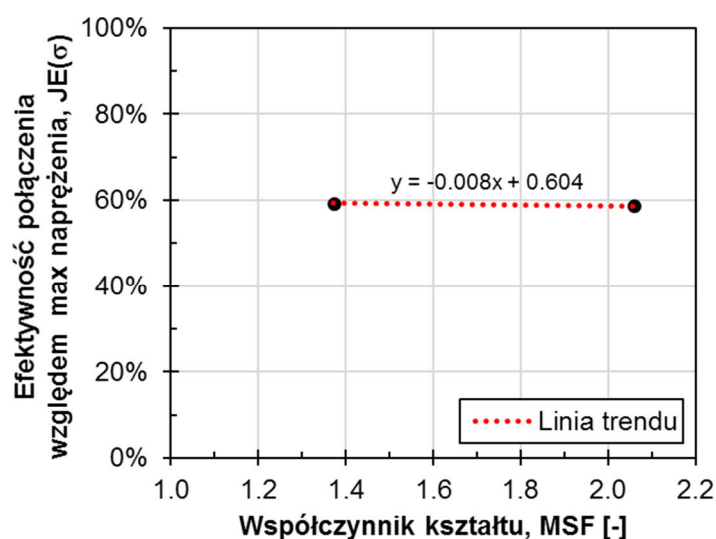
4.4.3.3 Połączenie wtórne typu PS

W pracy złącza typu PS, podobnie jak przy złączu typu PT, wyróżniono trzy fazy pracy: fazę przedkrytyczną, przejściową i pokrytyczną. Faza pierwsza miała charakter liniowo-sprężysty, a sztywność układu była zdecydowanie niższa niż próbek przed naprawą. Faza przejściowa, poprzedzająca zniszczenie, pojawiała się na poziomie 30-40% wytrzymałości betonu na rozciąganie i jej zasięg był istotnie większy niż w przypadku samego betonu. Było to związane z większą ciągliwością polimeru PS budującego złącze. Z chwilą osiągnięcia nośności złącza następowała faza pokrytyczna, która miała łagodny charakter z widocznym osłabieniem. Nie odnotowano w próbkach naprawionych polimerem PS zdolności do przenoszenia obciążeń po zniszczeniu – zniszczenie w złączu przebiegało przez materiał polimeru.

Na rysunkach 4.60 i 4.61 przedstawiono wyniki badań złącza podatnego typu PS przy zginaniu. Analizując wpływ geometrii złącza na maksymalne naprężenia stwierdzono jego wyraźnie mniejszą nośność od nośności elementów betonowych przed naprawą (rys. 4.60). Efektywność naprawy złącza typu PS w funkcji naprężeń stabilizowała się na poziomie $JE(\sigma) = 59\%$. Nie stwierdzono istotnego wpływu grubości złącza w zakresie 10-15 mm na efektywność naprawy.

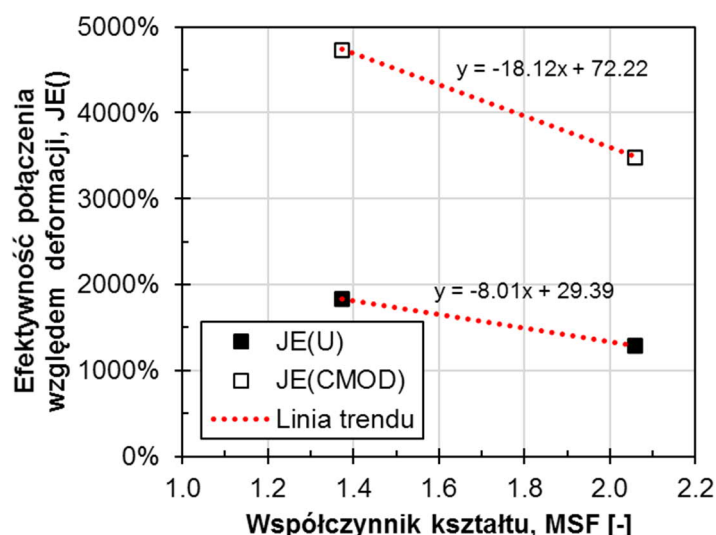
Efektywność naprawy w teście na jednoosiowe rozciąganie była istotnie niższa od tej przy zginaniu. Dla rozciąganego złącza podatnego o wymiarach $b \times h \times t = 50 \times 100 \times 10 \text{ mm}^3$ efektywność ta wynosiła $JE(\sigma) = 34\%$ (por. tab. 4.12). Spadek nośności złącza rozciąganego względem złącza zginanego wytłumaczyć należy tym, że

uszkodzenie powstawało w materiale polimeru PS i przy czystym rozciąganiu nie było możliwości na włączenie sąsiednich obszarów betonu i polimeru do współpracy w przenoszeniu obciążenia. Polimer PS zdominował pracę całego układu i w związku z tym nie zaobserwowano efektywnej współpracy betonu i polimeru.



Rys. 4.60. Efektywności połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

Energia zniszczenia złącza typu PS na kierunku ugięcia oraz CMOD była o rząd wielkości większa w porównaniu do elementów przed naprawą ($JE(W-U)$ i $JE(W - CMOD) > 1000\%$; por. rys. 4.60). Tak znaczące różnice w wynikach związane były z wysoką odkształcalnością samego polimeru PS, który zdominował pracę całego układu. Wartości ugięcia jak i CMOD malały wraz ze wzrostem wartości współczynnika kształtu MSF. Z racji ograniczonej liczby wyników nie stwierdzono jednoznacznie charakteru zmiany efektywności naprawy względem geometrii złącza.



Rys. 4.61. Efektywność połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PS w funkcji energii zniszczenia i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie

4.4.3.4 Wpływ innych parametrów na pracę złącza typu PT

Wpływ innych geometrii elementów na nośność złącza podatnego

Podsumowanie wyników badań uzupełniających dotyczących dwóch dodatkowych geometrii złącza podatnego ($b \times h \times L_{eff} = 80 \times 80 \times 200 \text{ mm}^3$ oraz $150 \times 150 \times 450 \text{ mm}^3$) opisano wyżej w punkcie 4.4.3.2.

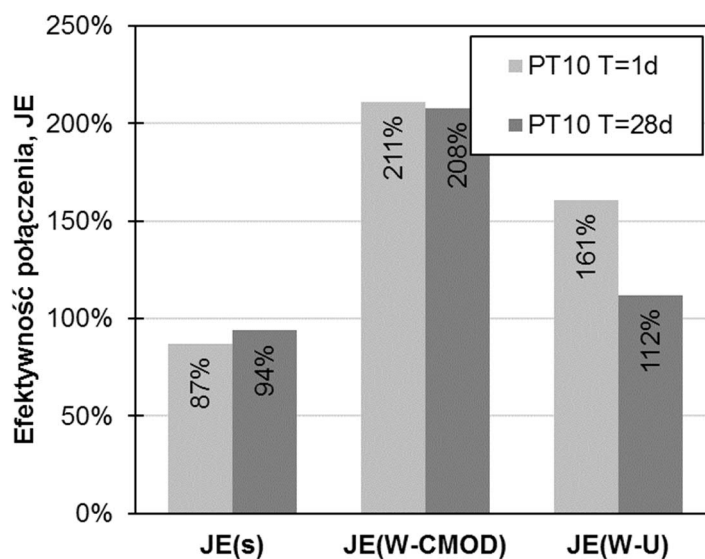
Wpływ dojrzewania złącza podatnego w czasie

Wpływ dojrzewania złącza podatnego typu PT na jego nośność przedstawiono na rys. 4.62. Zestawiono ze sobą złącze podatne zniszczone po 1 i 28 dniach od jego wykonania. Stwierdzono wzrost sztywności złącza oraz jego wytrzymałości po 28 dniach względem złącza młodszego. Średnia efektywność naprawy złącza obciążonego po 28 dniach w funkcji naprężeń wyniosła $JE(\sigma) = 94\%$ i była o 7 punktów procentowych wyższa niż w przypadku złącza „młodszego”.

Efektywność naprawy w funkcji energii zniszczenia względem ugięcia była wyższa niż energia zniszczenia elementów betonowych przed naprawą, tj. $JE(W-U) = 112\%$. Z kolei efektywność ta była niższa o 49 punktów procentowych względem złącza „młodszego”.

Wzrost sztywności i nośności złącza podatnego typu PT w czasie jak i spadek odkształcalności względem młodszego złącza miał związek z procesem dojrzewania wiązań łańcuchów polimeru budującego złącze, co wykazano wcześniej w pracy (Kwiecień, 2012).

Przebieg jak i postać zniszczenia złącza po 28 dniach dojrzewania nie różniła się zasadniczo od złącza zniszczonego po 1 dniu od wykonania.



Rys. 4.62. Efektywność połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PT po 1 i 28 dniach – czteropunktowe zginanie

Wpływ warstwy gruntującej

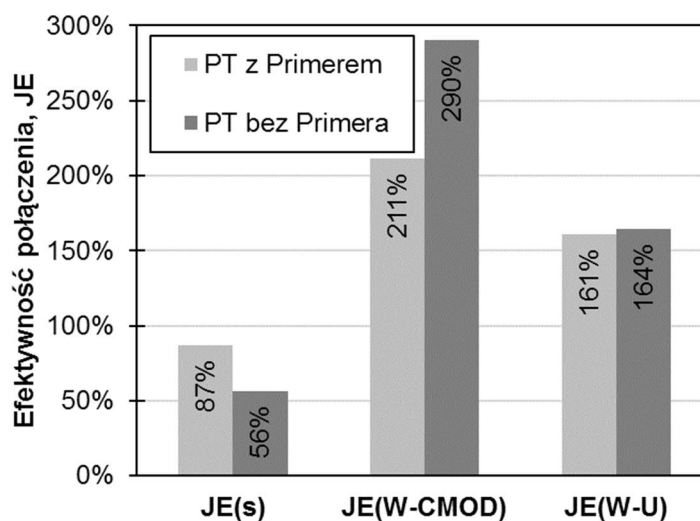
Kolejnym analizowanym aspektem był wpływ warstwy gruntującej (tzw. primera) na pracę złącza podatnego. Przebadano dwa warianty złącza podatnego typu PT o grubości 10 mm: z warstwą gruntującą i bez niej (por. rys. 4.63).

W złączu bez warstwy gruntującej odnotowano wyraźny spadek wytrzymałości połączenia. Średnia efektywność naprawy wynosiła $JE(\sigma) = 56\%$, co było o 31% mniej niż w złączu z warstwą gruntującą. Odnotowano również znaczny wzrost odkształcalności złącza zarówno w funkcji ugięć jak i CMOD. Stosunek odkształceń elementów przed i po naprawie wynosił dla ugięcia i CMOD odpowiednio $JE(U) = 277\%$ i $JE(CMOD) = 619\%$ i był wyraźnie większy od wartości uzyskanych z zastosowaniem warstwy gruntującej, odpowiednio o 90 i 341 punktów procentowych.

Powodem tak wyraźnego spadku nośności jak i wzrostu odkształcalności złącza bez zastosowania warstwy gruntującej był fakt, że powstałe wcześniej w betonie mikrouszkodzenia aktywowały się znacznie wcześniej niż w przypadku złącza z warstwą gruntującą, które te miejsca wzmacniał. Prowadziło to w rezultacie do wcześniejszego i intensywniejszego przyrostu deformacji w okolicy złącza.

Efektywność połączenia w funkcji energii zniszczenia nagromadzonej w złączu wynosiła $JE(W-U) = 164\%$ i $JE(W-CMOD) = 290\%$. Wartości te były bliskie wartościom uzyskanym dla złącza z zastosowaniem warstwy gruntującej (gdzie

$JE(U) = 161\%$ i $JE(CMOD) = 211\%$), co było wynikiem kombinacji: niższej wytrzymałości połączenia i jego większych odkształceń.



Rys. 4.63. Efektywność połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PT z warstwą gruntującą i bez niej – czteropunktowe zginanie

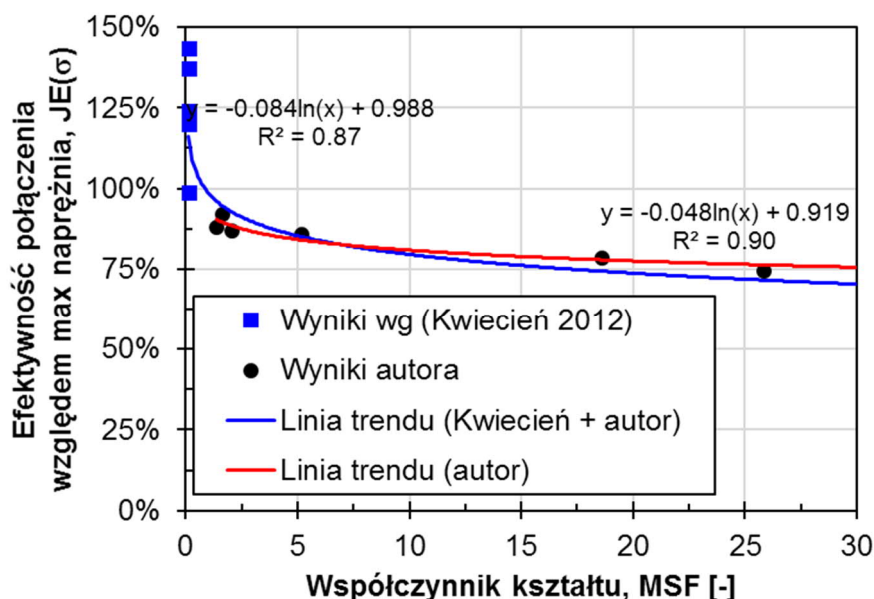
Badania wykazały, że obecność warstwy gruntującej wpływa na zmianę parametrów mechanicznych złącza podatnego. Zastosowanie warstwy gruntującej wzmacnia łączone powierzchnie betonowe poprzez iniekcję rys, penetrację w strukturę betonu jak również zwiększa przyczepność betonu do polimeru. Stwierdzono również, że brak warstwy gruntującej wpłynął na przesunięcie się powierzchni uszkodzenia w kierunku złącza – obecność polimeru zaobserwowano na obu powierzchniach przełomu.

4.4.3.5 Zestawienie wyników na tle badań z literatury

Uzyskane wyniki badań korespondują z wynikami dostępnymi w literaturze (por. pkt. 3.3.3 oraz (Kwiecień, 2012)). Wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF efektywność połączenia złącza podatnego $JE(\sigma)$ maleje. Charakter tej zmiany był nieliniowy, co zobrazowano na rys. 4.64 razem z wynikami dostępnymi w literaturze. Potwierdzenie tej tendencji przeanalizowano szczegółowo w rozdziale dotyczącym analiz numerycznych (por. pkt. 5.7).

Zaznaczyć jednak należy, że przedstawione w literaturze wyniki badań są nieliczne (niewielka zmienność parametrów) oraz niepełne (np. brakuje dokładnych informacji o cechach mechanicznych użytego betonu i pomiarów odkształceń złącza). Stąd wyniki z literatury traktować należy z pewną ostrożnością, co utrudnia wyciąganie na ich podstawie ogólniejszych wniosków. Z tego powodu badania wykonane w ramach niniejszej

pracy są tym bardziej celowe i potrzebne do opisu zachowania się polimerowego złącza podatnego.



Rys. 4.64 Zestawienie efektywności połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PT na tle badań literaturowych – czteropunktowe zginanie

4.4.3.6 Dodatkowe uwagi

W trakcie badań dokonano kilku dodatkowych obserwacji, które mogły mieć wpływ na pracę złącza podatnego. Są to m.in.:

- Beton potrafił przenieść lokalnie odkształcenia rozciągające wyraźnie wyższe niż wynikające z powszechnych założeń w literaturze (por. (EN 1992-1-1, 2004; fib MC, 2010)). Przykładowo element badawczy C1_B100x100_b osiągnął lokalnie maksymalne odkształcenia rozciągające betonu bliskie 10‰ (por. wyniki map odkształceń z DIC, rys. 4.29), co wskazuje na anizotropię materiału betonu.
- Wyniki testów dla elementów betonowych poddanych zginaniu i rozciąganiu były miarodajne, ponieważ rysa propagowała się wyłącznie przez pojedynczą płaszczyznę (ang. *single plan crack*). Innymi słowy, rysa biegnąca w jednej płaszczyźnie potwierdziła założenie, w którym energia pęknięcia i wytrzymałość na rozciąganie betonu są obliczane z wyników badań (Akita et al., 2003).
- Sztywność złącza podatnego była większa niż sztywność samego polimeru budującego złącze. W przypadku rozciąganego złącza podatnego typu PT

stwierdzono niemal jednakową sztywność złącza jak elementu betonowego przed sklejeniem polimerem. Stosunek modułów Younga betonu i polimeru PT wynosił ok. $E_{cm}/E_{PT} > 20$.

- Obecność złącza podatnego wpłynęła na długość fazy przejściowej podczas zniszczenia. Elementy naprawione złączem wykazywały większą ciągliwość niż elementy betonowe przed naprawą, co było związane ze współpracą polimeru i betonu w obszarze złącza podatnego.
- Na obwodzie złącza podatnego zaobserwowano wklęsnięcie materiału polimeru, co wpłynęło na zmniejszenie jego powierzchni efektywnej. Dla polimeru typu PT maksymalne wklęsnięcie wynosiło ok. 1 mm po każdej stronie złącza, dla polimeru typu PS: 2 ÷ 3 mm. Skutkiem tego był dodatkowy wpływ naprężeń ścinających w płaszczyźnie złącza. Prowadziło to do zaniżenia obliczeniowej nośności złącza, zapewniając tym samym dodatkowy zapas wytrzymałości na poziomie 3-6%.
- Dokładność i sposób mieszania składników polimerów dwuskładnikowych PT i PS miał wpływ na niektóre wyniki badań. Powierzchnia polimeru po zniszczeniu wykazywała w niektórych próbkach większe niejednorodności materiałowe w postaci pęcherzyków powietrza. Liczba wykonanych przez autora badań pozwoliła jednak na ustalenie z wysokim prawdopodobieństwem wiarygodnych wyników badań.
- Przypuszcza się, że stopień wypełnienia szczeliny polimerem miał wpływ na niektóre wyniki badań. Przy węższych szczelinach i wysokich przekrojach możliwe było powstanie lokalnych pęcherzy powietrza uwięzionych w materiale polimeru, co powodowało zmniejszenie powierzchni efektywnej złącza podatnego.
- Nie stwierdzono istotnego wpływu efektu skali na wyniki poszczególnych geometrii próbek (por. zmienność wyników dla różnych geometrii próbek betonowych przed sklejeniem polimerem). Ewentualny wpływ efektu skali zniwelowano posługując się stopniem efektywności połączenia (JE), który jest funkcją niezależną od geometrii próbki. Na podstawie wyników badań autor przypuszcza, że wpływ efektu skali w złączu podatnym był mniejszy niż dla próbek betonowych przed naprawą. Potwierdzeniem tego była malejąca intensywność zmiany naprężeń maksymalnych dla próbek przed i po połączeniu złączem.
- Uzyskane w badaniach wyniki efektywności połączenia złącza podatnego typu PT i PS były niższe od wyników dostępnych w literaturze (por. wyniki w tab. 4.8

w wynikami z pkt. 3.3.3 i 3.3.4). Różnicę tę wytłumaczyć można wpływem stosunku sztywności materiału łączonego i polimeru budującego złącze podatne. Im sztywność polimeru była bliższa sztywności materiału łączonego (betonu, cegły etc.), tym większa była efektywność połączenia. Tendencja ta została opisana w pracy (Zdanowicz et al., 2017a).

- W badaniu pominięto analizę stopnia rozwinięcia powierzchni łączonych będącą przedmiotem badań Inżynierii Powierzchni Betonu (ang. *Concrete Surface Engineering*) (Bissonnette et al., 2016). Jak dotąd wpływ stopnia rozwinięcia powierzchni betonu na przyczepność jest niejednoznaczny. Badania (Courard et al., 2006) pokazały, że wzrost uszorstkowania powierzchni jest pozytywny w przypadku betonów wyższych klas wytrzymałości (C30/37 i wyżej). Z kolei odwrotną tendencję zaobserwowano w przypadku betonów niższych klas wytrzymałości, gdzie może dochodzić do większego uszkodzenia powierzchni betonu (mikropęknięcia).

5 Analiza numeryczna

5.1 Wprowadzenie

Na podstawie wyników badań z rozdziału 4 sformułowano wnioski opisujące pracę i efektywność połączenia złącza podatnego typu PT w teście na zginanie i rozciąganie. Zmienną była geometria złącza (próbki o przekroju nominalnym $b \times h = 80 \times 80 \text{ mm}^2$, $100 \times 100 \text{ mm}^2$, $200 \times 100 \text{ mm}^2$, $100 \times 200 \text{ mm}^2$, $150 \times 150 \text{ mm}^2$; grubość złącza 10 i 15 mm). Przedstawiono zależność efektywności połączenia złącza (w funkcji naprężeń, uogólnionych odkształceń i energii zniszczenia) w odniesieniu do zmodyfikowanego współczynnika kształtu.

Zakres wyników badań był jednak z przyczyn technicznych ograniczony i nie dał pełnej odpowiedzi jak zachowuje się złącze przy innych geometriach. Wyniki badań nie pozwalają na szerszą ekstrapolację efektywności połączenia złącza jak i jego nośności. Z tego powodu przeprowadzono analizę numeryczną złącza podatnego typu PT mającą na celu odwzorowanie pracy złącza pod obciążeniem jak i opis mechanizmu jego zniszczenia.

Następnym krokiem analizy, po zbudowaniu modelu odzwierciedlającego zachowanie się złącza w naturze, była analiza parametryczna o rozszerzonym zakresie geometrii złącza ($MSF = 1 \div 70$). Pozwoliło to na określenie uogólnionej zależności nośności złącza podatnego dla różnych geometrii złącza.

Szczegółowa analiza numeryczna mechanizmu zniszczenia wymaga z założenia budowy przestrzennego (3D) modelu badanych elementów z uwzględnieniem fizycznych i geometrycznych nieliniowości. Taki model charakteryzowałby się jednak zbyt dużą liczbą stopni swobody, aby mógł być skutecznie rozwiązany biorąc pod uwagę problem zbieżności tak silnie nieliniowego modelu, czas trwania obliczeń oraz możliwości techniczne dostępnego sprzętu obliczeniowego. Z tych powodów zrezygnowano w niniejszej pracy z budowy trójwymiarowego modelu z nieliniowością w pełnym zakresie.

Ileokroć mowa jest w niniejszej pracy o odkształceniu, chodzi tutaj – o ile tego nie zaznaczono w tekście – o jego uogólnione pojęcie w odniesieniu do ugięcia lub rozwartości nacięcia (CMOD) a nie jego bezwymiarowej wartości ε . Takie uproszczenie semantyczne przyjęto na potrzeby niniejszej pracy w celu ułatwienia opisu i interpretacji wyników przedstawionych badań.

5.2 Model polimeru typu PT

Wyniki badań eksperymentalnych wykazały istotne ograniczenie zastosowania modeli materiałów hipersprężystych do opisu zachowania się polimeru typu PT (por. pkt. 4.3.2).

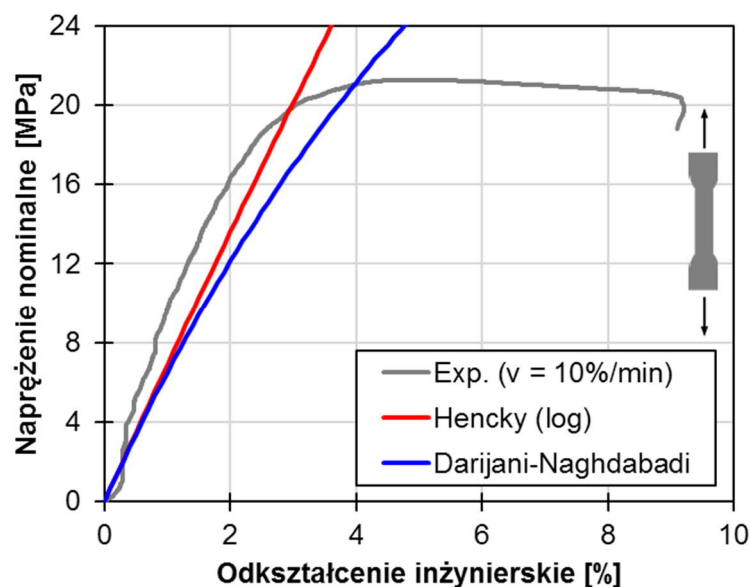
Polimer PT wykazywał w fazie pokrytycznej (tj. po osiągnięciu naprężeń maksymalnych) cechy plastyczne. Zatem opis funkcji naprężenie – odkształcenie polimeru za pomocą modeli hipersprężystych dla całego zakresu σ - ε nie jest możliwy i został ograniczony do fazy przedkrytycznej.

5.2.1 Miary odkształcenia

Przeprowadzono kalibrację modelu polimeru PT za pomocą równań (3.21) i (3.22) na podstawie wyników badań w jednoosiowym rozciąganiu. Obliczenia przeprowadzono dla dwóch miar odkształcenia: logarytmicznej (Hencky'ego) i Darijani-Naghdabadi (rys. 5.1). Naprężenia Hencky'ego wykazały względnie zadowalającą zgodność z wynikami badań w fazie przedkrytycznej próbki polimeru. Jednak krzywa ta wykazywała mniejszą sztywność niż wynik eksperymentu i dodatkowo nie odzwierciedlała poprawnie wartości naprężenia maksymalnego.

Większą zgodność opisu pracy polimeru typu PT w kontekście naprężenia maksymalnego uzyskano za pomocą skalibrowanej funkcji Darijani-Naghdabadi. Charakter tej funkcji był zbliżony wynikom eksperymentu. Model ten poprawnie odwzorował wartość naprężenia maksymalnego i odpowiadające mu odkształcenia (por. rys. 5.1). Z kolei odpowiedź modelu na zadane obciążenie była bardziej podatna i wykazywała większy błąd niż krzywa Hencky'ego.

Podkreślić tutaj należy, że przedstawione tutaj próby opisu polimeru PT miarami Hencky'ego i Darijani-Naghdabadiego nie można uznać za zadowalające i wymagają pogłębionej analizy. Opisane tutaj wyniki przeprowadzono jedynie w celu rozpoznania tematu i należy uznać je za wstępne jako przyczynek do przyszłych, bardziej szczegółowych badań.

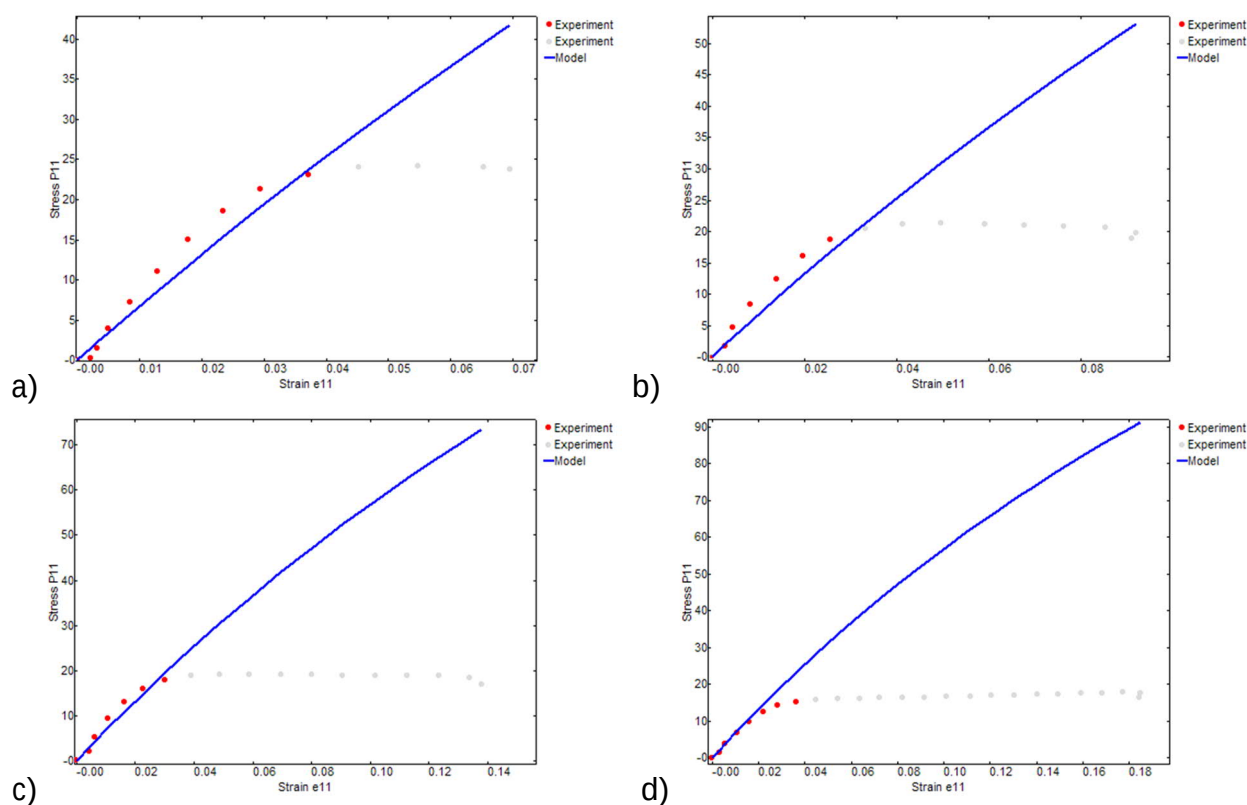


Rys. 5.1 Charakterystyka napężenie – odkształcenie polimeru PT w teście jednoosiowego rozciągania dla $v = 10\%/min$ dla miar odkształceń: Hencky’ego i Darjani-Naghbabadi na tle wyników eksperymentalnych

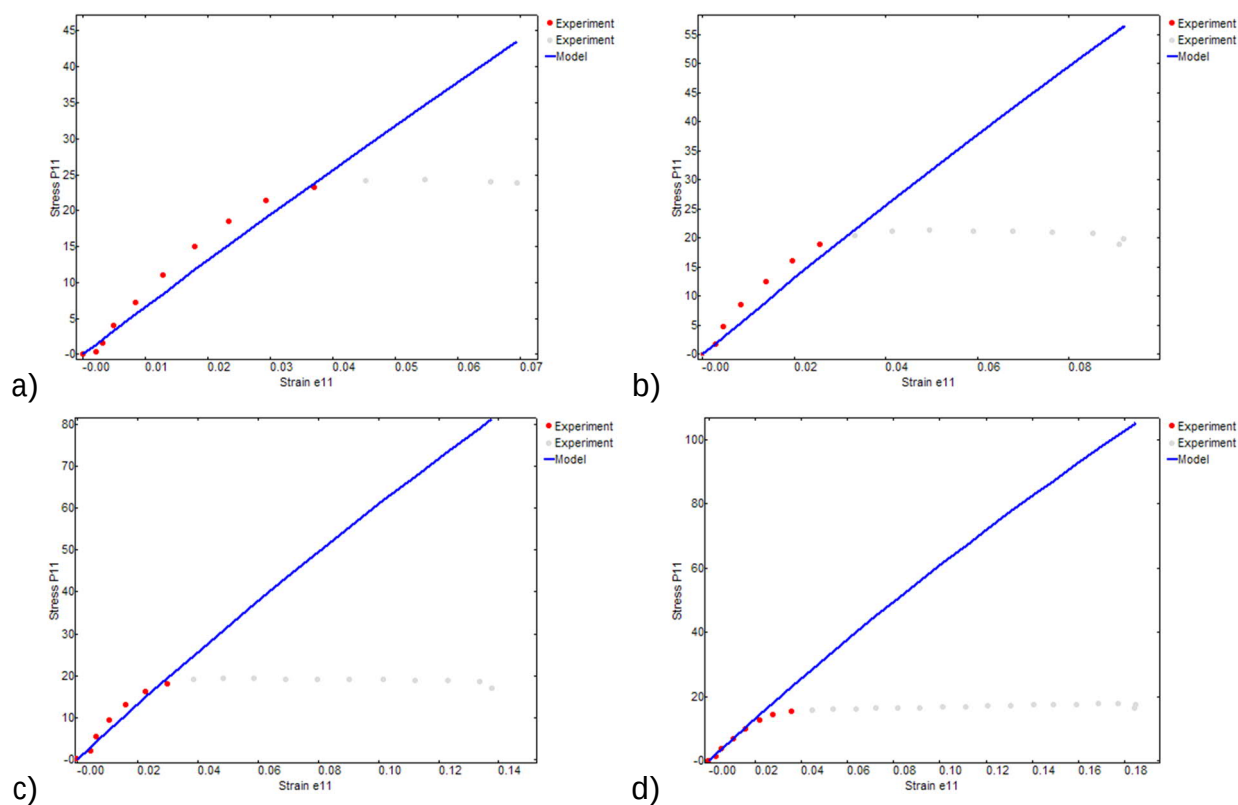
5.2.2 Modele hipersprężyste

Opierając się na modelach materiałów hipersprężystych opisanych w pkt. 3.2.4.3 przeprowadzono kalibrację wybranych modeli w celu opisanie zachowania się polimeru typu PT pod obciążeniem rozciągającym (por. pkt. 4.3.2). Kalibrację modeli ograniczono – jak wyjaśniono wyżej – do zakresu fazy przedkrytycznej. Faza pokrytyczna o charakterze plastycznym została zdezaktywowana podczas iteracji. Taki zabieg pozwolił na efektywne wykorzystanie modeli materiałów hipersprężystych do momentu osiągnięcia maksymalnych naprężeń. Stałe materiałowe określono iteracyjnie metodą najmniejszych kwadratów za pomocą oprogramowania Hyperfit (Skacel, 2020).

Przeprowadzono obliczenia materiału nieściśliwego dla dwóch modeli: Mooney-Rivlina (2-go rzędu) i Neo-Hookeana. Oba modele korespondowały najwierniej z przebiegiem funkcji naprężenie – odkształcenie. Na rysunkach 5.2 i 5.3 przedstawiono zależność σ - ϵ odpowiednio dla modelu Mooney-Rivlina (2-parametrowy) i Neo-Hookeana w funkcji prędkości odkształcenia.



Rys. 5.2 Porównanie krzywych naprężenie – odkształcenie dla eksperymentu i modelu hipersprężystego Mooney-Rivlin ($N = 2$) polimeru typu PT dla prędkości odkształcenia:
a) $v = 100\%/min$, b) $10\%/min$, c) $1\%/min$, d) $0.1\%/min$



Rys. 5.3 Porównanie krzywych naprężenie – odkształcenie dla eksperymentu i modelu hipersprężystego Neo-Hookean polimeru typu PT dla prędkości odkształcenia:
a) $v = 100\%/min$, b) $10\%/min$, c) $1\%/min$, d) $0.1\%/min$

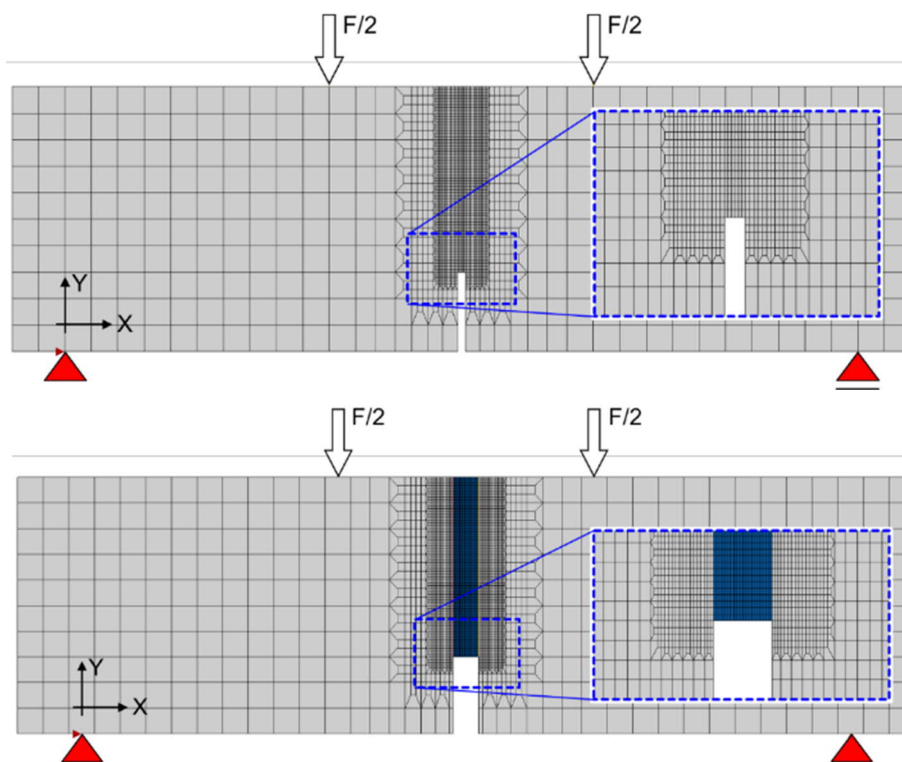
Modele Mooney-Rivlina i Neo-Hookeana opisywały względnie poprawnie zachowanie polimeru PT pod obciążeniem w całej fazie przedkrytycznej. Dalsza aproksymacja modelami hipersprężystymi fazy pokrytycznej prowadziła do znaczących różnic pomiędzy eksperymentem a wynikiem iteracji. Miało to związek – jak wspomniano wyżej – z plastycznym charakterem fazy pokrytycznej polimeru, który z natury nie mógł być opisany modelami hipersprężystymi. Opisane tutaj wyniki przeprowadzono jedynie w celu rozpoznania tematu i należy uznać je za wstępne jako przyczynek do przyszłych, bardziej szczegółowych badań.

5.3 Model skończenie elementowy

Analizy numeryczne przeprowadzono przy wykorzystaniu oprogramowania DIANA opartego na metodzie elementów skończonych (DIANA, 2019). Zbudowano dwa modele numeryczne odzwierciedlające pracę elementów betonowych przebadanych w teście na czteropunktowe zginanie: (1) element przed naprawą i (2) element po naprawie złączem podatnym (por. pkt. 4.2.2). Oba modele dotyczą belki betonowej o przekroju nominalnym $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$. Pierwszy model odzwierciedla belkę betonową przed naprawą, która została nacięta na głębokość 30 mm na dolnej krawędzi. Model drugi odzwierciedla belkę betonową po naprawie złączem podatnym typu PT o nominalnej grubości polimeru 10 mm.

Przeprowadzono analizę 2D dla płaskiego stanu naprężenia (PSN). Topologia siatki elementów skończonych (ES) wykorzystanej w analizie przedstawiono na rys. 5.4. Przyjęto w modelu elementy skończone z kwadratową funkcją kształtu; dla betonu i polimeru 8-węzłowe elementy typu CQ16M (DIANA, 2019). W obszarze karbu zastosowano również zagęszczenie siatki ES typu h (ES o minimalnych i maksymalnych wymiarach odpowiednio $0.5 \times 1.0 \text{ mm}^2$ i $10 \times 10 \text{ mm}^2$).

W celu uwzględnienia wpływu warstwy gruntującej nałożonej wcześniej na uszkodzoną powierzchnię betonową, zamodelowano warstwę interfejsu o zerowej grubości. Interface zlokalizowano na styku polimeru i betonu i wykorzystano do tego elementy 6-węzłowe typu CL12I (DIANA, 2019).



Rys. 5.4 Model MES elementu betonowego przed (u góry) i po naprawie (u dołu) złączem podatnym

5.4 Konstytutywne modele materiałów

5.4.1 Beton

W analizie numerycznej złącza podatnego wykorzystano model betonu oparty na modelu rys rozmytych z rysami obracającymi się (de Borst, 1987) w ujęciu odkształceń całkowitych (ang. *total strains*) według (Vecchio, 1989; 1990). W oprogramowaniu DIANA nosi on nazwę *Total Strain Based Crack Model* (DIANA, 2019).

Badania doświadczalne pokazały, że naprężenia ściskające w betonie nie były dominujące a ich rozwój pod obciążeniem był liniowy (por. rys. 4.34), przez co nie było potrzeby wprowadzania zaawansowanych modeli betonu opisujących jego zachowanie w strefie naprężeń ściskających. Dla ściskanego betonu przyjęto liniowo-sprężystą zależność naprężenie – odkształcenie.

Beton w rozciąganiu zamodelowano jako materiał nieliniowy opisany wykładniczą funkcją osłabienia materiału według równania (5.1) (DIANA, 2019). Model ten jest powszechnie i z powodzeniem stosowany do modelowania zachowania się betonu przy rozciąganiu (Broujerdian & Kazemi 2010; Wójcicki & Winnicki 2010; Rots et al., 1989).

$$\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr}) = \exp\left(-\frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}}\right) \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = \frac{G_f}{h_{cr} f_t} \quad (5.2)$$

gdzie: σ_{nn}^{cr} – naprężenie prostopadłe do kierunku rysy, ε_m^{cr} – odkształcenie na tym samym kierunku, $\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$ – odkształcenie graniczne, G_f – energia pęknięcia, h_{cr} – szerokość pasma uszkodzenia (ang. *crack bandwidth*), f_t – wytrzymałość betonu na rozciąganie.

W celu poprawnego zdefiniowania kształtu i nachylenia funkcji naprężenie – odkształcenie w zakresie podkrytycznym przyjęto za (Rots, 1988), że szerokość pasma uszkodzenia (ang. *crack bandwidth*) wynosi $h_{cr} = \sqrt{A}$, gdzie A to pole powierzchni elementu skończonego. Dodatkowo takie ujęcie parametru h_{cr} jako funkcji wielkości elementu skończonego daje jednoznaczność zależności przemieszczenie – odkształcenie w zakresie pokrytycznym niezależnie od zagęszczenia siatki elementów skończonych. Nie zawsze gwarantuje to jednak określenia prawidłowej szerokości strefy lokalizacji odkształceń (Wójcicki & Winnicki 2010). W tabeli 5.1 zestawiono podstawowe parametry materiałowe betonu przyjęte w modelu MES uzyskane w badaniach eksperymentalnych.

Tabela 5.1 Parametry materiałowe modelu MES

Materiał	E [MPa]	f_t [MPa]	ν [-]	G_f [N/mm]
Beton	36700	3.73	0.20	0.150
Polimer typu PT	700	20.2	0.49	nie dotyczy

Uwagi: E – moduł Younga, f_t – wytrzymałość na rozciąganie; ν - współczynnik Poissona; G_f – energia pęknięcia, gdzie dla betonu przyjęto $G_f = 73 f_{cm}^{0.18} = 73 \cdot 55.1^{0.18} = 0.150$ N/mm (por. pkt. 4.3.1 i (fib MC, 2010))

5.4.2 Polimer typu PT

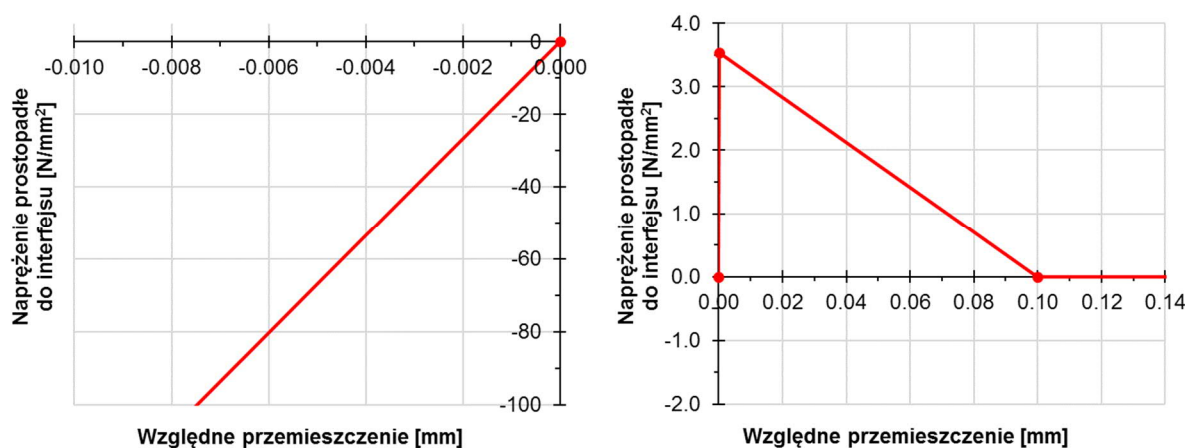
Przeprowadzone przez autora niniejszej pracy badania doświadczalne wykazały, że maksymalne naprężenie w złączu beton-polimer było równe wytrzymałości betonu na rozciąganie. Wytrzymałość polimeru PT była wyraźnie wyższa od wytrzymałości betonu na rozciąganie ($f_{pt} \approx 20$ MPa $\gg f_{ctm} = 3.73$ MPa; por. pkt. 4.3.1 i 4.3.2). Dodatkowo, polimer PT na poziomie naprężeń równych f_{ctm} zachowuje się wciąż liniowo-sprężyste. Dopiero przy naprężeniach powyżej 10 MPa polimer zaczyna wykazywać cechy nieliniowe.

(por. pkt. 4.3.2). Pozwala to na opis polimeru typu PT materiałem liniowo-sprężystym w analizie numerycznej.

Modelowanie polimeru PT innymi, bardziej złożonymi modelami konstytutywnymi jak np. modele materiałów hipersprężystych, nie znajduje w tym przypadku uzasadnienia w wynikach badań (por. pkt. 5.2). Nie ma również potrzeby dodatkowej kalibracji parametrów materiałowych polimeru dla tych modeli. Parametry materiałowe polimeru PT przyjęte w modelu MES zestawiono w tabeli 5.1.

5.4.3 Interface

W celu uwzględnienia wpływu warstwy gruntującej (*primer*) pomiędzy uszkodzoną powierzchnią betonu a warstwą polimeru zamodelowano warstwę interfejsu o zerowej grubości. Interfejs zlokalizowano na styku polimeru i betonu. Przyjęto nieliniowy model interfejsu z wytrzymałością równą wytrzymałości betonu na rozciąganie. Pozostałe parametry skalibrowano empirycznie na podstawie wyników badań doświadczalnych (rys. 5.5). Szczegółowe parametry interfejsu zestawiono w tabeli 5.2.



Rys. 5.5 Parametry mechaniczne modelu interfejsu pomiędzy betonem a polimerem dla ściskania (po lewej) i rozciągania (po prawej)

Tabela 5.2 Parametry interfejsu pomiędzy warstwą polimeru a betonem

Względne przemieszczenie [mm]	Trakcja prostopadła* [N/mm ²]
-10	-370000
0	0
0.00011	3.54
0.10	0.001
10	0.000010
100	0.000010

Uwagi: * naprężenie prostopadłe do powierzchni interfejsu

5.5 Metodologia obliczeń

W analizowanych płaskich modelach wykorzystano algorytm iteracyjny oparty na metodzie *Newtona-Raphsona*. W początkowej fazie obciążenia, do poziomu obciążenia ok. 75% F_{max} , zastosowano procedurę sterowania siłą. Przyrost obciążenia w tej fazie był równy $\Delta F = 200$ N. Po osiągnięciu obciążenia na poziomie 75% F_{max} algorytm zmienił procedurę obliczeniową na *arc-length control* (DIANA, 2019), gdzie $\Delta F = 100$ N. Za kryterium zbieżności przyjęto równowagę sił i przemieszczeń. Z racji względnie małych deformacji układu nie było potrzeby uwzględniania nieliniowości geometrycznej układu.

Zlokalizowano dwa węzły prowadzące (ang. *master control nodes*) na dolnej krawędzi elementu tuż przy nacięciu w celu uzyskania wartości odpowiadającej rozwartości karbu (ang. *crack mouth opening displacement*, CMOD). Obliczenia wykonano dla dwóch wariantów: (1) element betonowy przed naprawą oraz (2) element betonowy po naprawie złączem podatnym typu PT.

5.6 Wyniki analizy numerycznej

Głównym celem niniejszej analizy jest odwzorowanie wyników badań w modelu numerycznym. Zestawienie wyników badań i analizy numerycznej dla próbki o geometrii $b \times h = 100 \times 100$ mm² zestawiono w tablicy 5.3.

Różnica siły niszczącej F_{max} w analizie numerycznej względem eksperymentu dla próbki pierwotnej (przed naprawą) wynosiła 9% i dla próbki po naprawie złączem podatnym 7%. Stopień efektywności naprawy w obliczeniach wynosił $JE(\sigma) = 89\%$ i był bliski wartości uzyskanej w badaniach ($JE(\sigma) = 87\%$).

Analizując wartości CMOD stwierdzono względną zgodność wyników badania i analiz numerycznych. Odnotować należy fakt, że wyniki analizy numerycznej CMOD odpowiadające F_{max} dla próbki pierwotnej (przed naprawą) odbiegają nieco od wartości średniej uzyskanej w eksperymencie. Wyniki te są jednak tego samego rzędu, a ich bezwzględna różnica nie jest znacząca i wynosi 0.0203 mm. Należy również zwrócić uwagę na fakt, że zależność σ -CMOD uzyskana z obliczeń pokrywała się ze ścieżką uzyskaną w badaniach (por. rys. 5.6).

Względna różnica wartości CMOD uzyskana z obliczeń dla próbki po naprawie złączem podatnym była bliska wartości średniej uzyskanej w badaniach (różnica 1%). Należy tutaj podkreślić, że stosunek wartości rozwarcia nacięcia (CMOD) w chwili zarysowania elementu przed naprawą i po naprawie w analizie numerycznej wynosił blisko 4.8 (= 131.2/27.4, tab. 5.3). W badaniach doświadczalnych stosunek ten wynosił ok. 2.8, co miało najpewniej związek z podatnością stanowiska badawczego.

Analizując maksymalne odkształcenia w betonie przy zarysowaniu zaobserwowano, że analiza numeryczna wykazała zadowalającą zgodność wyników z wartościami uzyskanymi w badaniach za pomocą metody DIC. Bezwzględna różnica odkształceń analizowanej próbki przed naprawą względem eksperymentu wynosiła $\Delta\epsilon_x \approx 0.033$, a dla próbki po naprawie $\Delta\epsilon_x \approx 0.010$. Szczegółowe wyniki zestawiono w tab. 5.3.

Tabela 5.3 Zestawienie wyników analizy numerycznej i badań eksperymentalnych

Wynik	Element betonowy		Element po naprawie	
	Eksperyment	MES	Eksperyment	MES
Obciążenie niszczące, F_{max} [kN]	8.63 (AV)	7.84	7.52 (AV)	7.00
CMOD dla F_{max} [mm]	0.048 (AV)	0.027	0.133 (AV)	0.131
Max odkształcenie dla F_{max} [-]	0.071 (DIC)	0.038	0.015 (DIC)	0.005

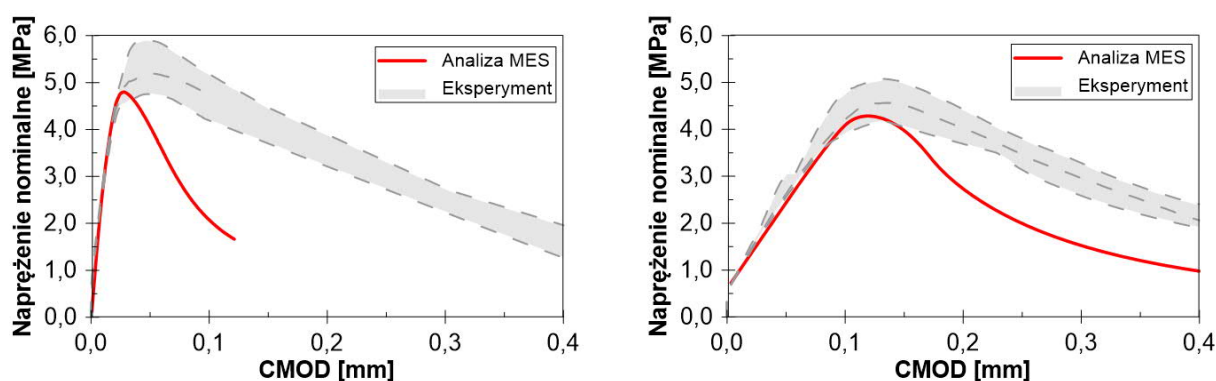
Uwagi: AV – wartość średnia, DIC – wartości otrzymane z pomiarów DIC

Na rys. 5.6 przedstawiono zależność naprężenie – rozwarcie karbu (σ -CMOD) otrzymaną w analizie numerycznej na tle wyników eksperymentalnych. Analizując przebieg krzywej σ -CMOD dla próbki pierwotnej (przed naprawą) stwierdzono, że w fazie przedkrytycznej wyniki obliczeń pokrywają się z wynikami eksperymentu. Zgodność ta dotyczy również wartości naprężeń niszczących σ_{max} oraz CMOD. Wyniki obliczeń mieszczą się w zakresie wyznaczonym przez obwiednie wyników badań.

Przebieg fazy pokrytycznej w modelu numerycznym odpowiadał reprezentacji krzywej pokrytycznej przedstawianej w literaturze (fib MC, 2010; de Oliveira e Suosa et al., 2007; Planas et al., 2007). Jakkolwiek stwierdzono różnicę w wynikach obliczeń względem eksperymentu, gdzie odpowiedź elementu badanego wykazywała większą

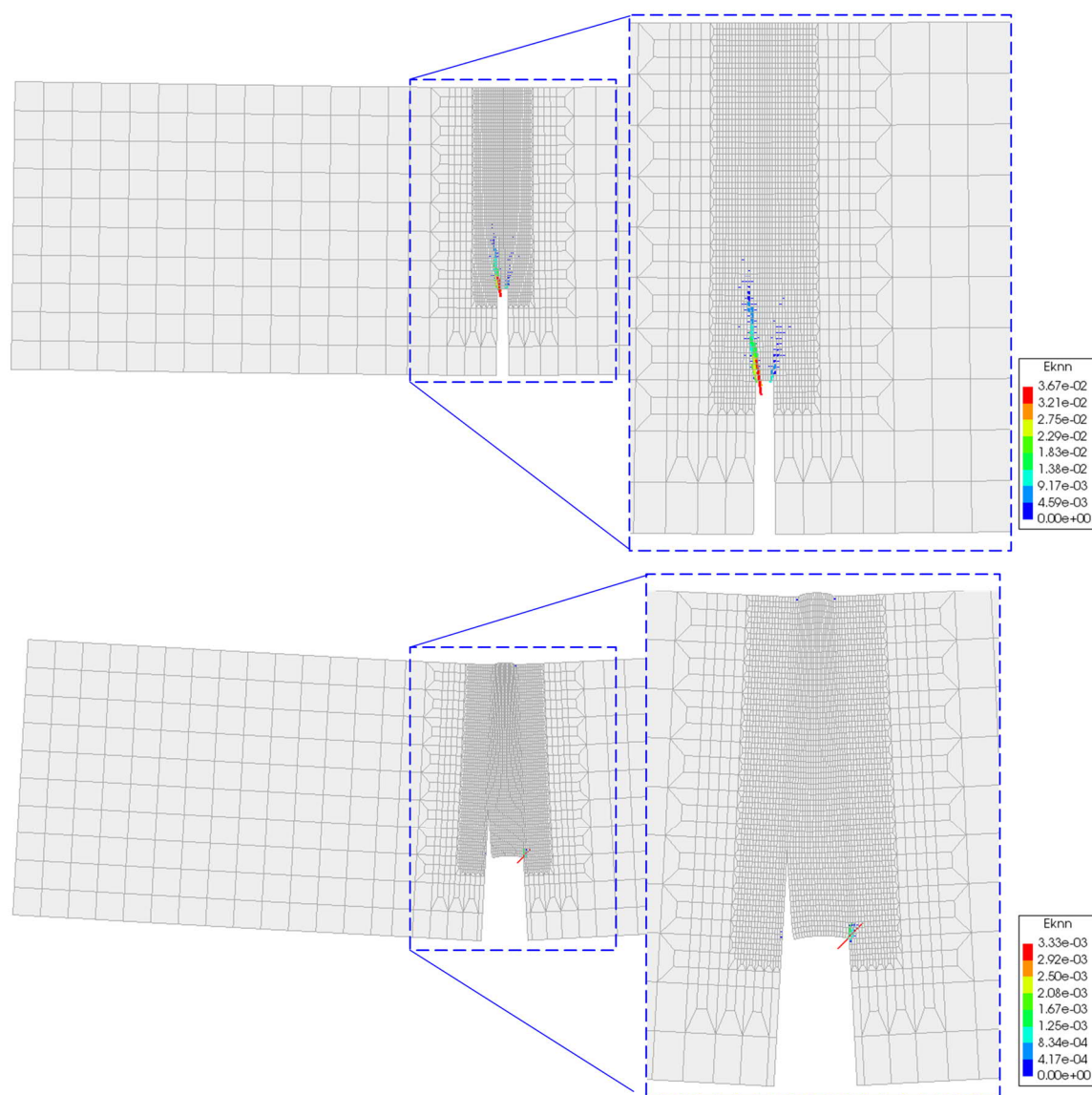
ciągłość. Przyczyną tego mogła być podatność stanowiska badawczego oraz sklepieniowy mechanizm zniszczenia wywołany tarcie na podporach próbki, który nie został zamodelowany w analizie numerycznej (2020).

Zachowanie się próbki po naprawie złączem podatnym było porównywalne do eksperymentu. Ścieżka przedkrytyczna σ -CMOD otrzymana w analizie numerycznej pokrywała się ze wynikami badań. Z kolei odpowiedź próbki po naprawie, w fazie pokrytycznej, miała względnie podobny przebieg jak w eksperymencie. Względne różnice w fazie pokrytycznej wytłumaczyć można – podobnie jak w przypadku elementu betonowego przed naprawą – wpływem tarcia na podporach i niedostateczną sztywnością stanowiska badawczego.

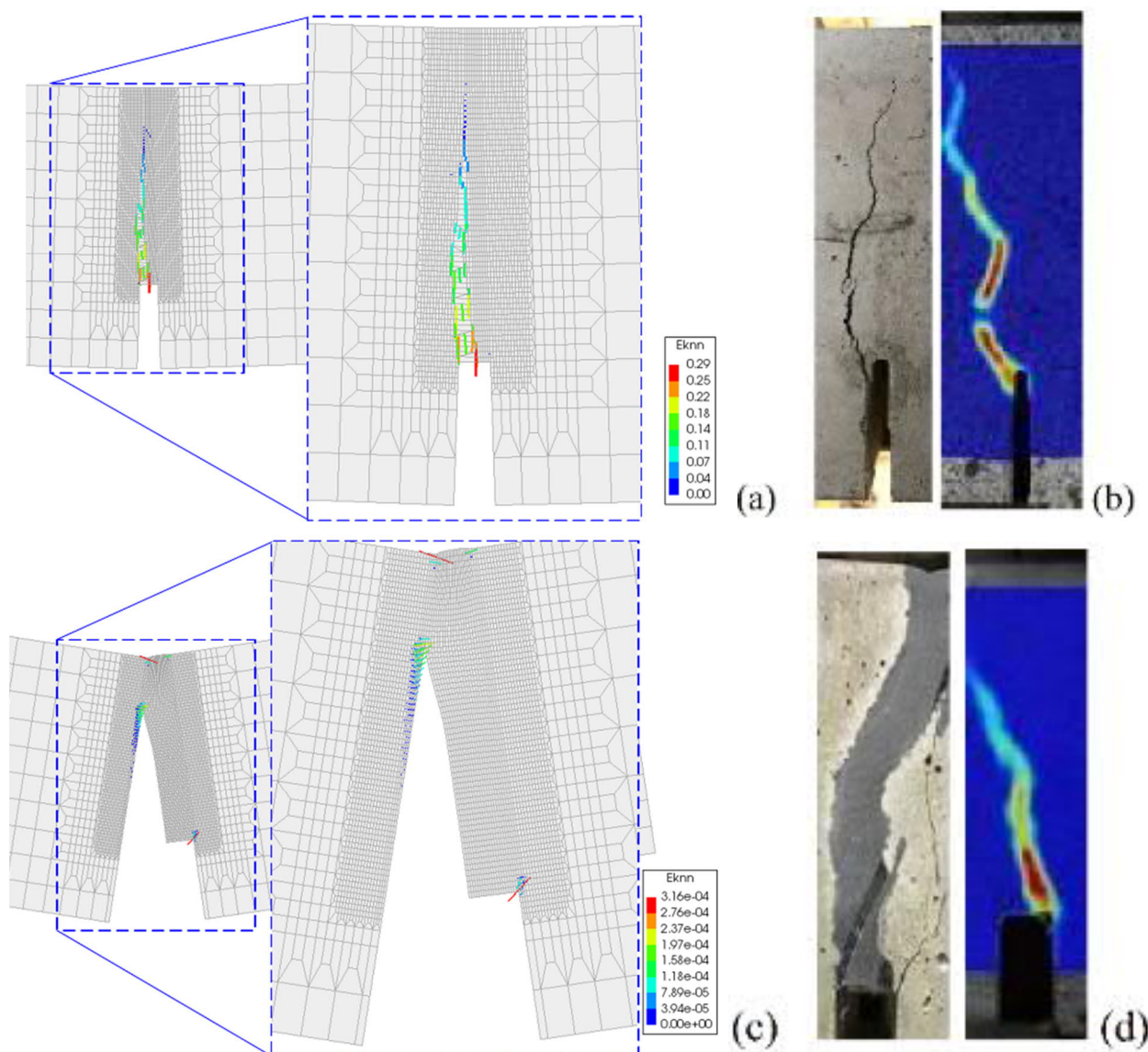


Rys. 5.6 Zależność napężenie – CMOD uzyskane z analizy numerycznej i badań eksperymentalnych: element betonowy przed naprawą (po lewej), element po naprawie złączem podatnym typu PT (po prawej)

Model numeryczny odzwierciedlał proces zarysowania (rys. 5.7) i postać zniszczenia (rys. 5.8) uzyskane w badaniach. Element betonowy został zniszczony przez rysę powstałą wzdłuż nacięcia, gdzie naprężenia rozciągające osiągnęły największą wartość. Zauważyć należy, że obraz początkowych uszkodzeń w postaci rys był podobny to tego obserwowanego na mapach odkształceń uzyskanych z pomiaru DIC.



Rys. 5.7 Obraz odkształceń przy zarysowaniu: element betonowy przed naprawą (u góry), element po naprawie złączem podatnym typu PT (u dołu)



Rys. 5.8 Obraz odkształceń przy zniszczeniu elementu betonowego przed naprawą (u góry), elementu po naprawie złączem podatnym typu PT (u dołu) – analiza MES (po lewej), eksperyment (w środku), DIC (po prawej)

5.7 Analiza parametryczna złącza podatnego typu PT

Wykorzystując skalibrowany model numeryczny elementu betonowego przed i po naprawie złączem podatnym przeprowadzono analizę parametryczną wpływu geometrii złącza na jego nośność i odkształcalność. Analiza miała na celu rozszerzenie zakresu badań doświadczalnych i określenie uogólnionej efektywności naprawy złącza podatnego w funkcji geometrii złącza.

Parametrem zmiennym w analizie było zmodyfikowany współczynnik kształtu (MSF), który opisywał geometrię złącza. Zmodyfikowany współczynnik kształtu określono dla zmiennej szerokości złącza podatnego (b). Takie ujęcie pozwala na analizę geometrii typowej

dla elementów powierzchniowych, jak płyty, ściany itp. Wysokość złącza (h) oraz długość elementu (rozpiętość podpór) zależy istotnie m.in. od efektu skali, który z zasady nie uwidacznia się w analizach numerycznych. Z tego powodu pominięto tutaj analizę wpływu tych wielkości. Analizę parametryczną przeprowadzono dla następujących geometrii złącza podatnego $b \times h$:

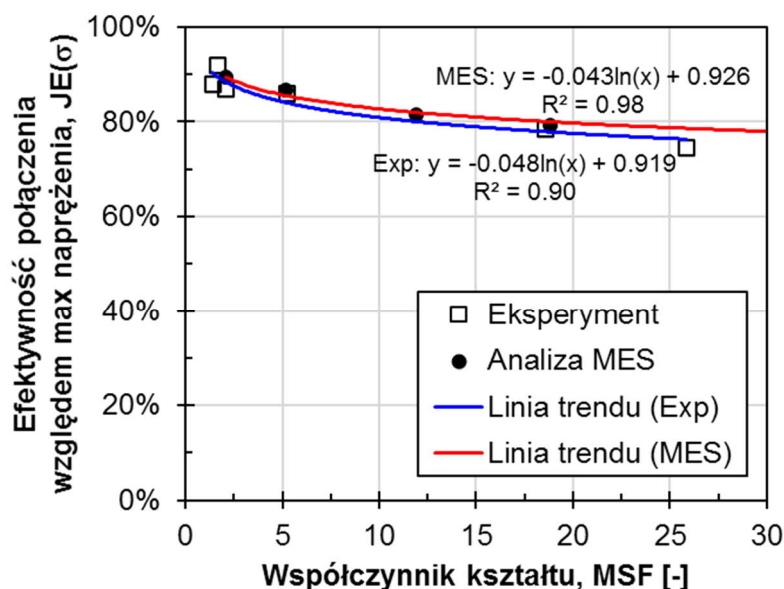
- 1) $100 \times 100 \text{ mm}^2$ (MSF = 2.1 – element referencyjny),
- 2) $200 \times 100 \text{ mm}^2$ (MSF = 5.2),
- 3) $400 \times 100 \text{ mm}^2$ (MSF = 11.9),
- 4) $600 \times 100 \text{ mm}^2$ (MSF = 18.8),
- 5) $1000 \times 100 \text{ mm}^2$ (MSF = 32.7),
- 6) $2000 \times 100 \text{ mm}^2$ (MSF = 67.6).

Wszystkie naprawione próbki zamodelowano z warstwą polimeru typu PT o grubości 10 mm. Podobnie jak w badaniach eksperymentalnych (por. pkt. 4.3) przyjęto dwa kryteria oceny efektywności połączenia złączem podatnym:

- 1) stopień efektywności naprawy w funkcji naprężeń – $JE(\sigma)$ oraz
- 2) stopień efektywności naprawy w funkcji energii zniszczenia względem rozwarcia nacięcia – $JE(W\text{-CMOD})$.

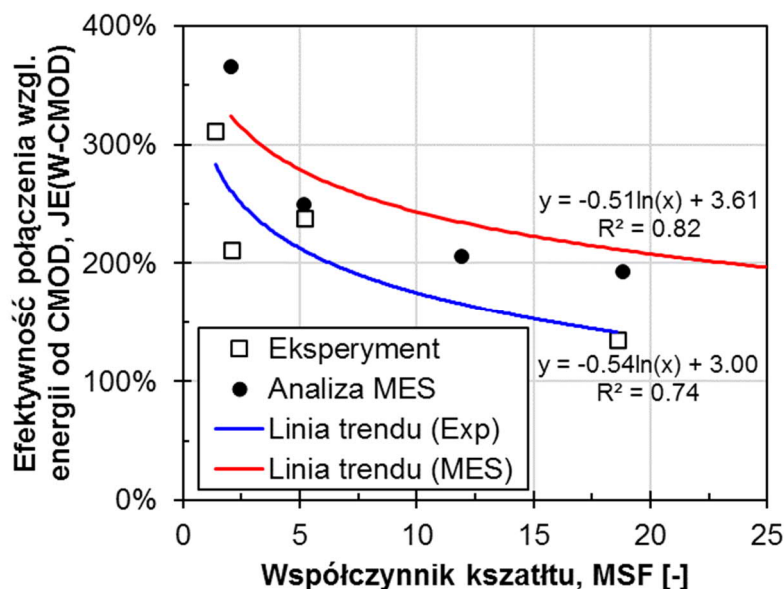
5.7.1 Adekwatność wyników obliczeń i wyników badań eksperymentalnych

Na wstępie przeanalizowano adekwatność modeli numerycznych względem wyników badań. Rysunek 5.9 przedstawia porównanie wyników badań eksperymentalnych i analiz numerycznych w funkcji efektywności naprawy względem maksymalnych naprężeń w zakresie przebadanych geometrii próbek (MSF w zakresie 1 do 20). Stwierdzono zadowalającą zgodność wyników analiz numerycznych z wynikami badań. W obu przypadkach stopień efektywności naprawy w funkcji maksymalnych naprężeń malał nieliniowo wraz ze wzrostem MSF.



Rys. 5.9 Porównanie wyników badań eksperymentalnych i analiz numerycznych w odniesieniu do efektywności połączenia w funkcji maksymalnego naprężenia i zmodyfikowanego współczynnika kształtu

Zestawiając wyniki eksperymentu i analiz numerycznych względem drugiego kryterium efektywności naprawy tj. energii zniszczenia względem rozwarcia nacięcia (CMOD), odnotowano większe różnice pomiędzy nimi (rys. 5.10). Elementy naprawione złączem podatnym wykazywały w badaniach większą ciągłość. Powodem tego był – jak wspomniano wyżej – wpływ podatności stanowiska badawczego i tarcie powstałe na podporach. Wpływ tych dwóch czynników nie zmieniał jednak charakteru tej funkcji a jedynie przesuwa ją równolegle w kierunku niższych wartości efektywności naprawy. Charakter zmiany efektywności naprawy wykonanej na CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu uzyskany w analizie parametrycznej był podobny do tendencji uzyskanej w badaniach.



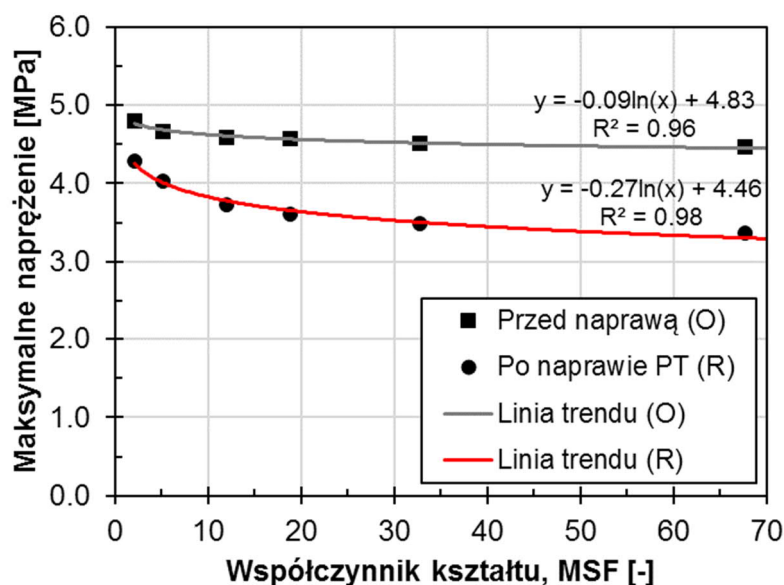
Rys. 5.10 Porównanie wyników badań i analiz numerycznych w odniesieniu do efektywności połączenia w funkcji energii zniszczenia względem CMOD i zmodyfikowanego współczynnika kształtu

5.7.2 Wyniki analizy parametrycznej

Na bazie skalibrowanego modelu numerycznego przeprowadzono analizę parametryczną mającą na celu poszerzenie wyników badań eksperymentalnych. W tym celu przeprowadzono obliczenia na łącznie 12 modelach elementów betonowych przed i po sklejeniu złączem podatnym typu PT.

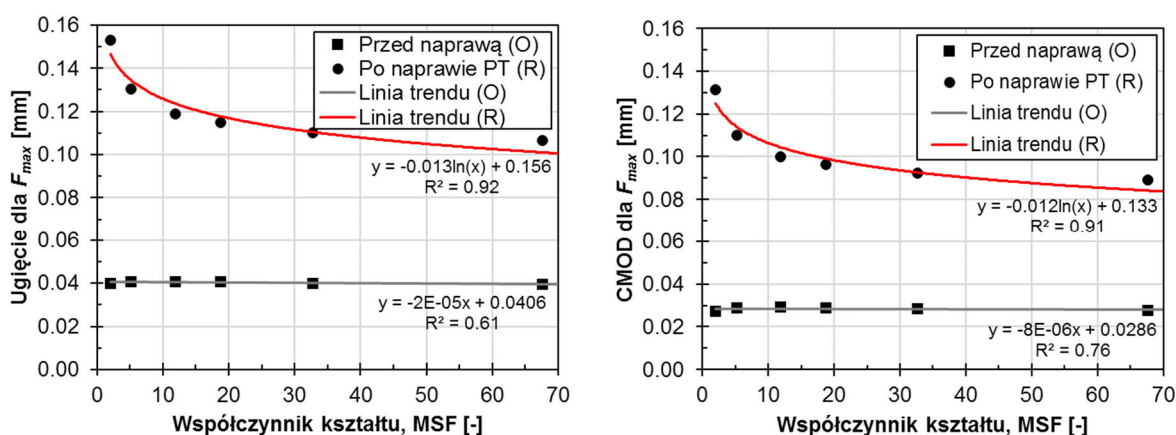
Na rysunku 5.11 przedstawiono wpływ geometrii próbek na wartość naprężeń maksymalnych. Próbki betonowe przed naprawą złączem podatnym wykazywały niewielki wpływ geometrii na naprężenia niszczące. Wraz ze wzrostem współczynnika kształtu (MSF) naprężenia niszczące nieznacznie malały.

Podobną tendencję zaobserwowano w próbkach naprawionych złączem podatnym. Jedynie przebieg tej zmiany miał charakter bardziej nieliniowy. W zakresie $MSF = 1 \div 5$ zaobserwowano istotny wpływ geometrii złącza na wartość maksymalnych naprężeń. Próbki o geometrii odpowiadającej $MSF \geq 20$, gdzie stosunek szerokości do wysokości złącza wynosił $b/h \geq 6$, wykazywały zbliżone wartości naprężeń niszczących a wpływ geometrii złącza na wartość tych naprężeń zanika. Wpływ geometrii złącza na zmianę naprężeń maksymalnych opisano w tym przypadku funkcją logarytmiczną (rys. 5.11).



Rys. 5.11 Maksymalne naprężenie nominalne w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT – wyniki analizy parametrycznej

Elementy betonowe przed naprawą wykazały pomijalny wpływ geometrii złącza na deformacje w momencie poprzedzającym zniszczenie (rys. 5.12). Zarówno rozwartość nacięcia (CMOD) jak i ugięcie nie zależały istotnie od szerokości elementu. Natomiast próbki po naprawie złączem podatnym wykazywały wyraźną zależność wartości CMOD i ugięcia względem geometrii złącza. Im wyższa była wartość współczynnika kształtu (MSF), tym niższe były wartości rozwarcia nacięcia i ugięcia. Wpływ ten malał wraz ze wzrostem MSF i dla wartości $MSF \geq 20$ ostatecznie zanikał. Przebieg ten określono nieliniową funkcją o charakterze logarytmicznym (rys. 5.12).

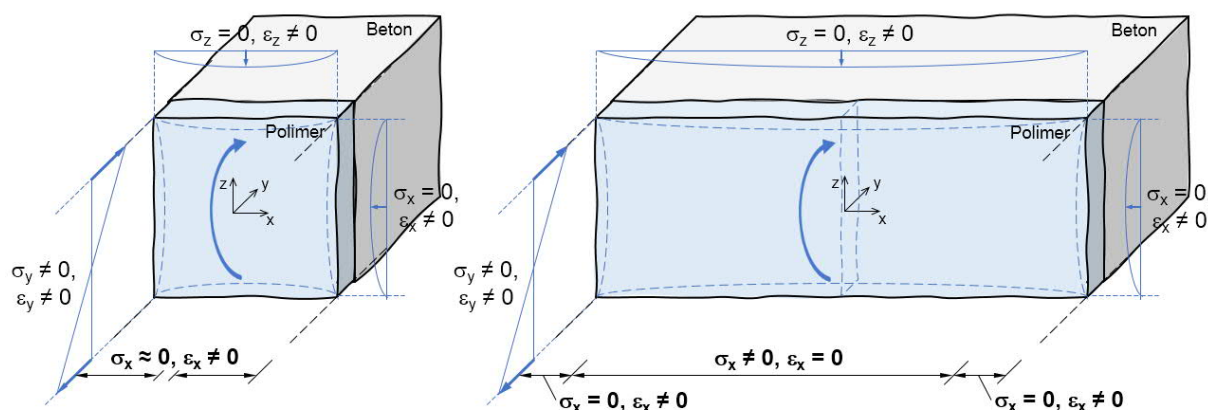


Rys. 5.12 Wartości ugięcia (po lewej) i CMOD (po prawej) odpowiadającym sile maksymalnej w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT

Analiza stanu naprężenia w funkcji geometrii złącza podatnego

Tak odmienną charakterystykę funkcji σ -MSF, CMOD-MSF jak i ugięcie-MSF złącza podatnego względem próbki betonowej przed naprawą wyjaśnić można wpływem odkształcalności złącza na aktualny stan naprężenia. Otóż próbki o mniejszej szerokości złącza ($b = 100 \text{ mm}$, 200 mm) wykazywały praktycznie płaski stan naprężeń na całej szerokości złącza. Ponieważ złącze o takiej geometrii miało zdolność do swobodnych odkształceń w swojej płaszczyźnie (por. ε_x i ε_z na rys. 5.13), naprężenia w płaszczyźnie złącza (σ_x i σ_z) były zerowe lub bliskie zeru.

Inaczej było w przypadku złącza o większej szerokości ($b > 400 \text{ mm}$; rys. 5.13), gdzie swoboda odkształceń w płaszczyźnie złącza (ε_x) występowała jedynie na niewielkim obszarze ograniczonym do skrajnych powierzchni złącza. Natomiast w obszarze środkowym odkształcenia w płaszczyźnie złącza były bliskie zeru, co determinowało powstanie złożonego stanu naprężenia. Ten zmieniony stan równowagi, który odpowiadać może płaskiemu stanowi odkształcenia, zwiększał sumaryczne naprężenia o składową $\sigma_x \neq 0$ prowadząc do wcześniejszego zniszczenia złącza podatnego. Taką interpretację zachowania się złącza podatnego o zmiennej szerokości potwierdziły wyniki analizy parametrycznej opisującej efektywność naprawy względem pierwotnej próbki betonowej.

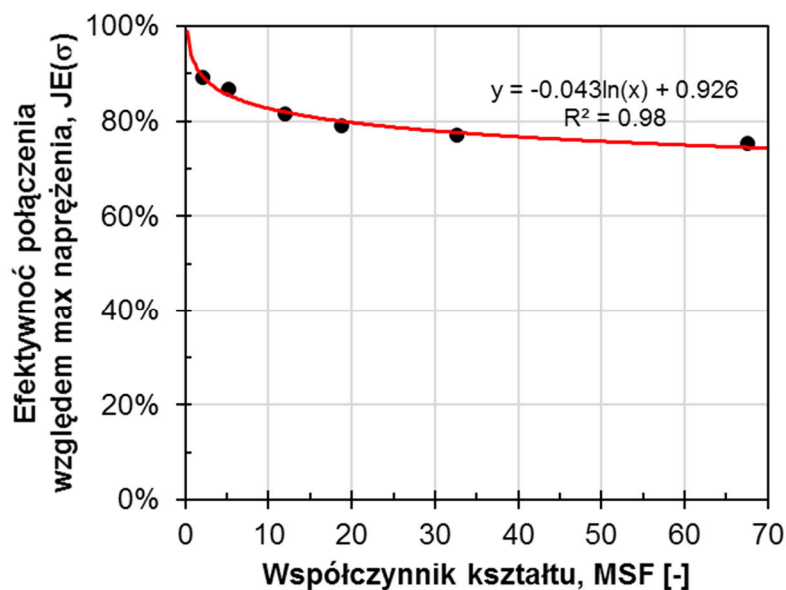


Rys. 5.13 Stan naprężenia i odkształcenia złącza w zależności od szerokości złącza podatnego – czyste zginanie (linie przerywane reprezentują postać odkształcenia)

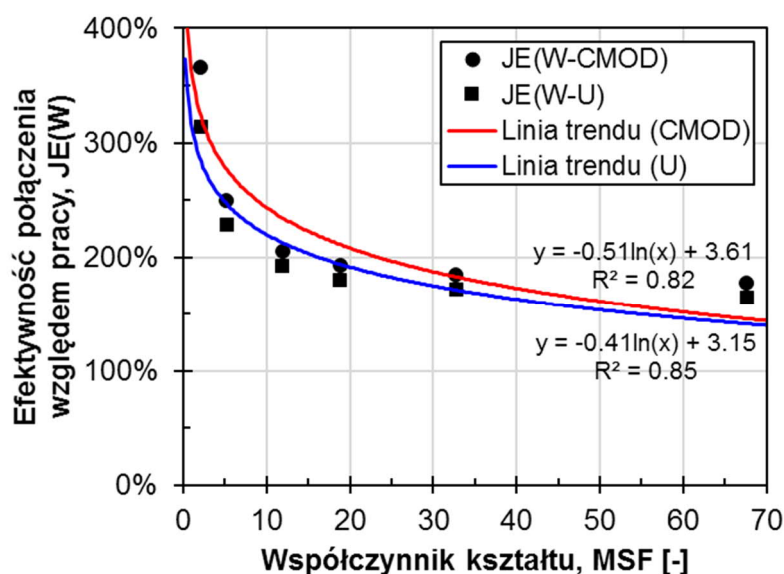
Efektywność naprawy złączem podatnym w funkcji szerokości złącza

Złącze podatne o współczynniku kształtu $MSF < 20$ wykazywało istotny wpływ geometrii na efektywność naprawy w funkcji naprężeń $JE(\sigma)$ (rys. 5.14). Wpływ ten zanikał wraz ze wzrostem wartości MSF , co było wynikiem zanikania wpływu odkształcalności złącza na kierunku osi $x-x$. Zaobserwowano tendencję stabilizowania się (asymptota) poziomu efektywności połączenia (naprawy) dla $MSF > 30$ na poziomie $JE(\sigma) = 70-75\%$ (rys. 5.14).

Podobna tendencja występowała względem drugiego kryterium oceny efektywności naprawy złącza podatnego – energii zniszczenia względem CMOD i ugięcia (Fig. 5.15). Wpływ geometrii (szerokości) złącza na wielkość energii niszczenia nagromadzonej przez złącze podatne był wyraźny dla niższych wartości współczynnika kształtu, tj. $MSF < 20$ i malał wraz ze wzrostem MSF . Podkreślić należy, że efektywność połączenia względem drugiego kryterium stabilizowała się dla wartości $MSF > 20$ i dążyła asymptotycznie do poziomu $JE(W-U) = 160-170\%$ i $JE(W-CMOD) = 170-180\%$ (rys. 5.15).



Rys. 5.14 Efektywność połączenia (naprawy) elementów betonowych złączem podatnym typu PT w odniesieniu do jego wytrzymałości



Rys. 5.15 Efektywność połączenia (naprawy) elementów betonowych złączem podatnym typu PT w funkcji energii zniszczenia względem ugięcia i CMOD w chwili zniszczenia

5.8 Podsumowanie analiz numerycznych

Wykonano kalibrację modelu polimeru typu PT w oparciu o dostępne w literaturze miary odkształcenia: logarytmiczną Hencky'ego jak i Darijani-Naghdabadi. Dodatkowo aproksymowano funkcje naprężenie – odkształcenie uzyskane w eksperymencie modelami hipersprężystymi Mooney-Rivlina i Neo-Hookeana. Z powodu występowania fazy pokrytycznej o charakterze plastycznym, funkcję σ - ε zostały skalibrowane na podstawie wyników fazy przedkrytycznej. Uzyskane wyniki opisują. Podkreślono w tym miejscu, że analizy iteracyjne materiału polimeru PT przeprowadzono w celu rozpoznania tematu i miały posłużyć jako przyczynek do przyszłych, bardziej szczegółowych badań

Przeprowadzono analizy numeryczne opisujące zachowanie się elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT w teście na czteropunktowe zginanie. Obliczenia miały na celu odwzorowanie pracy elementów betonowych oraz złącza podatnego pod obciążeniem jak i mechanizmu zniszczenia w symulacji numerycznej. Kolejnym celem było określenie uogólnionej zależności wpływu geometrii złącza podatnego na jego nośność i odkształcalność. W tym celu przeprowadzono analizę parametryczną, która pozwoliła na rozszerzenie zakresu badań eksperymentalnych.

Zakres analiz obejmował łącznie 12 modeli numerycznych elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym. Parametrem zmiennym w analizie numerycznej była szerokość elementu betonowego i złącza podatnego. Za miarodajne kryterium analiz przyjęto: (1) stopień efektywności naprawy w funkcji naprężeń – $JE(\sigma)$ oraz (2) stopień efektywności naprawy w funkcji energii zniszczenia nagromadzonej przez CMOD – $JE(W-CMOD)$.

5.8.1 Bazowy model numeryczny

W celu odwzorowania zachowania się elementów betonowych oraz złącza podatnego pod obciążeniem w symulacji numerycznej zbudowano dwa bazowe modele w płaskim stanie naprężenia (PSN). Pierwszy model dotyczył pierwotnego elementu betonowego (tj. przed naprawą złączem podatnym), drugi – po naprawie złączem. Oba modele symulowały elementy przebadane w rozdz. 4.3.3.2 o geometrii $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ oraz złącze podatne typu PT o grubości 10 mm.

Zbudowano poprawnie działające modele 2D z wykorzystaniem metody elementów skończonych. W modelu wykorzystano nieliniowe funkcje kształtu i elementy skończone 8-węzłowe (materiał betonu i polimeru) oraz 6-węzłowe (warstwa gruntująca jako element interface'owy); zastosowano dyskretyzację siatki ES typu h. Następnie, opierając się na wynikach badań eksperymentalnych i modelach dostępnych w literaturze, skalibrowano

parametry materiałowe betonu, polimeru oraz warstwy kontaktowej (interface) łączącej beton z polimerem.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono według sformułowanej przez autora metodologii obliczeń polegającej na właściwym doborze procedury sterowania przyrostem obciążenia oraz kryterium zbieżności obliczeń w fazie pracy sprężystej jak i później aż do zakresu pokrytycznego. Analizie poddano następujące wyniki: przebieg krzywej siła – odkształcenie w funkcji rozwarcia nacięcia (F -CMOD), wartości siły niszczącej (F_{max}), CMOD odpowiadające sile niszczącej, maksymalne odkształcenia w betonie odpowiadające sile niszczącej oraz mechanizm zniszczenia próbek.

Analiza numeryczna poprawnie odwzorowała zachowanie się elementu betonowego przed naprawą w całym zakresie pracy (faza sprężysta, zniszczenie, faza pokrytyczna), co znalazło potwierdzenie w literaturze (fib MC, 2010; de Oliveira e Suosa et al., 2007). W fazie pokrytycznej wyniki analizy nie pokrywały się z wynikami eksperymentalnymi, co związane było z opisanymi wcześniej ograniczeniami badań (por. pkt. 4.3.2). Stwierdzono natomiast ogólną zgodność przebiegu obu krzywych.

Dodatkowo uzyskano zadowalającą zgodność wyników przed i po naprawie złączem podatnym typu PT względem eksperymentu. Zgodność wyników dotyczyła zarówno przebiegu krzywej naprężenie – odkształcenie (w ujęciu CMOD), wartości siły niszczącej (różnice wyników 7% ÷ 9%), postaci zniszczenia elementów zarówno przed jak i po naprawie złączem podatnym.

Wyniki analiz modelu złącza podatnego typu PT pokrywały się z wynikami badań; otrzymane wyniki odpowiadały wartościom średnim i mieściły się w obwiedni wyników wyznaczonych eksperymentalnie (por. rys. 5.6). Stopień efektywności połączenia (naprawy) złącza podatnego w funkcji naprężeń wykazał wysoką zgodność z wynikami eksperymentu, odpowiednio $JE(\sigma) = 89\%$ i 87% . Stwierdzono jednak pewną rozbieżność w fazie pokrytycznej próbki pierwotnej (przed naprawą). Przyczynę powstania tych rozbieżności w fazie pokrytycznej wyjaśnić należy – podobnie jak przy opisanym wyżej elemencie pierwotnym – niewystarczającą sztywnością stanowiska badawczego.

5.8.2 Analiza parametryczna

Na bazie skalibrowanego modelu numerycznego przeprowadzono analizę parametryczną złącza podatnego typu PT mającą na celu rozszerzenie wyników badań eksperymentalnych o inne geometrie złącza. Geometrię złącza określono za pomocą zmodyfikowanego współczynnika kształtu (MSF). Za parametr zmienny w analizie

parametrycznej przyjęto szerokość złącza podatnego w zakresie 10 cm do 200 cm ($MSF \approx 2 \div 70$).

Wyniki analizy parametrycznej wykazały wysoką zgodność z wynikami badań eksperymentalnych w odniesieniu do stopnia efektywności naprawy $JE(\sigma)$. Wartości $JE(\sigma)$ pokrywały się z wynikami eksperymentu w pełnym zakresie badań dla $MSF \approx 2 \div 20$.

Analizując wpływ szerokości elementu na efektywność naprawy złączem podatnym w funkcji energii zniszczenia względem CMOD (tj. $JE(W-CMOD)$), stwierdzono zawyżenie wartości względem wyników eksperymentalnych (por. rys. 5.10). W rzeczywistości różnice te wynikały z wpływu podatności stanowiska badawczego oraz tarcia na podporach stanowiska badawczego, co doprowadziło do zwiększenia odkształceń elementu w badaniach eksperymentalnych. Wpływ ten był bezpośrednią przyczyną zawyżenia wartości CMOD i ugięcia. Różnice te nie wpłynęły jednak na charakter krzywej $JE(W-CMOD)$ w funkcji MSF. Obserwacja ta znalazła potwierdzenie w wynikach analiz numerycznych.

Analizując oba kryteria efektywności naprawy złączem podatnym (w funkcji naprężeń oraz energii zniszczenia względem CMOD) stwierdzono, że wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF (tutaj funkcja szerokości elementu) efektywność naprawy malała. Zmiana ta miała charakter nieliniowy i wraz ze wzrostem MSF dążyła asymptotycznie do ustalonej wartości. I tak dla wartości $MSF \leq 10$ stwierdzono istotny wpływ geometrii złącza na wartość maksymalnych naprężeń. Dla wartości $MSF = 2.06$ stopień efektywności naprawy wynosił $JE(\sigma) = 89\%$, podczas gdy dla $MSF = 11.9$ – $JE(\sigma) = 82\%$. Następnie stwierdzono, że spadek efektywności naprawy dążyła asymptotycznie do ustalonego poziomu dla wyższych wartości współczynnika kształtu (tj. dla $MSF \geq 20$). Dla $MSF = 18.8$ $JE(\sigma) = 79\%$ aż do $MSF = 68$, gdzie $JE(\sigma) = 75\%$. Efektywność naprawy złączem podatnym typu PT ustabilizowała się na poziomie $JE(\sigma) = 70 \div 75\%$ ($MSF > 70$). Założono z pewnym zapasem bezpieczeństwa, że graniczny (minimalny) stopień naprawy wynosił $JE(\sigma) > 70\%$.

Stopień efektywności naprawy względem energii zniszczenia nagromadzonej względem CMOD miał podobny charakter do opisanego wyżej wskaźnika $JE(\sigma)$. Wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF efektywność naprawy $JE(W-CMOD)$ malała i dążyła ostatecznie do ustalonego poziomu. Dla niższych wartości $MSF \leq 10$ wykazano intensywny spadek wartości $JE(W-CMOD)$ z poziomu 365% ($MSF = 2.06$) do poziomu 206% ($MSF = 11.9$). Następnie wartość $JE(W-CMOD)$ stabilizowała się dla wyższych wartości współczynnika kształtu, tj. $MSF > 20$, na poziomie $JE(W-CMOD) = 170 \div 180\%$. Przyjęto, że graniczny (minimalny) stopień naprawy wynosił $JE(W-CMOD) > 170\%$ ($MSF > 70$). Stopień efektywności naprawy w funkcji energii zniszczenia względem ugięcia $JE(W-U)$ był proporcjonalnie niższy i osiągnął graniczną (minimalną) wartość $JE(W-U) > 160\%$ ($MSF > 70$).

6 Podsumowanie i wnioski

6.1 Przegląd głównych osiągnięć pracy

Głównym celem pracy było zbadanie wpływu polimerowego złącza podatnego typu PT i PS na pracę elementów betonowych. Przebadane elementy zostały poddane obciążeniom odpowiadającym efektom odkształceń wymuszonych występujących powszechnie w konstrukcjach betonowych.

W pracy podsumowano literaturę przedmiotu dotyczącą odkształceń wymuszonych i ich źródeł (rozdział 2.1). Przedstawiono przegląd najczęstszych uszkodzeń wywołanych przez te zjawiska w odniesieniu do betonowych elementów powierzchniowych (rozdz. 2.2). Przedstawiono i sklasyfikowano metody napraw mające na celu przywrócenie nośności i użyteczności elementom konstrukcji lub ograniczenie skutków wywołanych siłami wymuszonymi (rozdz. 2.3).

Na bazie literatury opisano najważniejsze właściwości mechaniczne i fizyczne betonu oraz jego zachowanie się w prostych i złożonych stanach naprężenia (rozdz. 3.1). Następnie scharakteryzowano polimery typu PT i PS budujące złącze podatne na tle innych materiałów adhezyjnych (rozdz. 3.2). Przedstawiono literaturę dotyczącą obu typów polimerów oraz zestawiono przegląd badań dotyczący ich właściwości mechanicznych i fizycznych. Przedstawiono również miarodajne modele teoretyczne, miary deformacji i związki konstytutywne opisujące zachowanie się polimerów pod obciążeniem. W rozdziale 3.3 przedstawiono ideę wykorzystania polimerowego złącza podatnego w naprawie elementów z materiałów kruchych. Następnie zestawiono dostępne w literaturze wyniki badań dotyczące złącza podatnego typu PT i PS na tle innych metod naprawczych.

W kolejnych rozdziałach przedstawiono wyniki badań autora nad zastosowaniem polimerowego złącza podatnego typu PT i PS w połączeniu elementów betonowych. Rozdział 4 przedstawia wyniki badań eksperymentalnych dotyczących połączenia pierwotnego i wtórnego (naprawa). Zakres badań eksperymentalnych oraz wnioski opisano w punktach poniżej. Uzyskano następujące oryginalne osiągnięcia w zakresie opisu i zastosowania polimerowego złącza podatnego:

- opracowanie bazy danych testów na jednoosiowe rozciąganie i czteropunktowe zginanie elementów betonowych połączonych polimerowym złączem podatnym typu PT i PS,
- analiza zachowania się elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT i PS w fazie przedkrytycznej oraz w momencie uszkodzenia,

- analiza wpływu złącza podatnego typu PT na zmianę lokalizacji uszkodzenia pod obciążeniem niszczącym (redystrybucja naprężeń w złączu) przy wykorzystaniu metody pomiarowej DIC,
- autorska ocena skuteczności połączenia (naprawy) za pomocą efektywności połączenia (JE) w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu (MSF),

Rozdział 5 obejmuje analizy numeryczne przeprowadzone w odniesieniu do przedstawionych badań eksperymentalnych. Oryginalnymi osiągnięciami tej części pracy była budowa i kalibracja dwóch modeli numerycznych opisujących pracę elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT. Zbudowano również kolejne 10 modeli w celu przeprowadzenia analizy parametrycznej dotyczącej wpływu geometrii złącza na efektywność połączenia.

Niniejsza praca zrealizowała następujące cele:

1. Opisano pracę betonu w polimerowym złączu podatnym poddanym rozciąganiu i zginaniu.
2. Określono efektywność połączenia elementów betonowych polimerowym złączem podatnym wraz z oceną wpływu rodzaju polimeru oraz geometrii złącza w badaniach doświadczalnych.
3. Przeprowadzono analizę parametryczną wpływu geometrii złącza na efektywność jego naprawy przy użyciu modeli numerycznych.

Niemniejsza praca zweryfikowała postawione na początku pracy twierdzenie, że zastosowanie polimerowego złącza podatnego wpływa znacząco na zwiększenie odkształcalności złącza oraz wzrost energii zniszczenia jak też pozwala na efektywne połączenie elementów betonowych.

6.2 Beton

Przeprowadzono normowe badania podstawowych cech wytrzymałościowych betonu. W tym celu określono na 45 próbkach następujące parametry betonu:

- wytrzymałość na ściskanie (f_{cm}) dla 26 próbek,
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu ($f_{ctm,fl}$) dla 15 próbek oraz
- wytrzymałość na rozciąganie (f_{ctm}) dla 4 próbek.

Średnia wytrzymałość betonu C1 wyniosła odpowiednio dla ściskania i rozciągania: 55.1 MPa i 3.73 MPa. Wszystkie testy wykazały zadowalającą zgodność wyników a ich wskaźnik zmienności wynosił $CV = 2\% \div 9\%$ (rozdz. 4.3.1).

6.3 Polimer typu PT

Polimer typu PT wykazywał silnie nieliniowe związki naprężenie – odkształcenie (σ - ϵ). Na podstawie funkcji σ - ϵ wyodrębniono dwie fazy pracy polimeru: fazę przed- i pokrytyczną. Faza pokrytyczna wykazała istotne cechy plastyczności przez co funkcja σ - ϵ nie mogła zostać opisana w pełnym zakresie modelami materiałów hipersprężystych. Opis pracy polimeru typu PT modelami hipersprężystymi ograniczono do fazy przedkrytycznej (tj. do momentu osiągnięcia naprężeń maksymalnych). Polimer PT w teście na rozciąganie opisano dwoma skalibrowanymi i miarodajnymi modelami materiału hipersprężystego: Mooney-Rivlina i Neo-Hookeana.

Istotny wpływ na charakterystykę σ - ϵ miała również prędkość obciążenia. Z tego powodu przeprowadzono normowe badania na rozciąganie polimeru typu PT na łącznie 18 próbkach przy 5 prędkościach odkształcenia ($v = 0.01\%/min$ do $100\%/min$). Średnia wytrzymałość na rozciąganie polimeru typu PT wynosiła $f_{t,PT} = 20.2$ MPa (dla prędkości odkształcenia $v = 10\%/min$); natomiast dla polimeru typu PS – $f_{t,PS} = 2.9$ MPa.

Na podstawie przeprowadzonych badań (rozdz. 4.3.2) stwierdzono, że polimer typu PT wykazuje większą wytrzymałość na rozciąganie i sztywność wraz ze wzrostem prędkości obciążenia (por. rys. 4.10). W zakresie prędkości $v = 1\%/min \div 10\%/min$, które wykorzystano w dalszych badaniach, wpływ ten był jednak pomijalnie mały (różnica $< 2\%$).

Z drugiej strony, polimer PT osiągał wyższe wartości odkształcenia granicznego przy niższych prędkościach obciążenia. Wpływ ten był o tyle wyraźniejszy, im niższa była prędkość obciążenia ($\epsilon_{ult} = 7\%$ dla $v = 100\%/min$, $\epsilon_{ult} = 32\%$ dla $v = 0.01\%/min$). Podkreślono, że powodem tego był wpływ efektów czasowych (pełzanie), którym podlega polimer.

Stwierdzono również, że wraz z prędkością odkształcenia rosła również granica sprężystości polimeru typu PT. Zmiana ta miała charakter nieliniowy i zanikała wraz ze wzrostem prędkości odkształcenia (rys. 4.57). Z kolei granica sprężystości polimeru PT dla wyższych prędkości obciążenia ($v \geq 1\%/min$) była bliska jego wytrzymałości na rozciąganie ($f_t/f_{el} \leq 1.06$). Wpływ prędkości odkształcenia na wartość odkształceń w zakresie sprężystym był pomijalnie mały.

6.4 Połączenie pierwotne typu PT

Złącze podatne typu PT jako połączenie pierwotne zostało przebadane dla elementów $b \times h = 100 \times 100$ mm² w teście na czteropunktowe zginanie. Przeprowadzono łącznie 6 testów, gdzie wyróżniono dwa warianty połączenia: (1) sklejono końce próbek po

przecięciu ich piłą mechaniczną oraz (2) sklejenie próbek po jej wcześniejszym przecięciu w środku długości.

W celu miarodajnej oceny efektywności połączenia złącza podatnego zaproponowano autorskie kryterium – efektywność połączenia (ang. *joint effectiveness*, JE) w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu (ang. *modified shape factor*, MSF) – por. rozdz. 4.3.3.1. Ocenie podlegały naprężenia maksymalne w złączu oraz energia nagromadzona w złączu do momentu zniszczenia.

Połączenie pierwotne poddane zginaniu wykazało niższą efektywność połączenia w odniesieniu do wytrzymałości elementów betonowych. Efektywność połączenia pierwotnego w wariancie (1) wynosiła $JE(\sigma) = 62\%$, natomiast dla wariantu (2) $JE(\sigma) = 67\%$.

Analizując efektywność połączenia w odniesieniu do energii zniszczenia w funkcji CMOD stwierdzono, że w każdym z wariantów stopień efektywności połączenia był na poziomie wyraźnie wyższym niż 100%. Dla wariantu (1), gdzie połączono końce próbek, efektywność połączenia w funkcji energii zniszczenia względem CMOD wynosiła $JE(W-CMOD) = 128\%$, natomiast dla wariantu (2), gdzie próbki sklejo po przecięciu ich w połowie, $JE(W-CMOD) = 161\%$.

Różnice efektywności połączenia JE w wariancie (1) i (2) wyjaśnić należy odmienną przyczepnością w strukturze betonu. Powodem tego było inne zagęszczenie betonu w deskowaniu na końcach i w środku próbki, co skutkowało innym nasyceniem matrycy cementowej przez kruszywo. Na końcach elementów znajdowało się mniej kruszywa niż w ich części środkowej, dodatkowo wytrącało się tam więcej mleczka cementowego, co obniżyło lokalnie parametry mechaniczne betonu.

6.5 Połączenie wtórne

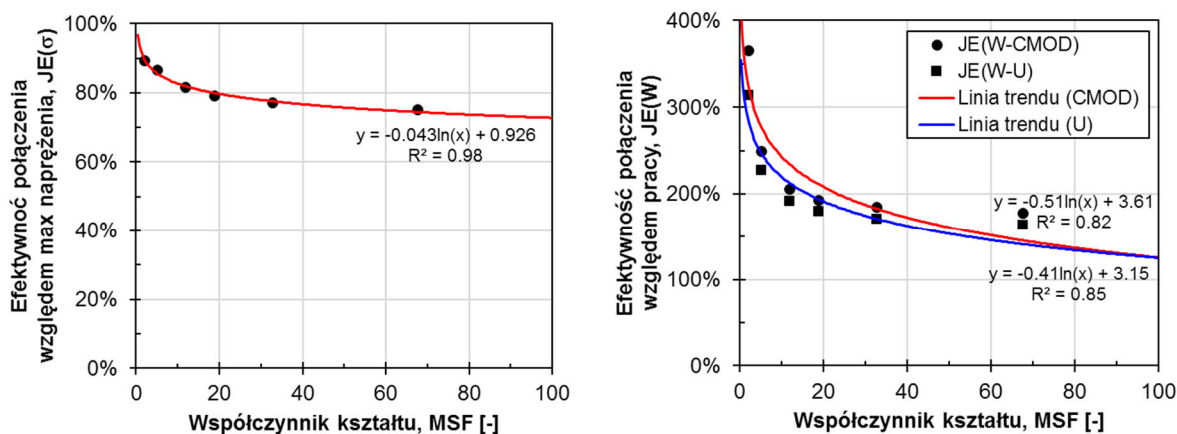
Połączenie wtórne złącza podatnego typu PT i PS przebadano w testach na jednoosiowe rozciąganie (15 testów) i czteropunktowe zginanie (29 testów). Zbadano wpływ złącza podatnego na zachowanie się elementów betonowych po naprawie. Analiza dotyczyła m.in. przebiegu ścieżki naprężenie – deformacja, gdzie za miarę deformacji przyjęto rozwartość nacięcia (CMOD) oraz ugięcie elementu. Następnie określono miarodajną efektywność naprawy względem maksymalnego naprężenia $JE(\sigma)$ i energii zniszczenia nagromadzonej przez złącze w funkcji ugięcia i CMOD, odpowiednio: $JE(W-U)$ i $JE(W-CMOD)$.

Złącze podatne typu PT

Przeprowadzono równolegle badania eksperymentalne i analizy numeryczne pracy złącza podatnego typu PT. Zmiennymi były szerokość (100 mm do 2000 mm) i grubość (10 mm i 15 mm) złącza podatnego.

Wyniki eksperymentalne w zakresie $MSF = 1 \div 20$ jednoznacznie wykazały wpływ geometrii złącza na efektywność naprawy elementów betonowych złączem podatnym typu PT. Wyniki te znalazły potwierdzenie w wynikach analizy parametrycznej przeprowadzonej na 12 skalibrowanych modelach numerycznych w zakresie geometrii złącza $MSF = 1 \div 70$ (por. rys. 6.1).

Stwierdzono, że w odniesieniu do nośności złącza podatnego poddanego zginaniu, efektywność naprawy maleje wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF . Zmiana ta ma charakter nieliniowy i dąży asymptotycznie do ustalonej wartości minimum dla wyższych wartości współczynnika kształtu, tj. $MSF \geq 20$. Maksymalny stopień efektywności naprawy $JE(\sigma) = 89\%$ osiągnięto dla próbki o bokach $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ ($MSF = 2.1$), podczas gdy dla złącza o bokach $b \times h \geq 1000 \times 100 \text{ mm}^2$ ($MSF \geq 33$) wpływ geometrii złącza był pomijalnie mały. Efektywności połączenia dla $MSF = 33$ wynosiła $JE(\sigma) = 77\%$, podczas gdy dla $MSF = 68$ – $JE(\sigma) = 75\%$ (por. rys. 6.1).



Rys. 6.1 Efektywność naprawy złączem podatnym typu PT w odniesieniu do jego wytrzymałości (po lewej) oraz energii zniszczenia względem CMOD i ugięcia (po prawej)

Podobny wpływ geometrii złącza na efektywność naprawy stwierdzono analizując energię zniszczenia nagromadzoną przez zginane złącze na kierunku CMOD i ugięcia (por. rys. 6.1). Wraz ze wzrostem współczynnika kształtu MSF efektywność naprawy $JE(W-CMOD)$ malała i dążyła asymptotycznie do ustalonego, granicznego poziomu. Najwyższą efektywność naprawy wykazały wyniki złącza podatnego o bokach $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ ($MSF = 2.1$), gdzie $JE(W-CMOD) = 365\%$. Z kolei dla wartości $MSF \geq 20$ efektywność naprawy stabilizowała się na poziomie $JE(W-CMOD) =$

170 ÷ 180%. Graniczny, minimalny stopień naprawy dla $MSF = 68$ wyniósł $JE(W-CMOD) > 170\%$. Efektywność naprawy w funkcji ugięcia była proporcjonalnie niższa i osiągnęła graniczną wartość $JE(W-U) > 1650$ (por. rys. 6.1 dla $MSF > 70$).

Złącze podatne typu PT poddane czystemu rozciąganiu wykazało w porównaniu ze złączem zginanym wyższą efektywność naprawy, tj. $JE(\sigma) = 97\%$ (rozciąganie) i 89% (zginanie). Miało to związek z większą możliwością zmiany rozkładu naprężeń w obszarze złącza. W przypadku rozciągania (naprężenia jednego znaku) złącze podatne dysponowało większą powierzchnią, w obszarze której była możliwa redystrybucja naprężeń.

Zjawisko to udokumentowano na mapach odkształcenia za pomocą pomiaru DIC (por. rozdz. 4.3.3 i 4.3.4). W obu przypadkach (rozciągania i zginania) zarejestrowano mechanizm redystrybucji naprężeń w złączu. Intensywność redystrybucji różniła się w zależności od stanu naprężenia panującego w złączu i była wyższa w rozciąganiu. Polegała ona na tym, że pod rosnącym obciążeniem, lokalizacja dominującego uszkodzenia ulegała zmianie (przeskok z jednej strony złącza na drugą), w wyniku czego obszar początkowo uszkodzony był odciążony, a zniszczenie następowało po przeciwnej stronie złącza.

Porównując efektywność naprawy połączenia wtórnego typu PT z połączeniem pierwotnym stwierdzono wyraźnie wyższą efektywność naprawy połączenia wtórnego. Przyczyną tego był stopień rozwinięcia powierzchni klejonych elementów. W połączeniu pierwotnym łączone powierzchnie były płaskie (po mechanicznym przecięciu piłą), gdzie za przyczepność odpowiadała głównie adhezja chemiczna – siły van der Waalsa. Z kolei w połączeniu wtórnym dodatkowym czynnikiem zwiększającym nośność połączenia była adhezja mechaniczna związana z nierównością łączonej powierzchni. Tak rozwinięta powierzchnia łączenia zwiększała efektywność naprawy $JE(\sigma)$ o co najmniej 22 punktów procentowych.

Udokumentowano zdolność do przenoszenia przez połączenie wtórne obciążeń w fazie pokrytycznej. Po osiągnięciu siły maksymalnej i po wystąpieniu uszkodzenia złącza, złącze to wciąż wykazywało zdolność do przenoszenia obciążenia na poziomie 30-40% swojej nośności. Zjawisko to może mieć istotny wpływ na obniżenie ryzyka gwałtownego, niebezpiecznego uszkodzenia elementu po osiągnięciu nośności złącza oraz pewnym zapasie nośności po wystąpieniu uszkodzenia. Ma to szczególne znaczenie w zapewnieniu wymaganego bezpieczeństwa – również po zaistnieniu uszkodzenia – w przypadku nawierzchni betonowych o wysokich obciążeniach użytkowych (np. nawierzchnie lotnisk, stref przeładunkowych).

Złącze podatne typu PS

Wyniki badań złącza typu PS nie wykazały istotnego wpływu geometrii na jego efektywność połączenia (naprawy) w funkcji nośności. Efektywność naprawy złącza w funkcji naprężenia dla dwóch różnych grubościach (10 i 15 mm) była identyczna i wyniosła $JE(\sigma) = 59\%$ dla czteropunktowego zginania. Z kolei efektywność połączenia w teście na jednoosiowe rozciąganie była wyraźnie niższa i wyniosła $JE(\sigma) = 33\%$. Miało to związek z tym, że zniszczenie przebiegało przez materiał polimeru, gdzie wytrzymałość polimeru PS była niższa od wytrzymałości betonu na rozciąganie, przez co współpraca polimeru i betonu była zredukowana do minimum, a całe badanie zostało zdominowane przez odpowiedź złącza.

Z kolei efektywność połączenia w funkcji odkształceń i energii zniszczenia względem tych odkształceń była wyraźnie uzależniona od geometrii złącza. Wraz ze wzrostem współczynnika kształtu (MSF) efektywność połączenia w teście na czteropunktowe zginanie malała. Najwyższy stopień efektywności połączenia (naprawy) w funkcji energii zniszczenia względem CMOD i ugięcia uzyskano dla złącza o grubości 15 mm i wyniosły odpowiednio $JE(W-U) \approx 1800\%$ i $JE(W-CMOD) \approx 4700\%$. Z kolei dla złącza o grubości 10 mm wartości te wyniosły odpowiednio $JE(W-U) \approx 1300\%$ i $JE(W-CMOD) \approx 3500\%$. Ograniczona liczba zmiennych geometrii nie pozwala tutaj na określenie przebiegu charakteru tej zmiany.

6.6 Wpływ innych czynników na pracę złącza podatnego

W ramach badań dodatkowych (rozdz. 4.3.5) przeprowadzono testy na czteropunktowe zginanie mające na celu zbadanie wpływu następujących parametrów:

- wpływ dwóch dodatkowych geometrii złącza podatnego o przekroju $b \times h = 80 \times 80 \text{ mm}^2$ (MSF = 1.60) oraz $150 \times 150 \text{ mm}^2$ (MSF = 25.8),
- wpływ czasu dojrzewania złącza podatnego typu PT na jego nośność i odkształcalność,
- wpływ zastosowania lub braku warstwy gruntującej na nośność i odkształcalność złącza podatnego typu PT.

Wpływ dodatkowych geometrii złącza

Wpływ dodatkowych geometrii złącza został opisany wyżej w pkt. 6.5.

Wpływ dojrzewania złącza w czasie

Wpływ czasu wiązania złącza podatnego na efektywność naprawy przebadano przeprowadzając badania po 16-18 godzin od aplikacji polimeru lub dopiero po 28 dniach od aplikacji. Stwierdzono istotny wpływ czasu wiązania złącza podatnego typu PT na jego cechy mechaniczne. Próbki zbadane po 28 dniach od aplikacji polimeru wykazywały wyższą efektywność naprawy w funkcji naprężeń ($JE(\sigma) = 94\%$) od próbek młodszych ($JE(\sigma) = 87\%$). Z kolei zdolność złącza podatnego do odkształceń po 28 dniach była wyraźnie niższa od złącza w młodym wieku. Ugięcie elementu ze złączem podatnym po 28 dniach wyniosło średnio 0.130 mm, podczas gdy te same ugięcie w elemencie z 1-dniowym złączem wyniosło 0.199 mm. Podobnie było z wartościami pomierzonymi dla CMOD – złącze po 28 dniach wykazało średnie wartości rozwarości nacięcia na poziomie $CMOD = 0.073$ mm, podczas gdy wartość ta dla młodszego złącza wyniosła $CMOD = 0.133$ mm. Spadek odkształcalności złącza podatnego po 28 dniach w porównaniu z młodszym złączem wynosił odpowiednio dla ugięcia i CMOD: -60% i -69%. Zjawisko to jest związane z procesem dojrzewania sieci pomiędzy merami, co prowadzi bezpośrednio do wzmocnienia ich wiązań. Dojrzałe sieci polimerowe wykazują silniejsze wiązania przy jednoczesnym ograniczeniu odkształcalności.

Wpływ warstwy gruntującej

Kolejnym analizowanym aspektem dotyczącym efektywności zastosowania złącza podatnego typu PT był wpływ warstwy gruntującej (tzw. primera) na jego nośność i odkształcalność. Uzyskane wyniki badań wskazują na istotny wpływ warstwy gruntującej na nośność złącza. Efektywność naprawy złącza podatnego typu PT bez warstwy gruntującej wynosił średnio $JE(\sigma) = 56\%$, podczas gdy elementy z warstwą gruntującą osiągały efektywność naprawy na poziomie $JE(\sigma) = 87\%$.

Analizując odkształcalność złącza podatnego bez warstwy gruntującej stwierdzono istotny wzrost odkształceń (ugięcie i CMOD) odpowiadających sile niszczącej. Średnie ugięcie złącza podatnego bez warstwy gruntującej odpowiadające sile maksymalnej wynosiło 0.310 mm, podczas gdy średnie ugięcie elementów z warstwą gruntującą wynosiło 0.199 mm. Podobną tendencję odnotowano w wynikach CMOD w chwili poprzedzającej zniszczenie bez użycia warstwy gruntującej, gdzie $CMOD = 0.343$ mm. Średnia wartość CMOD w elementach z warstwą gruntującą wyniosła $CMOD = 0.133$ mm.

Badania wykazały, że z wpływem warstwy gruntującej związana jest istotna zmiana parametrów mechanicznych złącza podatnego. Zastosowanie warstwy gruntującej wzmacnia łączone powierzchnie betonowe poprzez iniekcję rys, penetrację w strukturę betonu jak również zwiększa przyczepność betonu do polimeru. Stwierdzono również, że brak warstwy

gruntującej wpłynął na przesunięcie się powierzchni uszkodzenia w kierunku złącza – obecność polimeru zaobserwowano na obu powierzchniach przełomu.

6.7 Kierunki dalszych prac

Niniejsza praca stanowi kontynuację badań prowadzonych na Politechnice Krakowskiej przez prof. Arkadiusza Kwietnia. Jej celem było wzbogacenie wiedzy na temat zachowania się polimerowego złącza podatnego o niezbadane wcześniej aspekty. Warto jednak zauważyć, że niniejsza praca obejmuje ograniczoną liczbę zastosowań złącza podatnego w budownictwie. Stąd praca ta nie wyczerpuje tematu wykorzystania polimerowego złącza podatnego typu PT i PS. Istnieje wciąż wiele zagadnień, które nie zostały zbadane a ich wpływ na efektywność połączenia jest nadal słabo rozpoznany. Do takich zagadnień zaliczyć można m.in. trwałość złącza podatnego i jego odporność na warunki środowiska oraz wpływ czynników chemicznych i fizycznych na pracę złącza. Przedstawione wyniki badań obejmują jedynie ograniczony zakres warunków pracy złącza podatnego pod obciążeniem. Stąd w następnej kolejności należałoby wykonać badania, które pozwolą na opis pracy złącza podatnego typu PT i PS w odniesieniu do następujących zagadnień:

- wpływ prędkości obciążenia na wyteżenie złącza podatnego,
- wpływ obciążenia cyklicznego i dynamicznego,
- wpływ efektów reologicznych na pracę złącza podatnego (pełzanie polimeru, relaksacja etc.),
- wpływ temperatury na pracę złącza,
- wpływ wilgotności otoczenia na dojrzewanie i efektywność połączenia złącza podatnego,
- wpływ agresji środowiskowej (woda morska, zamarzanie – rozmarzanie, substancje agresywne, karbonatyzacja),
- wpływu morfologii powierzchni betonu na trwałość połączenia (np. stopień rozwinięcia powierzchni łączonych),
- wpływ efektów starzenia i promieniowania UV,
- praca złącza podatnego typu PT i PS w ścinaniu i złożonych stanach naprężeń (np. zginanie ze ścinaniem),
- aproksymacja złącza podatnego typu PT i PS miarodajnymi modelami obliczeniowymi.

W dalszej perspektywie badań nad polimerowym złączem podatnym należałoby zbadać jego bezpośrednie zastosowanie w połączeniach konstrukcyjnych (np. elementy

ścienne, elementy mostów, kominy, połączenie segmentów elementów prefabrykowanych jak np. trzonów turbin wiatrowych).

Spis ilustracji

- Rys. 2.1 Zmiana temperatury w betonie na skutek ciepła hydratacji oraz zmiana naprężeń na skutek pełnego i częściowego (73%) ograniczenia odkształceń (Laube, 1990)
- Rys. 2.2 Rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju betonowym w zależności od warunków brzegowych: pełne utwierdzenie, utwierdzenie z poślizgiem i poślizg z przegubem (Reinhardt, 2014)
- Rys. 2.3 Rozwój wczesnych naprężeń termiczno-skurczowych w czasie dla ściany betonowej z zewnętrznym ograniczeniem odkształceń (Knoppik-Wróbel et al., 2015)
- Rys. 2.4 Momenty zginające w dźwigarze mostowym wywołane osiadaniem fundamentu (Reis et al., 2019)
- Rys. 2.5 Wpływ nagłego (ang. *sudden*) i stopniowego (ang. *gradual*) osiadania fundamentu na moment zginający w dźwigarze mostowym (Reis et al., 2019)
- Rys. 2.6 Schemat rozwoju naprężeń wywołanych odkształceniami wymuszonymi i obciążeniem w porównaniu do rozwoju wytrzymałości betonu na rozciąganie w czasie (Lohmeyer et al., 2004)
- Rys. 2.7 Metodologia postępowania w przypadku odkształceń wymuszonych (Silfwerband, 2018)
- Rys. 2.8 Obraz uszkodzeń nawierzchni betonowej wywołanych odkształceniami wymuszonymi (fot. autora)
- Rys. 2.9 Obraz zarysowania uszkodzonej płyty żelbetowej (Popaescu, Deaconu et al., 2018)
- Rys. 2.10 Uszkodzenia narożników nawierzchni betonowej (Kwiecień, 2009b)
- Rys. 2.11 Obraz zarysowania ściany betonowej z ograniczeniem odkształceń (Flaga et al., 2009)
- Rys. 2.12 Typowe przykłady zarysowania ściany żelbetowej w wczesnej fazie dojrzewania betonu (Knoppik-Wróbel, 2015)
- Rys. 2.13 Uszkodzenie nawierzchni betonowej (nieskuteczna dylatacja; fot. autora)
- Rys. 2.14 Uszkodzenie dylatacji w hali chłodni (fot. autora)
- Rys. 2.15 Uszkodzenie połączenia segmentów tunelu (fot. autora)
- Rys. 2.16 Pęknięcie połączenia ścian prefabrykowanych na skutek doboru nieodpowiedniego materiału łączącego
- Rys. 2.17 Uszkodzenie powłoki komina na skutek oddziaływania temperatury (Noakowski et al., 2015)
- Rys. 2.18 Uszkodzenie masywnej stopy fundamentowej wywołane odkształceniami wymuszonymi (fot. autora)
- Rys. 2.19 Rodzaje adhezji i sił adhezyjnych (Rudawska, 2013)

- Rys. 2.20 Wymagany poziom przyczepności w zależności od klasy naprawianego betonu (Czarnecki et al., 2017)
- Rys. 2.21 Wpływ temperatury na odkształcenia masy bitumicznej wykorzystanej do naprawy nawierzchni betonowej (nieskuteczność naprawy za pomocą masy bitumicznej) (Kwiecień, Gruszczyński et al., 2011)
- Rys. 2.22 Nieskuteczna naprawa spękań nawierzchni betonowej szybkowiążącą zaprawą cementową (strzałkami oznaczono widoczne nowe uszkodzenia)
- Rys. 3.1 Zależność naprężenie – odkształcenie dla różnych klas betonu (Seręga, 2009)
- Rys. 3.2 Zależność naprężenie – odkształcenie w teście na ściskanie betonu dla różnych prędkości odkształcenia (Marzec, 2008)
- Rys. 3.3 Zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu
- Rys. 3.4 Określenie wytrzymałości betonu na rozciąganie f_t oraz energii pęknięcia G_F na podstawie zależności naprężenie – odkształcenie (σ - δ) (van Mier et al., 2007)
- Rys. 3.5 Energia pęknięcia G_f jako funkcja wytrzymałości na ściskanie betonu f_{cm} – porównanie wyników badań i propozycji wg *fib Model Code 2010* (*fib Bulletin No. 70*, 2013)
- Rys. 3.6 Zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu w przypadku dwuosiowego stanu naprężenia (1969)
- Rys. 3.7 Przykładowy obraz krzywej granicznej betonu dla dwuosiowego stanu naprężenia
- Rys. 3.8 Zmiana objętości betonu dla testu dwuosiowego ściskania (Marzec, 2008)
- Rys. 3.9 Zależność naprężenie – odkształcenie dla betonu w trójosiowym stanie naprężenia (1978)
- Rys. 3.10 Przykładowy obraz krzywej granicznej dla trzyosiowego stanu naprężenia (Marzec, 2008)
- Rys. 3.11 Możliwe mechanizmy pęknięcia betonu zależne od stanu naprężeń (jak pokazano na krzywej granicznej w zakresie $\sigma_2 > \sigma_1$) (*fib Bulletin No. 70*, 2013)
- Rys. 3.12 Rozwój skurczu autogenicznego ε_{cbs} i skurczu od wysychania ε_{cbs} w funkcji czasu dla betonów normalnych wytrzymałości (NSC) i betonów wysokiej wytrzymałości (HSC) (*fib Bulletin No. 70*, 2013)
- Rys. 3.13 Modele konstytutywne betonu w zależności od poziomu analizy – na przykładzie betonu zbrojonego (Maekawa et al., 2003)
- Rys. 3.14 Ogólna klasyfikacja modeli numerycznych betonu (Maekawa et al., 2003)
- Rys. 3.15 Proces uszkodzenia (degradacji) w materiałach quasi-kruchych i zakres mechaniki uszkodzeń i mechaniki pęknięcia (Wosatko, 2008)
- Rys. 3.16 Model rys rozmytych o ustalonych kierunkach – stan naprężenia i odkształcenia (Cervenka, Jendele et al., 2018); (oznaczenia wyjaśnione w tekście powyżej)
- Rys. 3.17 Model rys rozmytych obracających się – stan naprężenia i odkształcenia (Cervenka, Jendele et al., 2018); (oznaczenia wyjaśnione w tekście powyżej)

- Rys. 3.18 Porównanie sztywnych i podatnych połączeń adhezyjnych (gdzie S – praca wymagana do zniszczenia połączenia jest proporcjonalna do powierzchni pod krzywymi) (Cognard, 2005);
- Rys. 3.19 Zależność naprężenie – odkształcenie w teście na rozciąganie polimerów w temperaturze 20°C: a) pełen zakres naprężeń, b) dla polimerów z wyłączeniem typu PT (Zajac, 2018)
- Rys. 3.20. Przygotowanie i geometria próbek polimeru typu PT do badań normowych (Pelka, 2018a)
- Rys. 3.21. Badanie na ściskanie normowych próbek polimeru typu PT (Pelka, 2018a)
- Rys. 3.22. Charakterystyka naprężenie – droga polimeru PT w teście na ściskanie
- Rys. 3.23. Charakterystyka naprężenie – droga w normowym badaniu modułu sprężystości podłużnej polimeru typu PT
- Rys. 3.24. Wpływ prędkości odkształcenia w próbie rozciągania polimer PS w zakresie prędkości odkształcenia od 10^{-1} do 10^2 1/min (Zajac, 2018)
- Rys. 3.25 Porównanie gęstości energii odkształcenia w sprężystym zakresie pracy typowych materiałów budowlanych oraz polimerów PT, PS i PM
- Rys. 3.26 Rozciągnięcia główne tensora deformacji; ciało przed deformacją (po lewej) i ciało po deformacji (po prawej)
- Rys. 3.27 Nowe uszkodzenia muru w obszarze naprawy materiałem o zbyt wysokiej sztywności względem muru (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.28 Schematyczna charakterystyka naprężenie – odkształcenie (σ - ϵ) polimerowego złącza podatnego na tle innych materiałów łączących
- Rys. 3.29 Przebieg badania elementów betonowych $b \times h = 100 \times 100$ mm² przed i po naprawie złączem podatnym typu PT w funkcji siła – przemieszczenie (ugięcie) w trzypunktowym zginaniu (Komardin, 2010)
- Rys. 3.30 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $b \times h \times L = 40 \times 40 \times 160$ mm³ dla elementów betonowych (pierwotnych) i naprawionych (po sklejeniu) złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy złączem podatnym względem elementu pierwotnego)
- Rys. 3.31 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $b \times h \times L = 40 \times 90 \times 360$ mm³ dla elementów betonowych (pierwotnych) i naprawionych (po sklejeniu) złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy złączem podatnym względem elementu pierwotnego)
- Rys. 3.32 Efektywność naprawy belek betonowych $b \times h \times L = 250 \times 80 \times 1000$ mm³ złącza podatnego typu PT – trzypunktowe zginanie; (AV – wartość średnia)

- Rys. 3.33 Efektywność naprawy belek betonowych $b \times h \times L = 250 \times 150 \times 1000 \text{ mm}^3$ złącza podatnego typu PT – trzypunktowe zginanie; (AV – wartość średnia)
- Rys. 3.34 Postać zniszczenia beleczek betonowych $b \times h \times L = 40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ (po lewej) oraz $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$ (po prawej) naprawionych złączem podatnym typu PT – czteropunktowe zginanie (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.35 Postać zniszczenia belek betonowych $b \times h \times L = 250 \times 80 \times 1000 \text{ mm}^3$ (u góry) oraz $250 \times 150 \times 1000 \text{ mm}^3$ (u dołu) naprawionych złączem podatnym typu PT – trzypunktowe zginanie (Kwiecień et al., 2006)
- Rys. 3.36 Postać zniszczenia beleczek betonowych $b \times h \times L = 100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$ przed i po naprawie złączem podatnym typu PT – trzypunktowe zginanie (Komardin, 2010)
- Rys. 3.37 Stanowisko badawcze jednoosiowego rozciągania złącza podatnego (Kisiel, 2018; Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.38 Określenie modułu sprężystości podłużnej złącza przy rozciąganiu (E_z^R) modelu logarytmicznego (po lewej) oraz dopasowanie modelu do wyników eksperymentalnych (po prawej) – dla złącza podatnego typu PS o grubości 10 mm w jednoosiowym rozciąganiu (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.39 Stanowisko badawcze jednoosiowego ściskania złącza podatnego (Kisiel, 2018)
- Rys. 3.40 Określenie modułu sprężystości podłużnej złącza przy ściskaniu (E_z^C) modelu logarytmicznego złącza (po lewej) oraz dopasowanie modelu do wyników eksperymentalnych (po prawej) – dla podatnego typu PS o grubości 10 mm w jednoosiowym ściskaniu (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.41 Stanowisko badawcze czteropunktowego zginania złącza podatnego (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.42 Określenie modułu sprężystości podłużnej złącza przy zginaniu (E_z^Z) modelu logarytmicznego (po lewej) oraz dopasowanie modelu do wyników eksperymentalnych (po prawej) – dla złącza podatnego typu PS o grubości 10 mm w czteropunktowym zginaniu (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.43 Stanowisko badawcze ścinania złącza podatnego (Kwiecień, 2012)
- Rys. 3.44 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ dla elementów betonowych przed i po naprawie żywicą epoksydową S330 w zestawieniu ze złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy względem elementu pierwotnego)
- Rys. 3.45 Naprężenia niszczące w beleczkach betonowych $40 \times 90 \times 360 \text{ mm}^3$ dla elementów betonowych przed i po naprawie żywicą epoksydową S330 w zestawieniu ze złączem podatnym typu PT; (AV – wartość średnia, wartości procentowe (%) dotyczą efektywności naprawy względem elementu pierwotnego)
- Rys. 4.1. Schemat badań
- Rys. 4.2. Przygotowanie i wykonanie elementów betonowych

- Rys. 4.3. Schemat geometrii elementów betonowych w teście na czteropunktowe zginanie: próbka pierwotna (u góry) i po sklejeniu złączem podatnym (u dołu)
- Rys. 4.4. Geometrie elementów betonowych przed (u góry) i po sklejeniu (na dole) polimerowym złączem podatnym: próbki o przekroju $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ (po lewej), $200 \times 100 \text{ mm}^2$ (w środku) i $100 \times 200 \text{ mm}^2$ (po prawej).
- Rys. 4.5. Schemat geometrii elementów betonowych w teście na jednoosiowe rozciąganie: próbka pierwotna (po lewej) i po sklejeniu złączem podatnym (po prawej)
- Rys. 4.6 Geometria próbki polimeru w badaniu na jednoosiowe rozciąganie zgodnych z (ISO 527-2, 2012)
- Rys. 4.7. Stanowisko badawcze do badania próbek polimeru w teście na jednoosiowe rozciąganie
- Rys. 4.8. Stanowisko badawcze – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.9. Stanowisko badawcze jednoosiowego rozciągania
- Rys. 4.10. Charakterystyki naprężenie – odkształcenie polimeru PT w teście jednoosiowego rozciągania dla różnych prędkości odkształcenia
- Rys. 4.11. Wpływ prędkości odkształcenia na wytrzymałość i odkształcenie graniczne polimeru PT
- Rys. 4.12. Wpływ prędkości odkształcenia na naprężenia i odkształcenia sprężyste polimeru PT
- Rys. 4.13. Postać zniszczenia próbki polimeru PT poddanej rozciąganiu: widok po zerwaniu próbki (po lewej), obraz struktury polimeru w przekroju w powiększeniu (po prawej)
- Rys. 4.14 Konwencja oznaczenia próbek badawczych – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.15. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ z połączeniem pierwotnym po sklejeniu polimerem PT o grubości 10 mm w wariancie (1); zależność naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej); próbki przecięte na końcach (czteropunktowe zginanie)
- Rys. 4.16. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ z połączeniem pierwotnym po sklejeniu polimerem PT o grubości 10 mm w wariancie (2); zależność naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej); próbki przecięte w środku długości (czteropunktowe zginanie)
- Rys. 4.17 Powierzchnia zniszczenia polimerowego złącza podatnego typu PT w czteropunktowym zginaniu – połączenie pierwotne
- Rys. 4.18. Definicja energii zniszczenia jako pole pod krzywą naprężenie – ugięcie (CMOD) do poziomu siły maksymalnej
- Rys. 4.19. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT o grubości 10 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu

- Rys. 4.20. Przebieg badania elementów $b \times h = 200 \times 100 \text{ mm}^2$ oraz $100 \times 200 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT o grubości 10 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu
- Rys. 4.21. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT o grubości 15 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu
- Rys. 4.22. Obraz zniszczenia próbek betonowych (przed naprawą) w czteropunktowym zginaniu – obraz przebiegu rysy
- Rys. 4.23. Obraz zniszczenia próbek betonowych (przed naprawą) w czteropunktowym zginaniu – widok powierzchni uszkodzenia
- Rys. 4.24. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT w czteropunktowym zginaniu – obraz przebiegu rysy
- Rys. 4.25. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT w czteropunktowym zginaniu – widok powierzchni uszkodzenia
- Rys. 4.26. Zestawienie wyników badań z pomiaru DIC i ekstensometru w czteropunktowym zginaniu
- Rys. 4.27. Mapy odkształceń z pomiaru DIC dla próbki betonowej przed naprawą (C1_B100x100_b) – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.28. Mapy odkształceń z pomiaru DIC dla próbki betonowej po naprawie złączem podatnym typu PT (C1_B100x100_b_PT10) – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.29. Rozwój odkształceń na kierunku X dla próbek przed (C1_B100x100_b) i po naprawie złączem podatnym typu PT (C1_B100x100_b_PT10) – 4-pkt. zginanie
- Rys. 4.30. Profil odkształceń poziomych ε_x w złączu podatnym typu PT w przekroju nad nacięciem – czteropunktowe zginanie (po lewej – krok obciążenia 53 do 70; po prawej – krok obciążenia 53 do 68)
- Rys. 4.31. Rozwój odkształceń poziomych ε_x w kolejnych krokach obciążenia dla punktów pomiarowych 14, 19 i 20 – w złącznie podatne typu PT
- Rys. 4.32. Rozwój odkształceń poziomych ε_x w betonie w kolejnych krokach obciążenia w punktach 13 i 21 – złącznie podatne typu PT
- Rys. 4.33. Profil odkształceń poziomych ε_x w strefie ściskanej – złącznie podatne typu PT
- Rys. 4.34. Rozwój odkształceń ściskających ε_x w kolejnych krokach obciążenia w złączu podatnym w punkcie 7 – złącznie podatne typu PT
- Rys. 4.35. Nośność elementów przed i po naprawie złączem podatnym typu PT w funkcji maksymalnych naprężeń i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.36. Odształcalność złącza podatnego typu PT w funkcji ugięcia (po lewej) i CMOD (po prawej) dla siły maksymalnej – czteropunktowe zginanie

- Rys. 4.37 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.38 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.39 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji energii zniszczenia na kierunku ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.40. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PS o grubości 10 mm i 15 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) w czteropunktowym zginaniu
- Rys. 4.41. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PS w czteropunktowym zginaniu – obraz przebiegu rysy oraz widok powierzchni uszkodzenia
- Rys. 4.42. Nośność złącza podatnego typu PS w funkcji naprężeń i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.43. Odkształcalność złącza podatnego typu ST w funkcji ugięcia i CMOD w odniesieniu do zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.44 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.45 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.46 Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji energii zniszczenia na kierunku ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.47. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem typu PT (po lewej) i PS (po prawej) o grubości 10 mm w funkcji naprężenie – wydłużenie w teście jednoosiowego rozciągania
- Rys. 4.48. Obraz zniszczenia próbek betonowych przed naprawą (po lewej) i po naprawie złączem podatnym typu PT (w środku) i PS (po prawej) – jednoosiowe rozciąganie
- Rys. 4.49. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT (na górze) i PS (na dole) w jednoosiowym rozciąganiu – widok powierzchni uszkodzenia
- Rys. 4.50. Mapy odkształceń składowej ε_y (pionowej) w teście na rozciąganie elementu betonowego (po lewej) i po naprawie złączem podatnym typu PT (po prawej)

- Rys. 4.51. Efektywność połączenia złącza podatnego typu PT w funkcji naprężeń i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.52. Przebieg badania elementów betonowych $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT 10 mm po 28 dniach od sklejenia w funkcji naprężenie – ugięcie (czteropunktowe zginanie)
- Rys. 4.53. Przebieg badania elementów $b \times h = 100 \times 100 \text{ mm}^2$ przed i po naprawie polimerem PT 10 mm w funkcji: naprężenie – ugięcie (po lewej) oraz naprężenie – CMOD (po prawej) bez zastosowania warstwy gruntującej – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.54. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT bez warstwy gruntującej – obraz zniszczenia
- Rys. 4.55. Obraz zniszczenia próbek betonowych po naprawie złączem podatnym typu PT bez warstwy gruntującej – widok powierzchni uszkodzenia
- Rys. 4.56. Wpływ prędkości odkształcenia na wytrzymałość i odkształcenia graniczne polimeru typu PT
- Rys. 4.57. Wpływ prędkości odkształcenia na granicę sprężystości i odkształcenia sprężyste polimeru typu PT
- Rys. 4.58. Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.59. Efektywność połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PT w funkcji energii zniszczenia na kierunku ugięcia i CMOD względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.60. Efektywności połączenia (naprawy) złącza podatnego typu PS w funkcji maksymalnych naprężeń względem zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.61. Efektywność połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PS w funkcji energii zniszczenia i zmodyfikowanego współczynnika kształtu – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.62. Efektywność połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PT po 1 i 28 dniach – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.63. Efektywność połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PT z warstwą gruntującą i bez niej – czteropunktowe zginanie
- Rys. 4.64. Zestawienie efektywności połączenia elementów betonowych naprawionych złączem podatnym typu PT na tle badań literaturowych – czteropunktowe zginanie
- Rys. 5.1 Charakterystyka naprężenie – odkształcenie polimeru PT w teście jednoosiowego rozciągania dla $v = 10\%/min$ dla miar odkształceń: Hencky’ego i Darijani-Naghdabadi na tle wyników eksperymentalnych

- Rys. 5.2 Porównanie krzywych naprężenie – odkształcenie dla eksperymentu i modelu hipersprężystego Mooney-Rivlin ($N = 2$) polimeru typu PT dla prędkości odkształcenia: a) $v = 100\%/min$, b) $10\%/min$, c) $1\%/min$, d) $0.1\%/min$
- Rys. 5.3 Porównanie krzywych naprężenie – odkształcenie dla eksperymentu i modelu hipersprężystego Neo-Hookean polimeru typu PT dla prędkości odkształcenia: a) $v = 100\%/min$, b) $10\%/min$, c) $1\%/min$, d) $0.1\%/min$
- Rys. 5.4 Model MES elementu betonowego przed (u góry) i po naprawie (u dołu) złączem podatnym
- Rys. 5.5 Parametry mechaniczne modelu interfejsu pomiędzy betonem a polimerem dla ściskania (po lewej) i rozciągania (po prawej)
- Rys. 5.6 Zależność naprężenie – CMOD uzyskane z analizy numerycznej i badań eksperymentalnych: element betonowy przed naprawą (po lewej), element po naprawie złączem podatnym typu PT (po prawej)
- Rys. 5.7 Obraz odkształceń przy zarysowaniu: element betonowy przed naprawą (u góry), element po naprawie złączem podatnym typu PT (u dołu)
- Rys. 5.8 Obraz odkształceń przy zniszczeniu elementu betonowego przed naprawą (u góry), elementu po naprawie złączem podatnym typu PT (u dołu) – analiza MES (po lewej), eksperyment (w środku), DIC (po prawej)
- Rys. 5.9 Porównanie wyników badań eksperymentalnych i analiz numerycznych w odniesieniu do efektywności połączenia w funkcji maksymalnego naprężenia i zmodyfikowanego współczynnika kształtu
- Rys. 5.10 Porównanie wyników badań i analiz numerycznych w odniesieniu do efektywności połączenia w funkcji energii zniszczenia względem CMOD i zmodyfikowanego współczynnika kształtu
- Rys. 5.11 Maksymalne naprężenie nominalne w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT – wyniki analizy parametrycznej
- Rys. 5.12 Wartości ugięcia (po lewej) i CMOD (po prawej) odpowiadającym sile maksymalnej w funkcji zmodyfikowanego współczynnika kształtu elementów betonowych przed i po naprawie złączem podatnym typu PT
- Rys. 5.13 Stan naprężenia i odkształcenia złącza w zależności od szerokości złącza podatnego – czyste zginanie (linie przerywane reprezentują postać odkształcenia)
- Rys. 5.14 Efektywność połączenia (naprawy) elementów betonowych złączem podatnym typu PT w odniesieniu do jego wytrzymałości
- Rys. 5.15 Efektywność połączenia (naprawy) elementów betonowych złączem podatnym typu PT w funkcji energii zniszczenia względem ugięcia i CMOD w chwili zniszczenia

Rys. 6.1 Efektywność naprawy złączem podatnym typu PT w odniesieniu do jego wytrzymałości (po lewej) oraz energii zniszczenia względem CMOD i ugięcia (po prawej)

Spis tabel

- Tabela 3.1 Charakterystyki mechaniczne polimeru typu PT (Kwiecień, 2012; Pelka, 2018b; Zdanowicz et al., 2017a; Zajac, 2018)
- Tabela 3.2. Charakterystyki mechaniczne polimeru typu PS (Kwiecień, 2012; Zajac, 2018)
- Tabela 3.3. Charakterystyki fizyczne polimerów PT i PS (Zajac, 2018)
- Tabela 4.1 Zakres badań polimerowego złącza podatnego
- Tabela 4.2 Receptura betonu użytego w produkcji próbek badawczych
- Tabela 4.3 Lista parametrów zmiennych w badaniach na czteropunktowe zginanie
- Tabela 4.4 Lista parametrów zmiennych w badaniach na jednoosiowe rozciąganie
- Tabela 4.5 Podstawowe właściwości mechaniczne betonu
- Tabela 4.6. Czteropunktowe zginanie beleczek betonowych sklejonnych polimerowym złączem podatnym typu PT – połączenie pierwotne
- Tabela 4.7. Zestawienie efektywności połączenia złączem podatnym typu PT w teście na czteropunktowe zginanie – połączenie pierwotne
- Tabela 4.8. Czteropunktowe zginanie beleczek betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT
- Tabela 4.9. Zestawienie efektywności połączenia (naprawy) złączem podatnym typu PT w teście na czteropunktowe zginanie
- Tabela 4.10. Czteropunktowe zginanie beleczek betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PS
- Tabela 4.11. Zestawienie efektywności połączenia (naprawy) złączem podatnym typu PS w teście na czteropunktowe zginanie
- Tabela 4.12. Jednoosiowe rozciąganie elementów betonowych sklejonnych złączem podatnym typu PT i PS
- Tabela 4.13. Czteropunktowe zginanie elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT
- Tabela 4.14. Czteropunktowe zginanie elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT: po 28 dniach i bez warstwy gruntującej
- Tabela 4.15. Czteropunktowe zginanie elementów betonowych przed i po naprawie polimerowym złączem podatnym typu PT: po 28 dniach i bez warstwy gruntującej
- Tabela 5.1 Parametry materiałowe modelu MES
- Tabela 5.2 Parametry interfejsu pomiędzy warstwą polimeru a betonem
- Tabela 5.3 Zestawienie wyników analizy numerycznej i badań eksperymentalnych

Bibliografia

- Abaqus, (2013), *Abaqus Theory Manual, Abaqus On-line documentation 6.13*, <http://dsk.ippt.pan.pl/docs/abaqus/v6.13/index.html> [access 15.11.2019].
<http://dsk.ippt.pan.pl/docs/abaqus/v6.13/index.html>
- ACI, (1992), *ACI 209.R92: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*.
- ACI, (2008), *ACI 209.2R-08: Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*.
- ACI 207.2R-07, (2007), Report on Thermal and Volume Change Effects. Reported by ACI Committee 207, In *Journal of American Concrete Institute*, American Concrete Institute (ACI).
- ACI 503.5R, (2003), *Guide for the Selection of Polymer Adhesives with Concrete*, American Concrete Institute (ACI).
- Aidy, Hosseini, & Sahari, (2010), A review of constitutive models for rubber-like materials, *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 3(1), pp.232–239.
- Aiken, Kelly, & Tajirian, (1989), *Mechanics of low shape factor elastomeric seismic isolation bearings*.
- Akita, Koide, Tomon, & Sohn, (2003), A practical method for uniaxial tension test of concrete, *Materials and Structures*, Vol. 36, pp.365–371.
- Aleksander, (1968), A constitutive relation for rubber-like materials, *International Journal of Engineering Science*, Vol. 6(9), pp.549–563.
- Ashby, (2011), *Materials Selection in Mechanical Design*, Butterworth-Heinemann.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/C2009-0-25539-5>
- Babu, Benipal, & Singh, (2005), Constitutive modeling of concrete: An overview, *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 6(4), pp.211–246.
- Bažant, (2001), Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 203(1), pp.27–38.
- Bažant, & Chern, (1985), Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism, *Materials and Structures*, Vol. 18(103), pp.1–20.
- Bažant, Donmez, Masoero, & Rahimi Aghdam, (2015), Interaction of Concrete Creep, Shrinkage and Swelling with Water, Hydration and Damage: Nano-Macro-Chemo, *Proceedings of the 10th International Conference on Mechanics and Physics of Creep*,

- Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures. Concreep 10*, pp.1–12.
- Bažant, Kazemi, Hasegawa, & Mazars, (1991), Size effect in Brazilian split-cylinder test: measurements and fracture analysis, *ACI Materials Journal*, Vol. 88(3), pp.325–332.
- Bažant, & Yunping, (1994), Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms, *Materials and Structures*, Vol. 27, pp.3–14.
- Bechir, Chevalier, Chaouche, & Boufala, (2006), Hypoelastic constitutive model for rubber-like materials based on the first Seth strain measures invariant, *European Journal of Mechanics and Solids*, 25, 110-124, *European Journal of Mechanics and Solids*, Vol. 25, pp.110–124.
- Bednarski, (1995), *Mechanika plastycznego płynięcia w zarysie [in Polish]*, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Bida, & Grote, (1996), Durchlässigkeit und konstruktive Konzeption von Fugen (Fertigteilverbindungen), *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. *Deutscher*(464), pp.157–210.
- Binda, Cardani, & Saisi, (2005), A classification of structures and masonries for the adequate choice of repair, *Proc. International RILEM Workshop on Repair for Historic Masonry*.
- Bissonnette, Courard, & Garbacz, (2016), *Concrete Surface Engineering*, CRC Press. Taylor & Francis Group.
- Blatz, & Ko, (1962), Application of Finite Elastic Theory to the Deformation of Rubbery Materials, *Transactions of the Society of Rheology*, Vol. VI, pp.223–251.
- Bobiński, (2006), *Implementacja i przykłady zastosowań nieliniowych modeli betonu z nielokalnym osłabieniem*, Gdańsk University of Technology.
- Bösche, & Curbach, (1998), Verwendung von Bitumen als Gleitschicht im Massivbau [in German], *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. *Heft 485*, pp.116.
- Bower, (2009), *Applied Mechanics of Solids*, CRC Press.
- Branson, & Christiason, (1971), Time Dependent Concrete Properties Related to Design – Strength and Elastic Properties, Creep and Shrinkage. Creep, Shrinkage and Temperature Effects, SP-27, In *American Concrete Institute, Symposium Paper SP-27*.
- Bretschneider, Slowik, Villmann, & Mechtcherine, (2011), Boundary effect on the softening curve of concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 78(2896–2906).
- Broujerdian, & Kazemi, (2010), Smeared Rotating Crack Model for Reinforced Concrete

- Membrane Elements by Vahid and Mohammad Taghi Kazemi, *Acı Structural Journal*, Vol. 107(4), pp.411–418.
- Burchardt, & Merz, (2006), Elastic bonding and sealing in industry, In P. Cognard (Ed.), *Handbook of Adhesives and Sealants*, Vol. 2 (p. 512), Elsevier Science.
- Carol, Rizzi, & Willam, (2001), On the formulation of anisotropic elastic degradation. I. Theory based on a pseudo-logarithmic damage tensor rate, *International Journal of Solid and Structures*, Vol. 38(4), pp.491–518.
- Carol, Rizzi, & Willam, (2001), On the formulation of anisotropic elastic degradation. II. Generalized pseudo-Rankine model for tensile damage, *International Journal of Solid and Structures*, Vol. 38(4), pp.519–546.
- CEB-FIP MC, (1990), *CEB-FIB Model Code for Concrete Structures 1990*.
- Cedolin, & Mulas, (1984), Biaxial stress-strain relation for concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110(2), pp.187–206. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1984\)110:2\(187\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1984)110:2(187))
- Cervenka, (1985), Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, *Journal ACI*, Vol. 82(6), pp.877–882.
- Cervenka, Jendele, & Cervenka, (2018), *ATENA Program Documentation. Part 1 Theory*, Cervenka Consulting.
- Chen, (2007), *Plasticity in Reinforced Concrete*, J Ross Publishing.
- Ciarlet, (1988), Mathematical elasticity, Vol. 1: Three-dimensional elasticity, In *Studies in Mathematics and its Applications*, Vol. 20, Borth-Holland.
- Ciesielski, & Kwiecień, (2003), Strengthening of cracked brick in old historical building in Cracow, [in Polish:] Wzmocnienie uszkodzonych łuków ceglanych w zabytkowym budynku muzeum w Krakowie, *Proceedings of XXI Konferencja Naukowo-Techniczna, „Awarie Budowlane”*, pp.311–318.
- Ciesielski, Kwiecień, Pęcherski, & Zajac, (2004), Zastosowanie podatnych złączy w konstrukcjach pracujących w nowym ustalonym stanie równowagi statycznej, *L Konferencja Naukowa KILW PAN*.
- Cognard, (2005), Technical Characteristics and Testing Methods for Adhesives and Sealants, In P. Cognard (Ed.), *Handbook of Adhesives and Sealants*, Volume 1 (p. 398), Elsevier Science.
- Cognard, (2006), *Handbook of Adhesives and Sealants*, Volume 2 (P. Cognard (ed.)), Elsevier Science.

- Courard, Garbacz, Niewęgłowska-Mazurkiewicz, & Piotrowski, (2006), Inżynieria powierzchni betonu. Cz.2: Wpływ obróbki na powstawanie rys, *Materiały Budowlane*, Vol. 12, pp.8–11.
- Courard, Perez, Bissonnette, Gorka, & Garbacz, (2005), Two different techniques for the evaluation of concrete surface roughness, In M. G. Alexander, H.-D. Beushausen, F. Dehn & P. Moyo (Eds.), *Proceedings of the International Conference on Concrete REpair, Rehabilitation and Retofitting (ICCRRR) habilitation and Retofitting (ICCRRR)* (pp. 377–379), Taylor & Francis Group.
- Crisfield, & Wills, (1989), The Analysis of Reinforced Concrete Panels Using Different Concrete Models, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 115(3), pp.578–597.
- Croci, & Viskovic, (2000), New technologies to protect historic buildings from seismic risks, *Proceedings of the UNESCO-ICOMOS-Turkey International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings*.
- Crocker, & Duncan, (2001), *Methods for obtaining volumetric coefficients for hyperelastic modeling of flexible adhesives*, PAJex2 Report nr 3, CMMT(A)286.
- Czarnecki, (2007), Adhesion Level Prediction for Repair Concrete Systems, In L. Czarnecki & A. Garbacz (Eds.), *Adhesion in Interfaces of Building Materials: a Multi-Scale Approach* (pp. 21–28), Aedication Publishers.
- Czarnecki, & Emmons, (2002), *Naprawa i ochrona konstrukcji z betonu*, Polski Cement.
- Czarnecki, Garbacz, & Krystosiak, (2006), On the ultrasonic assessment of adhesion between polymer coating and concrete substrate, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 28(4), pp.360–369.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.02.017>
- Czarnecki, Garbacz, Łukowski, & Clifton, (1999), *Polymer composites for repairing of portland cement concrete*, United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- Czarnecki, Łukowski, & Garbacz, (2017), *Naprawa i ochrona konstrukcji z betonu. Komentarz do PN-EN 1504*, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Czarnecki, & Runkiewicz, (2005), On the compatibility measure in the repair systems, In M. G. Alexander, H.-D. Beushausen, F. Dehn & P. Moyo (Eds.), *Proceedings of the International Conference on Concrete REpair, Rehabilitation and Retofitting (ICCRRR)* (pp. 373–374), Taylor & Francis Group.
- Dafalias, Panayotounakos, & Pitouras, (2008), Stress field due to elastic mass growth on spherical and cylindrical substrates, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 45, pp.4629–4647.

- Danish Standards Association, (2004), *Repair of Concrete Structures to EN 1504. A Guide for RENovation of Concrete Structures - Repair Materials and Systems According to the EN 1504 Series*, Elsevier.
- Darijani, & Naghdabadi, (2010a), Constitutive Modeling of Rubberlike Materials Based on Consistent Strain Energy Density Functions, *Polymer Engineering and Science*, Vol. 50, pp.1058–1066.
- Darijani, & Naghdabadi, (2010b), Constitutive modeling of solids at finite deformation using a second-order stress-strain relation, *International Journal of Engineering Science*, Vol. 48, pp.223–236.
- Darijani, & Naghdabadi, (2010c), Hyperelastic materials behavior modeling using consistent strain energy density function, *Acta Mechanica*, Vol. 213, pp.235–254.
- Darijani, Naghdabadi, & Kargarnovin, (2010), Constitutive modeling of rubberlike materials based on consistent strain energy density functions, *Polymer Engineering and Science*, Vol. 50, pp.1058–1066.
- Darwin, & Pecknold, (1974), Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, In *Civil Engineering Studies*, University of Illinois.
- de Borst, (1987), Smeared cracking, plasticity, creep, and thermal loading-A unified approach, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 62, pp.89–110. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(87\)90091-0](https://doi.org/10.1016/0045-7825(87)90091-0)
- de Borst, Crisfield, Remmers, & Verhoosel, (2012), *Non-Linear Finite Elements Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons Ltd.
- de Oliveira e Suosa, Gettu, & Kitsutaka, (2007), Inverse Analysis Procedure for Determining the Tensile Stress-Crack Opening Curve of Concrete, In *Experimental determination of stress-crack opening curve for concrete in tension (RILEM 187-SOC Report)* (pp. 31–39).
- Derkowski, Kwiecień, & Zajac, (2013), CFRP Strengthening of Bent RC Beams Using Stiff and Flexible Adhesives, *Technical Transactions - Civil Engineering*, Vol. 1-B, pp.37–52.
- DIANA, (2019), *DIANA Documentaion - Theory* (D. Ferreira & J. Manie (eds.); 10.3), DIANA FEA BV.
- Dłużewski, (2000), Anisotropic Hyperelasticity Based Upon General Strain Measures, *Journal of Elasticity and the Physical Science of Solids*, Vol. 60(2), pp.119–129.
- Dragon, & Mróz, (1979), A continuum model for plastic-brittle behaviour of rock and concrete, *International Journal of Engineering Science*, Vol. 17(2), pp.121–137.

- Drobiec, Jasiński, & Piekarczyk, (2020), *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych - Tom 1 (in Polish)*, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- EA-Pfähle, (2007), *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (Arbeitskre)*, Ernst und Sohn.
- Ebnesajjad, (2008), *Adhesives Technology Handbook* (S. Ebnesajjad (ed.)), William Andrew Inc.
- EN 12090, (2013), *Thermal insulating products for building applications - Determination of shear behaviour*.
- EN 12390-5, (2009), *Testing hardened concrete. Part 5: Flexural strength of test specimens*.
- EN 12390-6, (2009), *Testing hardened concrete. Tensile splitting strength of test specimens*.
- EN 12636, (1999), *Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of adhesion concrete to concrete*.
- EN 1504, (2004), *Products and systems for the protection and repair of concrete structures*.
- EN 1542, (1999), *Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Measurement of bond strength by pull-off*.
- EN 1992-1-1, (2004), *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* (CEN (ed.)).
- EN 1992-1-2, (2004), *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design* (CEN (ed.)).
- EN ISO 527-1, (2019), *Plastics – Determination of tensile properties – Part 1: General principles*.
- Etse, & Willam, (1994), Fracture energy formulation for inelastic behavior of plain concrete, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 120(9), pp.1983–2011.
- Falkner, (1985), Thermal effects in concrete structures, In *Bulletin d'Information* (Vol. 167).
- Farahani, & Bahai, (2000), Conjugate stresses of the Seth-Hill strain tensors, *International Journal of Solid and Structures*, Vol. 37, pp.5247–5255.
- Farahani, & Bahai, (2004), Hyper-elastic constitutive equations of conjugate stresses and strain tensors for the Seth–Hill strain measures, *International Journal of Engineering Science*, Vol. 42(1), pp.29–41.
- Farahani, & Naghdabadi, (2003), Basis free relations for the conjugate stresses of the strains based on the right stretch tensor, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 40(22), pp.5887–5900.

- Fediuc, Budescu, Feduic, & Venghiac, (2013), Compression Modulus of Elastomers, *Buletinul Institutului Politehnic DIN IAȘIIIN IAȘI*, Vol. LIX(LXIII), pp.157–166.
- Feenstra, & De Borst, (1996), A composite plasticity model for concrete, *International Journal of Solid and Structures*, Vol. 33(5), pp.707–730.
- fib Bulletin No. 42, (2008), *Constitutive modelling for high strength/high performance concrete. State-of-art report*, International Federation for Structural Concrete (fib).
- fib Bulletin No. 45, (2008), *Practitioners Guide to Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures*, International Federation for Structural Concrete (fib).
- fib Bulletin No. 70, (2013), *Code-type models for structural behaviour of concrete: Background of the constitutive relations and material models in the fib Model Code for Concrete Structures 2010*, International Federation for Structural Concrete (fib).
- fib MC, (2010), *fib Model Code for Concrete Structures 2010* (International Federation for Structural Concrete (fib) (ed.)), Wilheml Ernst & Sohn.
- Flaga, (1990), *Naprężenia własne termiczne typu "makro" w elementach i konstrukcjach z betonu [in Polish]* (Monograph), Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
- Flaga, (2002), *Skurcz betonu i jego wpływ na nośność, użytkowość i trwałość konstrukcji żelbetowych i spreżonych [in Polish]* (Monograph), Cracow University of Technology.
- Flaga, (2011), *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych [in Polish]* (Monograph), Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
- Flaga, & Furtak, (2009), Problem of thermal and shrinkage cracking in tanks vertical walls and retaining walls near their contact with solid foundation slabs, *Architecture - Civil Engineering - Environment*, Vol. 2(2), pp.23–30.
- Gabet, Malecot, & Daudeville, (2008), Triaxial behavior of concrete under high stresses: Influence of the loading path on compaction and limit states, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38(3), pp.403–412.
- Garbacz, Courard, & Bissonnette, (2013), A surface engineering approach applicable to concrete repair engineering, *Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences*, Vol. 61(1), pp.73–84.
- Garbacz, Górka, & Courard, (2005), Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair systems, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 57(1), pp.49–60.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1680/mac.2005.57.1.49>
- Germaniuk, (2000), [in Polish:] Materiały do napraw i reprofilacji konstrukcji betonowych, *Konferencja Naukowo-Techniczna: Materiały Kompozytowe w Budownictwie Mostowym*, pp.Łódź.

- Ghorbel, Wardeh, & Fares, (2019), Mechanical and fracture properties of recycled aggregate concrete in design codes and empirical models, *Structural Concrete*, pp.1–15. <https://doi.org/10.1002/suco.201800335>
- Głodkowska, & Garbacz, (2012), [in Polish:] Zagadnienia kompatybilności materiałowej w naprawach i wzmacnianiu konstrukcji betonowych, *Inżynieria i Budownictwo*, Vol. 1, pp.13–17.
- Godyski-Ćwirko, (1982), *Mechanika betonu*, Arkady.
- Goel, Kumar, & Paul, (2007), Comparative study of various creep and shrinkage prediction models for concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 19(3), pp.249–260. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:3\(249\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:3(249))
- Habenicht, (2016), *Kleben - erfolgreich und fehlerfrei [in German]*, Springer Vieweg.
- Hajduk, (2018), *Projektowanie i ocena techniczna betonowych podłóg przemysłowych*, Wydawnictwo PWN.
- Hansen, Leive, Rodriguez, & Cather, (1996), Mechanical Properties of High Strength Concrete - Influence of Test Conditions, Specimens, and Constituents, In I. Holand & E. J. Sellevold (Eds.), *Fourth International Symposium on Utilization of High strength/High Performance Concrete* (pp. 187–196).
- Hansen, Willam, & Carol, (2001), A two-surface anisotropic damage/plastic model for plain concrete, *Proceeding of Francos-4 Conference Fracture Mechanics of Concrete Materials*, pp.549–556.
- Hartwig, Bock, Göhlmann, & Marx, (2018), Torsionstragverhalten eines Segmentturms mit alternativer Fugenausbildung, *Beton- Und Stahlbetonbau*, Vol. 113(5), pp.799–806.
- Häussler-Combe, & Pröchtel, (2005), Ein dreiaxiales Stoffgesetz für Betone mit normaler und hoher Festigkeit, *Beton Und Stahlbau*, Vol. 100, pp.52–62.
- Heinzmann, Koch, Thielemann, & Wolf J., (2001), *Elastic bonding in the construction industry*, Verlag Moderne Industrie.
- Held, (1994), *Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60 - B125) [PhD Thesis]*.
- Hill, (1968), On constitutive inequalities for simple materials, *Journal of Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 16, pp.229–242.
- Hock, Schäfer, & Schlaich, (1986), Fugen und Aussteifungen in Stahlbetonskelettbauten [in German], *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. Heft 368, pp.106.
- Hoła, Sadowski, Reiner, & Stach, (2015), Usefulness of 3D surface roughness parameters for

- nondestructive evaluation of pull-off adhesion of concrete layers, *Construction and Building Materials*, Vol. 84, pp.111–120.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.014>
- Holt, (2001), Early age autogenous shrinkage of concrete, In *VTT Publications* (Issue 446).
- Hordijk, (1991), *Local approach to fatigue of concrete*, Delft University of Technology.
- Hoss, & Marczak, (2010), A New Constitutive Model for Rubber-Like Materials, *Mecánica Computacional*, Vol. XXIX, pp.2759–2773.
- Hsieh, Ting, & Chen, (1982), A plasticity-fracture model for concrete, *International Journal of Solid and Structures*, Vol. 18(3), pp.181–197.
- Hu, & Desai, (2004), Modeling Large Deformation in Soft-tissues: Experimental Results and Analysis, *Proceedings of EuroHaptics*, pp.387–390.
- Hu, & Wittmann, (1990), Experimental method to determine extension of fracture process zone, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 2, pp.15–23.
- Imran, & Pantazopoulou, (1996), Experimental study of plain concrete under triaxial stress, *ACI Materials Journal*, Vol. 93(6), pp.589–601.
- Ingraffea, & Saouma, (1985), Numerical modelling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete, In G. C. Sih & A. DiTommaso (Eds.), *Fracture Mechanics of Concrete* (pp. 171–225), Martinus Nijhoff.
- Ipatti, (1992), *Effect of size, shape and end conditions of test specimens on compressive strenght of HSC*.
- ISO 527-2, (2012), *Plastics - Determination of tensile properties - Part 2: Test conditions for moulding and extrusion plastics*.
- ISO 604, (2002), *Plastics - Determination of compressive properties*.
- ISO 7743, (2017), *Rubber, vulcanized or thermoplastic - Determination of compression stress-strain properties*.
- Jastrzębski, Mutermilch, & Orłowski, (1985), *Wytrzymałość materiałów*, Arkady, Warszawa 1985, Arkady.
- Jemioło, (2002), *A Study of the Hyperelastic Propierties of Isotropic Materials: Modelling and Numerocal Implementation*, [in Polish:] *Studium hipersprężystych własności materiałów izotropowych: Modelowanie i implementacja numeryczna* (Prace Nauk), Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
- Jemioło, (2016), *Sprężystość i hipersprężystość. Modelowanie i zastosowanie*, Oficyna

Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.

Jemioło, & Gajewski, (2017), *Hyperelastic-Plasticity. Vol. 4 [in Polish:] Hipsprężystoplastyczność. Tom 4 (Seria Mono)*, Zakład Wytrzymałości Materiałów, Teorii Sprężystości i Plastyczności.

Jemioło, Gajewski, & Szczerba, (2015), Zastosowanie hipsprężystości i MES w modelowaniu mostowych łożysk elastomerowych, In A. Garstecki, W. Gilewski & Z. Pozorski (Eds.), *Współczesna mechanika konstrukcji w projektowaniu inżynierskim*, Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej.

Jemioło, & Suchocki, (2018), *Hipsprężystość i jej modyfikacje. Zarys teorii, pseudo-hipsprężystość i quasi liniowa lepko-sprężystość (VII tom se)*, OWPW.

Jiang, Huang, & Xie, N. X., (1991), Behavior of concrete under triaxial compressive-compressive-tensile stresses, *ACI Materials Journal*, Vol. 88(2), pp.181–185.

JSCE, (2010), *Standard Specifications for Concrete Structures - 2007 "Design"* (Vol. 15). https://doi.org/10.3151/coj1975.46.7_3

Kaszyńska, (1998), Heat of Hydratation and Strenght Development in High-Perfomance Concretes, *Archiwum Inżynierii Lądowej*, Vol. 44(2), pp.199–215.

Kędzior, (2005), *Trójwymiarowe zagadnienie kontaktowe ciał sprężystych przy dużych deformacjach [in Polish]*, Cracow University of Technology.

Khoury, Grainger, & Sullivan, (1985a), Strain of concrete during first heating to 600°C under load, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37(133), pp.195–215.

Khoury, Grainger, & Sullivan, (1985b), Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37(132), pp.131–144.

Kisiel, (20015), The scale effect in polymer flexible joints used in airfield and tram pavements, *Logistyka*, Vol. 4.

Kisiel, (2015), The stiffness and bearing capacity of Polymer Flexible Joint under shear load, *7th Scientific-Technical Conference Material Problems in Civil Engineering MATBUD'2015*.

Kisiel, (2018), *Model approach for Polymer Flexible Joints in precast elements joints of concrete pavements*, Cracow University of Technology.

Kisiel, & Kwiecień, (2013), Numerical Analysis of a Polymer Flexible Joint in a Tensile Test, *Technical Transactions – Environment Engineering*, Vol. 1-Ś, pp.63–71.

Kleinlogel, (1958), *Bewegungsfugen im Beton- und Stahlbetonbau*, Verlag von Wilhelm

Ernsst & Sohn.

Klemczak, & Knoppik-Wróbel, (2014), Analysis of early-age thermal and shrinkage stresses in reinforced concrete walls, *ACI Structural Journal*, Vol. 111(2), pp.313–322.
<https://doi.org/10.14359/51686523>

Klisiński, & Mróz, (1988), *Description of inelastic deformations and damage of concrete [in Polish:] Opis niesprężystej deformacji i uszkodzenia betonu*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej.

Knauff, (2006), *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2*.

Knoppik-Wróbel, (2015), *Analysis of early-age thermal-shrinkage stresses in reinforced concrete walls*, Silesian University of Technology.

Knoppik-Wróbel, & Klemczak, (2015), Degree of restraint concept in analysis of early-age stresses in concrete walls, *Engineering Structures*, Vol. 102(May 2018), pp.369–386.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.025>

Kobiak, (1973), *Błędy w konstrukcjach żelbetowych: doświadczenia z ekspertyz*, Arkady.

Kodur, & Sultan, (2003), Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 15(2), pp.101–107.

Komardin, (2010), *Analysis of the coupling between creep and damage of concrete structures*, Cracow University of Technology.

Konderla, (2007), *Mechanika ośrodków ciągłych*, Wrocław University of Science and Technology.

Korobeinikov, (2000), Strictly conjugate stress and strain tensors, *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*, Vol. 41(3), pp.513–518.

Kotsovos, & Newman, (1978), Generalized stress-strain relations for concrete, *Journal of Engineering Materials ASCE*, Vol. 104(4), pp.845–856.

Krajcinovic, & Fonseka, (1981), The continuous damage theory of brittle materials, *Journal of Applied Mechanics ASME*, Vol. 48(4), pp.809–827.

Kreja, (2003), *Mechanika ośrodków ciągłych*, Wydawnictwo CURE, Politechnika Gdańska.

Kupfer, Hilsdorf, & Rusch, (1969), Behavior of concrete under biaxial stresses, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66(8), pp.656–666.

Kwiecień, (2009a), Koncepcja zastosowania podatnego złącza polimerowego w mostach, *Inżynieria i Budownictwo*, Vol. 5, pp.268–272.

- Kwiecień, (2012), *Polimerowe złącza podatne w konstrukcjach murowych i betonowych* (Monography), Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
- Kwiecień, (2009b), Damages of airfields pavements made of concrete (in Polish: Uszkodzenia betonowych nawierzchni lotniskowych), *Proceedings of the XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane*, pp.26–29.
- Kwiecień, (2013), Highly Deformable Polymers for Repair and Strengthening of Cracked Masonry Structures, *GSTF International Journal of Engineering Technology (JET)*, Vol. 2(1), pp.182–196. <https://doi.org/10.5176/2251-3701>
- Kwiecień, (2015), Modelowanie równań konstytutywnych polimerów hipersprężystych w złączach podatnych, In A. Garstecki, W. Gilewski & Z. Pozorski (Eds.), *Współczesna mechanika konstrukcji w projektowaniu inżynierskim*, Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej.
- Kwiecień, Gruszczyński, & Zając, (2011), Tests of flexible polymer joints repairing of concrete pavements and of polymer modified concretes influenced by high deformations, *Key Engineering Materials*, Vol. 466, pp.225–239. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.466.225>
- Kwiecień, Krajewski, Hojdys, Tekieli, & Słoński, (2018), Flexible adhesive in composite-to-brick strengthening-experimental and numerical study, In *Polymers* (Vol. 10, Issue 4, pp. 365–387). <https://doi.org/10.3390/polym10040356>
- Kwiecień, Kuboń, & Zając, (2011), Weryfikacja doświadczalna hipersprężystego modelu polimerowego złącza podatnego, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, Vol. 58(3).
- Kwiecień, Kwiecień, Stryzewska, Szumera, & Dudek, (2020), Durability of PS-Polyurethane Dedicated for Composite Strengthening Applications in Masonry and Concrete Structures, *Polymers*, Vol. 12(2830). <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/polym12122830>
- Kwiecień, & Łagoda, (2009), Dyssypacja energii, jako główny czynnik podatności zespolenia w konstrukcjach mostowych, *Zespolone Konstrukcje Mostowe*, pp.329–340.
- Kwiecień, & Zając, (2004), Badania złączy podatnych w aspekcie wykorzystania ich w naprawie obiektów zabytkowych (in Polish), *Proceedings of VI Konferencja Naukowo-Techniczna „REW-INŻ”*.
- Kwiecień, Zając, Ciurej, & Pęcherski, (2005), Application of flexible joints in dynamically excited structure of damaged buildings, *6th European Conference on Structural Dynamics EUROLYN*.
- Kwiecień, Zając, & Jankowski, (2008), Static and dynamic properties of a flexible joint

- working in cracked historical masonries, In D'Ayala & Fodde (Eds.), *Structural Analysis of Historic Construction: Preserving Safety and Significance - Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, SAHC08* (Vol. 2, pp. 931–939), Taylor & Francis Group. <https://doi.org/10.1201/9781439828229.ch106>
- Kwiecien, Zając, & Kuboń, (2006), Propozycja naprawy pęknięć w budowlach hydrotechnicznych przy użyciu polimerowych złączy podatnych, *Proceedings of XVIII Konferencja Naukowa "Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych" [in Polish]*, pp.1–10.
- Laube, (1990), *Material model for the calculation of thermal stresses in thick-walled concrete members at young age [in German: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter]*, TU Braunschweig.
- Lemaitre, (1992), *A course in damage mechanics*, Springer Verlag.
- Lemaitre, & Chaboche, (1990), *Mechanics of solid materials*, Cambridge University Press.
- Leonhardt, (1979), *Vorlesungen über Massivbau. Teil 6: Grundlagen des Massivbrückenbaues*, Springer Verlag.
- Lin, (2009), A new model for hyperelasticity, *Acta Mechanica*, Vol. 208(39–53).
- Lohmeyer, & Ebeling, (2004), *Weiße Wannen. Einfach und sicher*, Verlag Bau+Technik.
- Lourenco, (1996), *Computational strategies for masonry structures*, Delft University of Technology.
- Luccioni, Oller, & Danesi, (1996), Coupled plastic-damage model, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 129(1–2), pp.81–89.
- M/128-EN, (1999), *Mandate to CEN/CENELEC concerning the execution of standardisation work for harmonized standards on products related to concrete, mortar and grout* (p. 17), European Commission. Industrial affairs.
- Maekawa, Pimanmas, & Okamura, (2003), *Nonlinear mechanics of reinforced concrete*, Spon Press.
- Major, & Różycka, (2011), [in Polish:] Gumopochodne materiały hipersprężyste - omówienie i kryteria praktycznego zastosowania, *Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo*, Vol. 167(17), pp.134–145.
- Malecot, Daudeville, Dupray, Poinard, & Buzaud, (2010), Strength and damage of concrete under high triaxial loading, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 14(6–7), pp.777–803. <https://doi.org/10.1080/19648189.2010.9693262>

- Malhotra, (1993), Some studies on end connection of composite sandwich panels, In A. Miravete (Ed.), *Proceedings of the Ninth International Conference on Composite Materials (ICCM/9)* (pp. 384–389), Woodhead Publishing Limited.
- Marlow, (2003), A general first-invariant hyperelastic constitutive model, In J. Busfield & A. Muhr (Eds.), *Proceedings of the Third European Conference on Constitutive Models for Rubbers* (pp. 157–160), A.A. Balken Publishers.
- Marzec, (2008), *Zastosowanie modelu sprężysto-plastycznego betonu z degradacją sztywności i nielokalnym osłabieniem do modelowania elementów betonowych cyklicznie obciążonych*, Gdańsk University of Technology.
- Masłowski, & Spiżewska, (1988), *Wzmacnianie konstrukcji budowlanych (in Polish)*, Arkady.
- Mazars, (1986), A description of micro- and macroscale damage of concrete structures, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 25(5–6), pp.729–737.
- Mazars, & Pijaudier-Cabot, (1989), Continuum damage theory - application to concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 115, pp.345–365.
- Mechtcherine, (2009), Fracture mechanical behaviour of concrete and the condition of its fracture surface, *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, pp.620–628.
- Mechtcherine, & Müller, (1998), Effect of the test set-up on fracture mechanical parameters of concrete, In Mihashi, H. & K. Rokugo (Eds.), *Fracture Mechanics of Concrete Structures* (pp. 377–386), Aedication Publishers.
- Mechtcherine, & Müller, (1997), Fracture mechanical and fractological investigations on normal and high strength concrete, In A. M. Brand, V. C. Li & I. H. Marshall (Eds.), *Proceedings of the 5th International Symposium on Brittle Matrix Composites* (pp. 231–240), Bigraf.
- Menetry, & Willam, (1995), Triaxial failure criterion for concrete and its generalization, *ACI Structural Journal*, Vol. 92(3), pp.311–318.
- Meschke, Lackner, & Mang, (1998), An anisotropic elastoplastic-damage model for plain concrete, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 42(4), pp.702–727.
- Mitzel, Stachurski, & Suwalski, (1982), *Awarie konstrukcji betonowych i murowych (in Polish)*, Arkady.
- Mooney, (1940), A Theory of Large Elastic Deformation, *Journal of Applied Physics*, Vol. 11, pp.582–592.
- Mühlbauer, (2012), *Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch*

Verkleben [in German], Technische Universität München.

Müller, Breiner, Kvitsel, & Haist, (2015), Creep and shrinkage of concrete – from theoretical background and experimental characteristics to practical prediction models, *69th RILEM Week*.

Müller, & Hilsdorf, (1993), Conctutive relations for structural concrete, *CEB Bulletin D'Information*, Vol. 217, pp.17–65.

Müller, Küttner, & Kvitsel, (1999), Creep and shrinkage models for normal and high performance concrete - a unified code-type approach, In *Special issue of RFGL - ACI Workshop*.

Nagy, (1997), *Cracking in reinforced concrete structures due to imposed deformations*, Lund Institute of Technology, Sweden.

Neville, (2012), *Properties of Concrete*, Pearson Education Limited.

Ngo, & Scordelis, (1967), Finite element analysis of reinforced concrete beams, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, pp.152–163.

Nguyen, Sahamitmongkol, Trong, & Tongaroonsri, (2010), Prediction of shrinkage cracking age of concrete with and without expansive additive, *Songklanakarin J. Scii. Technol.*, Vol. 32(5), pp.469–480.

Niedostatkiewicz, & Majewski, (2020a), Ocena techniczna podłóg przemysłowych. Błędy wykonawcze i eksploatacyjne, *Izolacje*, Vol. 25(7/8), pp.58–61.

Niedostatkiewicz, & Majewski, (2020b), Uwarunkowania użytkowania podłóg przemysłowych - Błędy projektowe, *Inżynier Budownictwa*, Vol. 11, pp.46–50.

Niedostatkiewicz, & Majewski, (2020c), Wpływ błędów projektowych, wykonawczych oraz sposobu eksploatacji na trwałość podłóg przemysłowych, *Izolacje*, Vol. 25(2), pp.66–71.

Noakowski, (2009), Failure of a Facility for Dry Coke Quenching [in Polish: Awaria urządzenia do suchego gaszenia koksu], *XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane*, pp.571–578.

Noakowski, & Breddermann, (2014), *Undichte Tiefgarage der VHV-Hauptverwaltung. Gutachten zu den Ursachen des Wassereindrangs durch die Sohlplatte*.

Noakowski, Moncarz, & Harling, (2015), The Crack Width Prediction in EN 13084 and CICIND MC. Close to Reality Bonding Orientated Approach, *Proceedings of ACI Concrete Convention and Exposition*.

Noakowski, & Schäfer, (2003), *Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau*, Ernst und

Sohn.

- Nooru-Mohammed, (1992), *Mixed-mode fracture of concrete: an experimental approach. Ph.D. dissertation, Delft University of Technology, Delft, 1992.*, Delft University of Technology.
- Nordheus, & Wörner, (1996), Fugen in chemisch belasteten Betonabauteilen (in German), *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. 464, pp.83–156.
- Nowak, (2006), [in Polish:] *Dobór modelu oraz identyfikacja parametrów dla materiału pm45 na podstawie dostarczonych wyników z prób rozciągania i ściskania. Raport nr 1.*
- Nowak, (2008), Constitutive Modelling and Parameter Identification for Rubber-Like Materials, *Engineering Transactions*, Vol. 56(2), pp.117–157.
- Ogden, (1984), *Non-linear elastic deformations*, Ellis Horwood.
- Ogden, (2004), Elasticity and Inelasticity of Rubber, In: Saccomandi G., Ogden R.W. (Eds) *Mechanics and Thermomechanics of Rubberlike Solids. International Centre for Mechanical Sciences (Courses and Lectures)*, Vol. 452.
- Ogden, (1972), Large deformation isotropic elasticity – on the correlation of theory and experiment for incompressible rubberlike solids, *Proc. R. Soc. Lond, A* 326, pp.565–584.
- Ortiz, (1985), A constitutive theory for the inelastic behaviour of concrete, *Mechanics of Materials*, Vol. 4, pp.67–93.
- Ottosen, (1977), A failure criterion for concrete, *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 103(4), pp.527–535.
- Pamin, (1994), *Gradient-dependent plasticity in numerical simulation of localization phenomena*, Delft University of Technology.
- Pamin, & De Borst, (1999), Stiffness degradation in gradient-dependent coupled damage-plastic, *Archives of Mechanics*, Vol. 51(3–4), pp.419–446.
- Pan, Shi, Shi, Ling, & Li, (2017), A review on concrete surface treatment Part I: Types and mechanisms, *Construction and Building Materials*, Vol. 132, pp.587–590. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.025>
- Peerlings, De Borst, Brekelmans, & Geers, (1998), Gradient-enhanced damage modelling of concrete fracture, *Mechanics of Cohesive-Fractional Materials*, Vol. 3(4), pp.323–342.
- Pelka, (2018a), *Experimental implementation of the concept of a polymer anchorage for CFRP rods (in German: Experimentelle Umsetzung des Konzepts einer*

- Polymerverankerungen für CFK-Stäbe*), Leibniz Universität Hannover.
- Pelka, (2018b), *Experimentelle Umsetzung des Konzepts einer Polymerverankerungen für CFK-Stäbe*, Leibniz Universität Hannover.
- Petrie, (2007), *Handbook of Adhesives and Sealants* (2nd ed.), McGraw-Hill Education - Europe.
- Pettersson, Alemo, & Thelandersson, (2002), Influence on crack development in concrete structures from imposed strains and varying boundary conditions, *Construction and Building Materials*, Vol. 16(4), pp.207–213. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(02\)00007-7](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00007-7)
- Pettersson, & Thelandersson, (2001a), Crack development in concrete structures due to imposed strains - Part I: Modelling, *Materials and Structures*, Vol. 34(1), pp.7–13. <https://doi.org/10.1007/bf02482194>
- Pettersson, & Thelandersson, (2001b), Crack development in concrete structures due to imposed strains - Part II: Parametric study of a wall fully restrained at the base, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Vol. 34(1), pp.14–20. <https://doi.org/10.1007/bf02482195>
- Pivonka, Ožbolt, Lackner, & Mang, (2004), Comparative studies of 3D-constitutive models for concrete: application to mixed-mode fracture, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 60(2), pp.549–570.
- Pizzi, & Mittal, (2003), *Handbook of Adhesive Technology* (A. Pizzi & K. L. Mittal (eds.); 2nd ed.), Taylor & Francis Group.
- Planas, Guinea, Cálvez, Sanz, & Fathy, (2007), Indirect Test for Stress-Crack Opening, In *Experimental Determination of the Stress-Crack Opening Curve for Concrete in Tension (RILEM 187-SOC Report)* (pp. 13–29).
- Plešek, & Kruisová, (2006), Formulation, validation and numerical procedures for Hencky's elasticity model, *Computers & Structures*, Vol. 84(17–18), pp.1141–1150.
- PN-EN 1504-10, (2017), *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności – Część 10: Stosowanie wyrobów i systemów na placu budowy oraz sterowanie jakością prac*.
- Podgórski, (1984), General Failure Criterion for Isotropic Media, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 111(2), pp.188–201.
- Popaescu, Deaconu, Croitoru, & Radu, (2018), Existing Large and Thin Concrete Slab Damaged by Multiple Cracks Almost Pierced. Expertise, Diagnosis, Strengthening, Behavior and Control After Execution, In D. A. Hordijk & M. Luković (Eds.), *High*

- Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet - Proceedings of the 2017 fib Symposium* (pp. 1976–1984), Springer International Publishing AG.
- Pramono, & Willam, (1989), Fracture energy-based plasticity formulation of plain concrete, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 115(6), pp.1183–1204.
- Pröbster, (2011), *Construction sealants. Seal joints successfully (in German: Baudichtstoffe. Erfolgreich Fugen abdichten)*, Vieweg+Teubner Verlag.
- Ramezani, & Naghdabadi, (2010), Micropolar hypo-elasticity, *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 80(12), pp.1449–1461.
- Raphael, Faddoul, Geara, & Chateauneuf, (2012), Improvements to the Eurocode 2 shrinkage model for concrete using a large experimental database, *Structural Concrete*, Vol. 13(3), pp.174–181. <https://doi.org/10.1002/suco.201100029>
- Rashid, (1968), Analysis of reinforced concrete pressure vessels, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7, pp.334–344.
- Read, & Hegemier, (1984), Strain softening of rock, soil and concrete — a review article, *Mechanics of Materials*, Vol. 3(4), pp.271–294.
- Rehm, & Franke, (1982), Kleben im Konstruktiven Betonbau, *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. 331, pp.1–54.
- Reinhardt, (1991), Imposed deformation and cracking, *IABSE Report*, Vol. 62, pp.101–110.
- Reinhardt, (2014), Aspects of imposed deformation in concrete structures - A condensed overview, *Structural Concrete*, Vol. 15(4), pp.454–460. <https://doi.org/10.1002/suco.201400014>
- Reis, & Pedro, (2019), *Bridge Design: Concepts and Analysis*, John Wiley & Sons Ltd.
- Rommel, (1994), Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. Heft 444.
- RILEM, (1975), *RILEM CPC 8: Modulus of elasticity of concrete in compression*.
- RILEM, (1994), *RILEM Technical Recommendations for the testing and use of construction materials*.
- RILEM, (2015), Technical Committee TC-242-MDC: RILEM draft recommendation: TC-242-MDC multi-decade creep and shrinkage of concrete: material model and structural analysis. Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concrete, *Materials and Structures*, Vol. 48, pp.753–770.
- Rivlin, & Saunders, (1951), (1951), Large elastic deformations of isotropic materials. VII.

- Experiments of the deformation of rubber, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 243(865), pp.251–288.
- Rocco, Guinea, Planas, & Elices, (1999), Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: Experimental verification, *Materials and Structures*, Vol. 32, pp.210–217.
- Rodacki, (2018), The Load-Bearing Capacity of Timber-Glass Composite I-Beams Made with Polyurethane Adhesives, *Civil and Environmental Engineering Reports*, Vol. 27(4), pp.105–120. <https://doi.org/10.1515/ceer-2017-0054>
- Rodacki, Zająć, Kwiecień, Tekieli, & Furtak, (2019), The Strength of Wooden (Timber)-Glass Beams Combined with the Polyurethane Adhesive - DIC and Finite Element Analysis, In *Structural Analysis of Historical Constructions* (pp. 323–331). https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_34
- Rossi, Wu, Le Maou, & Belloc, (1994), Scale effect on concrete in tension, *Materials and Structures*, Vol. 27, pp.437–444.
- Rots, (1988), *Computational Modeling of Concrete Fracture*, Delft University of Technology.
- Rots, & Blaauwendraad, (1989), Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?, *Heron*, Vol. 34(1), pp.1–59. <https://doi.org/0046-7316>
- Rudawska, (2013), *Wybrane zagadnienia konstruowania połączeń adhezyjnych jednorodnych i hybrydowych*, Politechnika Lubelska.
- Sadowski, Czarnecki, & Hoła, (2016), Evaluation of the height 3D roughness parameters of concrete substrate and the adhesion to epoxy resin, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Vol. 67, pp.3–13. <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2015.12.019>
- Sadowski, & Mathia, (2016), Multi-scale metrology of concrete surface morphology: Fundamentals and specificity, *Construction and Building Materials*, Vol. 113, pp.613–621. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.099>
- Schmidt, Krelaus, Teichmann, Leutbecher, & Fehling, (2007), Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben, *Beton- Und Stahlbetonbau*, Vol. 102(10), pp.681–690.
- Schneider, (1982), Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen [in German], *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, Vol. 337, pp.1–109.
- Seręga, (2009), *Analiza pracy słupów żelbetowych z betonu wysokowartościowego w temperaturach pożarowych [in Polish]*, Cracow University of Technology.
- Seth, (1964), *Generalized strain measure with applications to physical problems. Second-Order Effects in Elasticity, Plasticity and Fluid Dynamics*, Pergamon Press.

- Sfer, Ignacio, Gettu, & Etse, (2002), Study of behavior of concrete under triaxial compression, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 128(2), pp.156–163.
- Sharpe, (1998), Some Fundamental Issues in Adhesion: A Conceptual View, *Journal of Adhesion*, Vol. 1–4, pp.277–289.
- Siewczyńska, (2012), Method for determining the parameters of surface roughness by usage of a 3D scanner, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. 12(1), pp.83–89.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.acme.2012.03.007>
- Sika, (2014a), *Product Data Sheet - Sika PS* (pp. 1–4).
- Sika, (2014b), *Product Data Sheet - Sika PT* (pp. 1–4).
- Sika, (2016), *Product Data Sheer - Sika Sikadur-330* (pp. 1–4).
- Silfwerband, (2018), Safety Levels on Concrete Stabs-on-Grade, In D. A. Hordijk & M. Luković (Eds.), *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet - Proceedings of the 2017 fib Symposium* (pp. 1723–1730), Springer International Publishing AG.
- Simo, & Ju, (1987), Strain- and stress based continuum damage models - I. Formulation, *International Journal of Solid and Structures*, Vol. 23(7), pp.821–840.
- Skacel, (2020), *HyperFit. Software Package Documentation*, Brno University of Technology.
<http://www.hyperfit.wz.cz/>
- Słoński, & Tekieli, (2020), 2D Digital Image Correlation and Region-Based Convolutional Neural Network in Monitoring and Evaluation of Surface Cracks in Concrete Structural Elements, *Materials*, Vol. 13(16), pp.3527.
<https://doi.org/https://doi.org/10.3390/ma13163527>
- Slowik, & Wittmann, (1992), Influence of strain gradient on fracture energy, In Z. P. Bažant (Ed.), *Fracture Mechanics of Concrete Structures* (pp. 424–429), Elsevier Applied Science.
- Sokalska, & Możaryn, (2012), *Naprawa i ochrona konstrukcji żelbetowych* (Instrukcje), Instytut Techniki Budowlanej.
- Starosolski, (2019), *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom 4 [in Polish]*, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Szarliński, Winnicki, & Podleś, (2002), *Concrete structures in plane states [in Polish:] Konstrukcje z betonu w płaskich stanach*, Cracow University of Technology.
- Taniguchu, & Agemi, (2017), Structural Improvement of the Construction Joint of the Cut and Cover Tunnels, In *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*

- *Proceedings of the 2017 fib Symposium* (pp. 1985–1993).

Tazawa, & Miyazawa, (1995), Chemical Shrinkage and Autogenous Shrinkage of Hydrating Cement Paste, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25(2), pp.288–292.

Tekieli, De Santis, de Felice, Kwiecień, Roscini, Felice, Kwiecień, & Roscini, (2017), Application of Digital Image Correlation to composite reinforcements testing, *Composite Structures*, Vol. 160, pp.670–688.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.10.096>

Treloar, (1975), *The Physics of Rubber Elasticity*, Clarendon Press.

Truesdell, & Noll, (2004), *The Non-Linear Field Theories of Mechanics*, Springer.

Valluzzi, (2005), Requirements for the choice of mortar and grouts for consolidation of three-leaf stone masonry walls, *Proc. International RILEM Workshop on Repair for Historic Masonry*.

Van Balen, Papayianni, Van Hees, Binda, & Waldum, (2005), Introduction to requirements for and functions and properties of repair mortars, *Materials and Structures*, Vol. 38, pp.781–785.

van Mier, (1984), *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions. Ph.D. dissertation, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, 1984.*, Eindhoven University of Technology.

van Mier, (1989), Fracture Propagation in Concrete under Complex Stress, In S. P. Shah & S. E. Swartz (Eds.), *Fracture of Concrete and Rock*, Springer.

van Mier, & Mechtcherine, (2007), Minimum Demands for Deformation-Controlled Uniaxial Tensile Tests, In *Experimental determination of the stress-crack opening curve for concrete in tension (RILEM 187-SOC Report)* (pp. 5–11).

Vecchio, (1989), Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes, *ACI Structural Journal*, Vol. 86(1), pp.26–35. <https://doi.org/10.1556/JEP.2007.1013>

Vecchio, (1990), Reinforced Concrete Membrane Element Formulations, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116(3), pp.730–750.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:3\(730\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:3(730))

Vecchio, & Collins, (1986), The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Journal*, Vol. 83(2), pp.219–231.

Vermeer, & De Borst, (1998), Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock, In H. J. Herrmann, J. P. Hovi & S. Luding (Eds.), *Physics of Dry Granular Media. NATO ASI Series (Series E: Applied Sciences)*, Vol. 350, Springer.

- Viskovic, Zuccarino, Kwiecień, & Zajac, (2015), Masonry panels composite reinforcements with epoxy matrix, inorganic mortar matrix and PS polymer matrix, *Key Engineering Materials*, Vol. 624, pp.214–221.
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.624.214>
- Vismann, (2015), *Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln* (U. Vismann (ed.)), Springer Vieweg.
- Wee, Lu, & Swaddiwudhipong, (2000), Tensile strain capacity of concrete under various states of stress, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 52(3), pp.185–193.
- Willam, & Warnke, (1975), Constitutive model for the triaxial behavior of concrete, *Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses*, IABSE.
- Wittmann, Roelfstra, Mihashi, Huang, Zhang, & Nomura, (1987), Influence of age at loading, water/cement ratio and rate of loading on fracture energy of concrete, *Materials and Structures*, Vol. 20, pp.103–110.
- Wójcicki, & Winnicki, (2010), Numeryczny test rozciągania ze ścinaniem według Willama dla modeli betonu rys rozmytych dostępnych w programie DIANA, *Technical Transactions - Civil Engineering*, Vol. 107(4-B), pp.127–162.
- Wosatko, (2008), *Finite-element analysis of cracking in concrete using gradient damage-plasticity*, Cracow University of Technology.
- Xiao, (1995), Unified explicit basis-free expressions for time rate and conjugate stress of an arbitrary hill's strain, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 32(22), pp.3327–3340.
- Xiao, Bruhns, & Meyers, (1997), Logarithmic strain, logarithmic spin and logarithmic rate, *Acta Mechanica*, Vol. 124(1–4), pp.89–105.
- Xiao, & Chen, (2002), Hencky's elasticity model and linear stress-strain relations in isotropic finite hyperelasticity, *Acta Mechanica*, Vol. 157(1–4), pp.51–60.
- Yazdani, & Schreyer, (1990), Combined plasticity and damage mechanics model for plain concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116(7), pp.1435–1450.
- Yin, Qiao, & Hu, (2019), Four-point bending tests for the fracture properties of concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 211, pp.371–381.
<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.03.004>
- Zahorski, (1944), [in Polish:] Doświadczalne badania niektórych własności mechanicznych gumy, *Engineering Transactions*, Vol. 10, pp.193–207.
- Zajac, (2008), *Doświadczalno-analityczne określenie wytrzymałości polimerowej skleiny w belkach zespolonych*, Cracow University of Technology.

- Zajac, (2018), *Ścinane połączenie klejone sztywne i podatne pracujące w podwyższonej temperaturze* (Monografie).
- Zdanowicz, Kisiel, & Kwiecień, (2015), Stress Redistribution in Concrete Floor on Ground Due to Application of Polymer Flexible Joint to Fill Expansion Joint, *Procedia Engineering*, Vol. 108, pp.464–474.
- Zdanowicz, & Kwiecień, (2015), Influence of polymer flexible joint on concrete beams in three-point bending test, *Engineering Transactions*, Vol. 63(4), pp.397–406.
- Zdanowicz, Kwiecień, & Seręga, (2017a), Interaction of Polymer Flexible Joint with Brittle Materials in Four-Point Bending Tests, *Procedia Engineering*, Vol. 193, pp.517–524. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.06.245>
- Zdanowicz, Kwiecień, Tekieli, & Seręga, (2017b), Interaction of Polymer Flexible Joint with concrete elements in an uniaxial tensile test, *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet - Proceedings of the 2017 Fib Symposium*, pp.1049–1057. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2-122>
- Zdanowicz, Seręga, & Kwiecień, (2018), Flexural Test of Concrete Elements Bonded with Polymer Flexible Joint: Experimental and Numerical Analysis, *Proceedings of Fib Congress 2018*, pp.1–13.
- Zdanowicz, Seręga, Tekieli, & Kwiecień, (2020), Polymer flexible joint as a repair method of concrete elements: Flexural testing and numerical analysis, *Materials*, Vol. 13(5732), pp.1–14. <https://doi.org/10.3390/ma13245732>
- Zdanowicz, Tekieli, & Kwiecień, (2018), Stress Redistribution Mechanism in Concrete Elements with Polymer Flexible Joint: Experimental Results, *Proceedings of SynerCrete'18 International Conference on Interdisciplinary Approaches for Cement-Based Materials and Structural Concrete*.
- Zdanowicz, Tekieli, Zajac, & Kwiecień, (2019), Polymer flexible joint as a structural repair method for reducing stress concentrations in cracked concrete structures, *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision - Proceedings of the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, IALCCE 2018*.
- Zdanowicz, Tekieli, Zajac, & Kwiecień, (2018), Polymer Flexible Joint as a structural repair method for reducing stress concentrations in cracked concrete structures, *Proceedings of IALCCE 2018*, pp.2300–2307.
- Zilch, Wingenfeld, & Mühlbauer, (2012), Experimental investigation of reinforced glued joints, *Proceedings of Hipermat 2012*. https://www.academia.edu/26574499/Fügen_von_Bauteilen_aus_UHPC_durch_Kleben._Voruntersuchungen_und_Anwendung_bei_der_Gärtnerplatzbrücke_in_Kas

se

Lista publikacji autora w ramach pracy doktorskiej

Publikacje w czasopismach i monografiach

1. Zdanowicz Ł., Kisiel P., Kwiecień A. (2015), Stress redistribution in concrete floor on ground due to application of polymer flexible joint to fill expansion joint, *Procedia Engineering*, Vol. 108, s. 467-474,
2. Zdanowicz Ł., Kwiecień A. (2015), Influence of Polymer Flexible Joint on Concrete Beams in Three-Bending Test, *Engineering Transactions*, Vol. 63 (3), s. 397-406,
3. Zdanowicz Ł., Kwiecień A., Seręga S. (2017), Interaction of polymer flexible joint with brittle materials in four-point bending tests, *Procedia Engineering*, Vol. 193, s. 517-524,
4. Zdanowicz Ł., Kwiecień A., Tekieli M. (2018), Interaction of Polymer Flexible Joint with Concrete Elements in an Uniaxial Tensile Test [w:] Hordijk D.A., Luković M. (edytorzy), *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Springer International Publishing, s. 1049-1057,
5. Zdanowicz Ł., Seręga S., Tekieli M., Kwiecień A. (2020), Polymer Flexible Joint as a Repair Method of Concrete Elements: Flexural Testing and Numerical Analysis, *Materials*, Vol. 13, 5732,
6. Zdanowicz Ł., Seręga S., Zajac B., Kwiecień A. (2021), Polymer Flexible Joint as a Repair Method of Concrete Elements: Parametric Analysis, *Materials* (w przygotowaniu),

Publikacje konferencyjne

7. Zdanowicz Ł. (2014), Współpraca polimerowego złącza podatnego z belką betonową w teście trzypunktowego zginania, Materiały konferencyjne I Ogólnopolska Studencka Konferencja Budowlana – Budmika 2014, Poznań, s. 606-613,
8. Zdanowicz, Ł. (2015), Redystrybucja naprężeń dylatacji betonowej posadzki przy zastosowaniu polimerowego złącza podatnego, Materiały konferencyjne III Konferencja studentów i doktorantów wydziałów budownictwa – Konstruktor 2015, Szklarska Poręba, s. 233-240,
9. Zdanowicz Ł., Kwiecień A., Seręga S. (2017), Interaction of polymer flexible joint with brittle materials in four-point bending tests, Materiały konferencyjne 9th International

- Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures – AMCM 2017, Gliwice, s. 103-104,
10. Zdanowicz Ł., Seręga S., Kwiecień A. (2018), Flexural Test of Concrete Elements Bonded with Polymer Flexible Joint: Experimental and Numerical Analysis, Materiały konferencyjne *fib* Congress, Melbourne, s. 3651-3663,
 11. Zdanowicz Ł., Tekieli M., Kwiecień A. (2018), Stress Redistribution Mechanism in Concrete Elements with Polymer Flexible Joint: Experimental Results, Materiały konferencyjne International Conference on Interdisciplinary Approaches for Cement-Based Materials and Structural Concrete – SynerCrete'18, Funchal, s. 1115-1120,
 12. Zdanowicz Ł., Tekieli M., Zając B., Kwiecień A. (2018), Polymer Flexible Joint as a structural repair method for reducing stress concentrations in cracked concrete structures, Materiały konferencyjne 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering – IALCCE 2018, Ghent, p. 2300-2307,

Postery i prezentacje

13. Zdanowicz Ł. (2016), Polymer Flexible Joint for Bending Concrete Elements, IABSE Young Engineers Colloquium, Hamburg
14. Zdanowicz Ł. (2017), Wpływ polimerowego złącza podatnego na pracę elementów z materiałów kruchych, Seminarium naukowe Katedry Mechaniki Budowli i Materiałów Politechniki Krakowskiej, Kraków,
15. Zdanowicz Ł. (2017), Wpływ polimerowego złącza podatnego na pracę połączonych elementów betonowych, Seminarium naukowe Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej, Kraków.