BADANIA DOŚWIADCZALNE ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI BETONOWYCH

PUBLIKACJA POD PATRONATEM SEKCJI KONSTRUKCJI BETONOWYCH KOMITETU INŻYNIERII LĄDOWEJ I WODNEJ PAN

ZESZYT NR 23

Research of the flexural reinforcement effect on the shear strength of concrete beams without transverse reinforcement

Badania wpływu zbrojenia głównego na nośność ścinania betonowych belek bez zbrojenia poprzecznego

Renata Kotynia
Monika Kaszubska

Department of Concrete Structures, Lodz University of Technology, Poland
Lodz 2020

Katedra Budownictwa Betonowego
Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Politechniki Łódzkiej
Łódź 2020

Recenzent / Reviewer
prof. dr hab. inż. Kazimierz Flaga

Redaktor wydania / Editor
prof. dr hab. inż. Tadeusz Urban

Tłumaczenie / Translation
dr hab. inż. Renata Kotynia, prof. PŁ

Skład tekstu / Preparing of text
mgr inż. Jacek Filipczak

©2020 Katedra Budownictwa Betonowego, Łódź, Polska
©2020 Department of Concrete Structures, Lodz University of Technology, Poland

ISBN 978-83-66287-45-7
ISSN 1230-6010

https://doi.org/10.34658/kbb.2020.23
DOI 10.34658/kbb.2020.23

Katedra Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej
Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, Polska
tel. (48) (42) 6313870, fax (48) (42) 6313584
Autor do korespondencji: Renata Kotynia, e-mail: renata.kotynia@p.lodz.pl

STRESZCZENIE

Praca poświęcona jest tematyce ścinania smukłych belek betonowych bez zbrojenia poprzecznego, z podłużnym zbrojeniem na zginanie, wykonanym z dwóch typów prętów: stalowych i kompozytowych z włókien szklanych (glass fiber reinforced polymer – GFRP). Motywacją do podjęcia badań w tym zakresie była chęć określenia wpływu niskiego modułu sprężystości podłużnej prętów GFRP oraz anizotropowej budowy tych prętów na mechanizm zniszczenia i nośność ścinania. Głównym celem pracy była analiza mechanizmu niszczenia belek z podłużnym zbrojeniem, wykonanym z włókien szklanych lub zbrojeniem stalowym bez zbrojenia poprzecznego oraz analiza nośności na ścinanie i odkształcalności takich elementów. Pozostałe cele obejmowały analizę wpływu następujących parametrów zmiennych na nośność belek i sposób zniszczenia: stopnia zbrojenia podłużnego (1,0%, 1,4%, 1,8%), liczby poziomów prętów (jeden, dwa), liczby i średnicy prętów odpowiadających stopniom zbrojenia oraz grubości betonowej otuliny (15 mm, 35 mm). Do analizy rozwoju zarysowania elementów badawczych użyto systemu cyfrowej korelacji obrazu Aramis, który pozwolił na szczegółową rejestrację mechanizmu niszczenia od chwili zarysowania, przez jego rozwój, do momentu zniszczenia. Korzystając z kinetycznego modelu ścinania opisano proces niszczenia belek, ze wskazaniem różnic dotyczących położenia i nachylenia ukośnych rys niszczących dla poszczególnych belek. Program badawczy obejmował trzydzieści trzy jednoprzęsłowe, swobodnie podparte belki o przekroju teowym (b_{eff} = 400 mm, b_w = 150 mm, h_f = 60 mm, h_{tot} = 400 mm) i rozpiętości w osiach podpór (1800 mm) bez zbrojenia poprzecznego. Belki obciążano jedną siłą skupioną położoną w odległości 1100 mm od osi podpory, co odpowiadało smukłości ścinania *a/d* w granicach 2,9-3,0 i spełniało warunek belek smukłych. Badania ujawniły dwa sposoby zniszczenia. Pierwszy, ścinająco-rozciągający, wystąpił w większości elementów (wszystkich elementach żelbetowych i części elementów zbrojonych prętami GFRP) oraz drugi, związany z utratą przyczepności zbrojenia, który wystąpił w trzech elementach II serii, zbrojonych prętami GFRP. Badania potwierdziły wyraźny wpływ rodzaju zbrojenia podłużnego na zachowanie się belek bez zbrojenia poprzecznego. Czterokrotnie niższy moduł sprężystości zbrojenia szklanego ujawnił łagodnie postępujące zniszczenie ścinająco-rozciągające w porównaniu do gwałtownego zniszczenia belek żelbetowych. Różnica modułów sprężystości obu typów zbrojenia skutkowała od 30% do 66% wyższą nośnością na ścinanie belek żelbetowych niż zbrojonych prętami GFRP o tym samym stopniu zbrojenia. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego zarysowanie belek było mniej intensywne, podobnie jak malała szerokość rozwarcia rys, rosła sztywność elementów po zarysowaniu, malały ugięcia belek oraz rosła nośność na ścinanie. Dwuwarstwowy układ zbrojenia był szczególnie korzystny w elementach zbrojonych prętami GFRP, gdyż znacząco ograniczył szerokość rozwarcia rys, podczas gdy w znacznie sztywniejszych belkach żelbetowych ten efekt nie był tak wyraźny. Wpływ zmiany średnicy zastosowanych prętów głównych był szczególnie widoczny w elementach o niskim stopniu zbrojenia (ok. 1%). Wpływ grubości betonowej otuliny był dość mały, co potwierdza opinię o braku efektu siły klockującej w elementach bez zbrojenia poprzecznego.

SUMMARY

The research is devoted to the shear of slender concrete beams without transverse reinforcement flexurally reinforced with two types of bars: steel and composite (glass fiber reinforced polymer - GFRP). The motivation to undertake research program was desire to determine an effect of the low elasticity modulus of the longitudinal GFRP bars and their anisotropic structure on the failure mechanism and shear capacity. The main purpose of the work was to analyse the failure mechanism with the flexural GFRP or steel reinforcement without transverse reinforcement and to compare the shear capacity and deformability of the beams. The remaining objectives included: the influence of the following variable parameters on the ultimate loads and failure modes: degree of the longitudinal reinforcement (1.0%, 1.4% and 1.8%), number of bar levels (one, two), number and diameter of bars selected for specified reinforcement ratio and the thickness of the concrete cover (15 mm, 35 mm). To analyse the cracking pattern of the beams, the digital image correlation system Aramis was used, what allowed a detailed registration of the failure mechanism the flexural cracking, through crack development until to the failure. Using the kinetic shear model, the process of beams' failure was precisely described, with the indication of differences regarding to the location and inclination of the diagonal critical cracks in the all beams. The research program included thirty three single-span, simply supported T-section beams (b_{eff} = 400 mm, b_w = 150 mm, h_f = 60 mm, h_{tot} = 400 mm) with the axis span of 1800 mm without transverse reinforcement. The three point loaded beams (with the load located at a distance of 1100 mm from the support) had the shear span to depth ratio *a/d* in the range of 2.9-3.0 referring to the slender beams. Research revealed two failure modes. The first, shear - tension occurred in most of the beams (all RC elements and parts of the GFRP reinforced elements) and the second one relating to the bond loss between GFRP reinforcement and concrete, which occurred in three beams of the II series, reinforced with GFRP rods. The research confirmed the influence of a type of the longitudinal reinforcement on the behaviour of beams without transverse reinforcement. The four times lower modulus of elasticity of the GFRP reinforcement revealed a gentle, progressive shear - tension failure mode, opposite to the to the abrupt failure mode of the RC beams. The difference in the elasticity modulus of both types of reinforcement resulted in increase in the shear capacity of the RC beams in the range between 30% and 66% comparing to the shear capacity of the GFRP reinforced beams with the same reinforcement ratio. The increase in a the longitudinal reinforcement ratio reduced cracking pattern, the crack width, increased of beams stiffness and shear capacity. The two-layer reinforcement levels occurred more beneficial only for the GFRP reinforced beams. The influence of the diameter change was more pronounced in the beams with the low reinforcement ratio (about 1%). The influence of the concrete cover thickness was quite small, which confirmed a negligible effect of the dowel action in the elements without transverse reinforcement.

SPIS TREŚCI

Oznaczenia
1. Wprowadzenie 7
2. Program badań 10
   2.1. Opis badań 10
   2.2. Opis elementów badawczych 10
   2.3. Stanowisko badawcze 16
   2.4 Metodologia pomiarów 17
3. Wyniki i analiza badań doświadczalnych . . . 21
   3.1. Wyniki badań materiałowych 21
      3.1.1. Beton 21
      3.1.2. Zbrojenie kompozytowe 25
      3.1.3. Zbrojenie stalowe 27
   3.2. Wyniki badań elementów 29
      3.2.1. Proces zarysowania elementów i mechanizmy ścinania 29
      3.2.2. Obciążenia niszczące 47
      3.2.3. Odkształcenia betonu 49
      3.2.4. Przemieszczenia pionowe 56
      3.2.5. Podsumowanie 59
4. Analiza wyników badań własnych 61
   4.1. Wpływ stopnia zbrojenia podłużnego . . 61
   4.2. Wpływ rodzaju zbrojenia 66
   4.3. Wpływ osiowej sztywności zbrojenia . . 70
   4.4. Wpływ średnicy i liczby zastosowanych prętów 71
   4.5. Wpływ liczby warstw zbrojenia podłużnego 75
   4.6. Wpływ grubości betonowej otuliny . . . 79
   4.7. Wpływ sposobu zniszczenia 83
5. Wnioski 88

Piśmiennictwo 89

Załącznik 91
   Szczegółowe wyniki badań materiałowych . . 93
   Obrazy zarysowania (system Aramis) 96
   Odkształcenia betonu 105
      Główne odkształcenia betonu . . . 105
      Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej 117
   Przemieszczenia pionowe. 135
      Przemieszczenia pionowe na długości belki. . 135
      Przemieszczenia średnie 147

CONTENTS

Symbols
1. Introduction 7
2. Research programme 10
   2.1. Description of research 10
   2.2. Description of test members 10
   2.3. Test set-up 16
   2.4 Measurements methodology 17
3. Results and analysis of experimental tests . . . 21
   3.1. Results of material tests 21
      3.1.1. Concrete. 21
      3.1.2. Composite reinforcement 25
      3.1.3. Steel reinforcement. 27
   3.2. Test results of members 29
      3.2.1. The cracking pattern of members and shear mechanisms 29
      3.2.2. Ultimate loads 47
      3.2.3. Concrete strain 49
      3.2.4. Vertical displacements 56
      3.2.5. Summary 59
4. The analysis of results of Author's own research . 61
   4.1. Influence of reinforcement ratio 61
   4.2. Influence of type of reinforcement . . . 66
   4.3. Influence of axial reinforcement stiffness . 70
   4.4. Influence of bar diameter and bars number 71
   4.5. Influence of number of reinforcement layers 75
   4.6. Influence of concrete cover thickness 79
   4.7. Influence of failure mode 83
5. Conclusions 88

References 89

Appendix 91
   Detailed results of material tests. 93
   Cracking pattern (Aramis system) 96
   Concrete strain 105
      Principal concrete strain 105
      Strain in compressive and tensile zone . . . 117
   Vertical displacements . . 135
      Vertical displacements along beam length 135
      Average displacements 147

OZNACZENIA

Litery łacińskie

A – pole przekroju zbrojenia
E – moduł sprężystości zbrojenia podłużnego

E_c – moduł sprężystości betonu
E_s – moduł sprężystości stali
I – moment bezwładności przekroju
M_u – niszczący moment zginający
V – siła poprzeczna
V_c – siła poprzeczna przenoszona przez beton
V_{max} – maksymalna siła poprzeczna

a – odległość siły skupionej od osi podpory
b_{eff} – szerokość półki teownika
b_w – szerokość środnika
d – wysokość użyteczna przekroju
d_g – maksymalna średnica kruszywa
$f_{c,cube}$ – wytrzymałość betonu na ściskanie określona na próbkach sześciennych
f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie
f_{ctd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie
h_f – wysokość półki teowej
h_{tot} – całkowita wysokość przekroju
z – ramię sił wewnętrznych

Litery greckie

β – kąt nachylenia rysy niszczącej do podłużnej osi elementu
$\delta_{śr}$ – średnie ugięcie
γ_{xy} – kąt odkształcenia postaciowego
$\varepsilon_{ct,cr}$ – odkształcenie betonu przy zarysowaniu
$\varepsilon_{ct,u}$ – graniczne odkształcenie w betonie rozciąganym
ε_l – odkształcenie zbrojenia rozciąganego
ε_x, ε_y – odkształcenie betonu w kierunku x i y
θ – kąt nachylenia krzyżulca ściskanego do podłużnej osi elementu
ρ_l – stopień zbrojenia podłużnego
ρ_w – stopień zbrojenia poprzecznego
σ_1 – naprężenia główne rozciągające
σ_2 – naprężenia główne ściskające
τ_{cr} – naprężenie rysujące
τ_{max} – maksymalne naprężenia ścinające
τ_{xy} – naprężenia styczne
$\varnothing$ – średnica pręta

SYMBOLS

Latin letters

A – cross section of reinforcement
E – elasticity modulus of longitudinal reinforcement

E_c – elasticity modulus of concrete
E_s – elasticity modulus of steel
I – moment of inertia of cross-section
M_u – ultimate bending moment
V – transverse force
V_c – transverse force transferred by concrete
V_{max} – maximum transverse force

a – distance from point load to support axis
b_{eff} – flange width
b_w – web width
d – effective depth of cross-section
d_g – maximum diameter of aggregate
$f_{c,cube}$ – cubic compressive concrete strength

f_{cd} – design concrete compressive strength

f_{ck} – characteristic concrete compressive strength

f_{cm} – average compressive concrete strength
f_{ct} – tensile concrete strength
f_{ctd} – design concrete tensile strength

h_f – flange height
h_{tot} – total cross section height
z – arm of internal forces

Greek letters

β – angle between critical shear crack and member axis
$\delta_{śr}$ – average deflection
γ_{xy} – angle of deformation
$\varepsilon_{ct,cr}$ – concrete cracking strain
$\varepsilon_{ct,u}$ – ultimate tensile concrete strain
ε_l – strain of tensile reinforcement
ε_x, ε_y – concrete strain in x and y direction
θ – angle between compression field and member axis
ρ_l – longitudinal reinforcement ratio
ρ_w – transversal reinforcement ratio
σ_1 – principal tensile stress
σ_2 – principal compressive stress
τ_{cr} – cracking stress in concrete
τ_{max} – maximum shear stress
τ_{xy} – shear stress
$\varnothing$ – bar diameter

1. WPROWADZENIE

Zagadnienie ścinania belek lub płyt jednokierunkowo zbrojonych jest nierozłącznie związane ze zginaniem i występuje w przypodporowych strefach tych elementów. Jednoczesne występowanie siły tnącej i momentu zginającego w takich obszarach powoduje obecność złożonego stanu naprężenia. Przy założeniu płaskiego stanu naprężenia w ortogonalnym układzie współrzędnych, w niezarysowanym betonie występują naprężenia styczne $\tau_{xy}=VS_0/(bI)$ (od siły poprzecznej V) oraz naprężenia normalne $\sigma_x=Mz/I$ (od momentu zginającego M), gdzie V i M oznaczają odpowiednio siłę poprzeczną i moment zginający w rozpatrywanym przekroju, S_0 oznacza moment statyczny pola leżącego ponad rozpatrywanym poziomem o współrzędnej z, względem środka ciężkości przekroju, b i I oznaczają odpowiednio szerokość i moment bezwładności przekroju. Obecność naprężeń stycznych τ_{xy} w przekroju powoduje, że kierunki naprężeń głównych σ_1 (rozciągających) i σ_2 (ściskających) nie pokrywają się z przyjętymi osiami układu współrzędnych, ale są nachylone do podłużnej osi elementu pod kątem θ.

Zginane elementy żelbetowe są z reguły zbrojone poprzecznie w celu zabezpieczenia elementu przed kruchym i nagłym zniszczeniem na ścinanie. Jednak występują również elementy zginane, w których dopuszcza się brak zbrojenia poprzecznego. Zbrojenie poprzeczne nie występuje między innymi w płytach pełnych w ścianach oporowych, pomostach, fundamentach i stropach tuneli podziemnych, nadprożach okiennych o rozpiętości do dwóch metrów, ławach fundamentowych o odwróconym przekroju teowym oraz sprężonych płytach kanałowych. Mimo że belki żelbetowe nie należą do grupy typowych elementów bez zbrojenia poprzecznego, określenie ich nośności na ścinanie bez tego zbrojenia jest bardzo ważne.

Zagadnienie ścinania w przypodporowych strefach belek żelbetowych poddanych zginaniu jest przedmiotem zainteresowań badaczy na całym świecie od stu lat. Złożony stan naprężenia spowodowany jednoczesnym działaniem momentu zginającego oraz siły tnącej jest trudny do jednoznacznego opisu, zwłaszcza że w przenoszeniu sił tnących współpracują w pierwszej kolejności beton i zbrojenie poprzeczne, a pośrednio zbrojenie podłużne.

W celu określenia nośności betonu na ścinanie przeprowadzono jak dotąd wiele badań zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Mechanizm zniszczenia na ścinanie w strefie przypodporowej takich elementów jest złożony i uwarunkowany wieloma czynnikami. Pierwszym z nich jest poślizg obu części elementu przeciętego rysą ukośną i obrót odciętej części elementu, czemu towarzyszy zjawisko zazębiania kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego. Drugi z kolei spowodowany jest siłą klockującą zbrojenie podłużne, które w miejscu ukośnej rysy przenosi zarówno naprężenia podłużne, jak i prostopadłe do osi pręta. Zgodnie z takim charakterem zniszczenia belek bez zbrojenia poprzecznego nośność belek na ścinanie zależy od trzech parametrów: zazębiania kruszywa, bryły naprężeń ścinających w niezarysowanej (ściskanej) strefie betonu oraz wspomnianej już siły klockującej zbrojenie podłużne. Procentowy udział każdego z tych składników w nośności betonu na

1. INTRODUCTION

The shear issue in beams or unidirectionally reinforced slabs is inseparably connected with bending and occurs in the support zones of these elements. The simultaneous occurrence of shear force and bending moment in such zones result in the presence of a complex state of stress. Assuming a flat state of stress in the orthogonal coordinate system, in the non-cracked concrete, shear stresses $\tau_{xy}=VS_0/(bI)$ (from the shear force, V) and normal stresses $\sigma_x=Mz/I$ (from the bending moment, M), where V and M represent shear force and bending moment in the considered cross-section, respectively, and S_0 is the static moment of the cross-section above the considered level with a coordinate z with respect to the centre of gravity of the cross-section, b and I indicate the width and moment of inertia of the cross-section, respectively. The presence of shear stresses τ_{xy} in the cross-section results in the directions of the main stresses σ_1 (tensile) and σ_2 (compressive) do not coincide with the assumed axes of the coordinate system, but they are inclined to the longitudinal axis of the element at an angle θ.

The flexural RC members are usually shear reinforced to protect the element against brittle and sudden shear failure. However, there are also flexural elements without transverse reinforcement e.g. RC slabs, retaining wall, foundations and ceilings of underground tunnels, window lintels with a span up to two meters, foundation benches with an inverted T-cross section and prestressed hollow-core slabs. Although RC beams do not belong to a group of typical elements without transverse reinforcement, it is determining their shear capacity without shear reinforcement is really important.

The shear issue in the support zones of steel RC beams subjected bending is the matter of concern of the researchers all over the world from over one hundred years. The complex stress state due to combination of the shear force and the bending moment is difficult to clear description, because in the transfer shear force collaborate in first concrete and transverse reinforcement and indirectly longitudinal reinforcement.

To determine the concrete contribution in the shear capacity, many tests of reinforced concrete elements without shear reinforcement have been performed so far. The mechanism of shear failure in the support zone of RC elements is complex and conditioned by many factors. First one is the sliding the both parts of the element crossed by the diagonal shear crack and rotation of the cut off part of the element, which is accompanied by the aggregate interlock action in the hardened cement. The second one is caused by a dowel action of the longitudinal reinforcement. In the section where this reinforcement is crossed by the shear crack it carries both longitudinal and perpendicular stresses. According to this failure mode the shear capacity of the beams without transverse reinforcement, depends on three parameters: aggregate interlock, compressive stress in concrete and the dowel action force. Percentage share of each component to the shear capacity of RC beams without shear reinforcement was determined by Taylor (Taylor, 1969, 1970) as: 33-50% (effect of aggregate interlock), 20-40% (compressive concrete zone) and 15 -25% (dowel action effect).

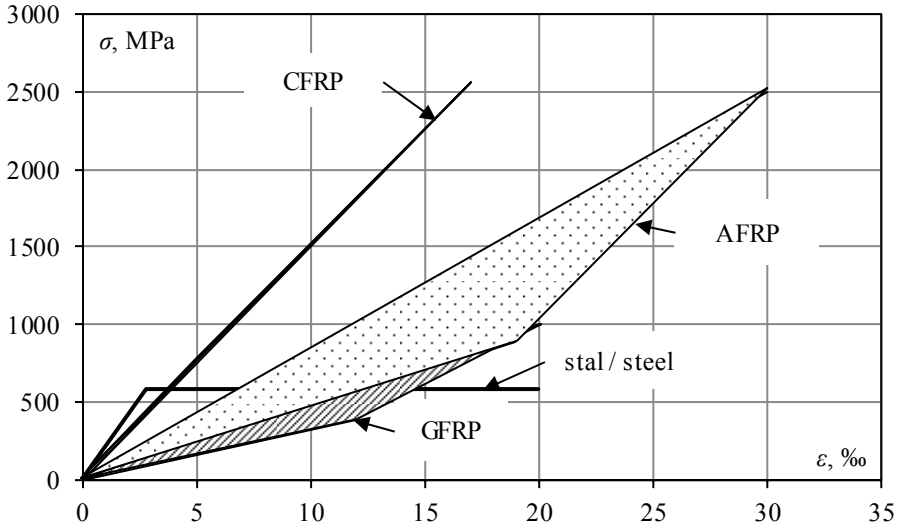
ścinanie belek bez zbrojenia poprzecznego został określony przez Taylora (Taylor, 1969, 1970) jako: 33-50% efekt zazębiania kruszywa), 20-40% (udział ściskanej strefy betonu) oraz 15-25% (efekt siły klockującej).

Należy podkreślić, że udziały te ulegają znaczącej zmianie, jeśli belka zostanie poprzecznie zazbrojona strzemionami. Zbrojenie to przenosi część siły poprzecznej, a ponadto utrzymując zbrojenie podłużne, zwiększa zarówno udział siły klockującej, jak i udział ściskanej strefy przekroju poprzez poprzeczne skrępowanie betonu.

Określenie nośności betonu na ścinanie w belkach bez zbrojenia poprzecznego staje się trudniejsze, gdy zbrojenie podłużne zostanie wykonane z prętów kompozytowych (fiber reinforced polymer – FRP), które w przeciwieństwie do stali są materiałami anizotropowymi. W ostatnich latach zbrojenie niemetaliczne zyskało duże uznanie ze względu na wysoką trwałość, stosunek wytrzymałości do wagi, dobre właściwości zmęczeniowe i obojętność magnetyczną. Porównanie charakterystyki wytrzymałościowej różnych typów prętów kompozytowych i stalowych przedstawiono na rysunku 1.1.

It should be emphasized these shares change significantly if the beam is reinforced with stirrups. The transversal reinforcement carries a part of the shear force, and increases both the dowel action effect and the contribution of the compressive concrete zone by transversal confining of concrete.

Determining the shear capacity of concrete in beams without transverse reinforcement becomes more difficult when the longitudinal reinforcement is made of fiber reinforced polymer (FRP) which is unlike steel reinforcement anisotropic. Recently, the non-metallic reinforcement has gained high recognition due to its high durability, strength-to-weight ratio, good fatigue behaviour, and non-magnetic nature. The comparison of strength characteristics of different types of FRP bars and steel bars is shown in Figure 1.1.



Rys. 1.1. Porównanie charakterystyki wytrzymałościowej różnych typów prętów kompozytowych i stalowych

Fig. 1.1. Comparison of the features of composite and steel bars

Obszary na wykresie, odpowiadające różnym rodzajom prętów, obejmują doświadczalne wyniki prętów zbrojeniowych użytych w programach badawczych dostępnych w literaturze. Anizotropowa budowa kompozytów sprawia, że wykazują one zupełnie inne właściwości mechaniczne wzdłuż i w poprzek włókien, co pokazano w Tabeli 1.1. W porównaniu z tradycyjnym zbrojeniem stalowym, różnią się zasadniczo liniowo-sprężystą charakterystyką naprężenie-odkształcenie w całym zakresie obciążeń, znacząco wyższą wytrzymałością na rozciąganie oraz niższym modułem sprężystości (zależnym od rodzaju włókien). Należy podkreślić, że sprężysta charakterystyka tego zbrojenia, ogranicza plastyczne właściwości elementu.

Areas in the curves corresponding to different types of bars include experimental results of the bars taken from the literature. The anisotropic structure of the composites leads their completely different mechanical properties along and across the fibers, as shown in Table 1.1. FRP bars differ in the linear-elastic stress characteristics in the entire load range, significantly higher tensile strength and lower modulus of elasticity (depending on the type of fibers) in comparison with traditional steel reinforcement. It should be emphasized that the elastic characteristics of this reinforcement limits the plastic deformations of the concrete element.

Tabela 1.1. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów kompozytowych i stalowych

Table 1.1. Strength characteristics of composite and steel bars

Parametr/ Parameter	Rodzaje prętów/ Types of bars			
	GFRP	AFRP	CFRP	Stalowe/ Steel
Gęstość/ Density, [kg/m^3]	2100	1380	1600	7850
Moduł sprężystości podłużnej/ Longitudinal modulus of elasticity, E_L, [GPa]	32 – 52	47 – 81	105 – 147	200
Moduł sprężystości poprzecznej/ Transversal modulus of elasticity, E_T, [GPa]	8,6	5,5	10,8	200
Współczynnik rozszerzalności termicznej wzdłuż włókien/ Coefficient of thermal expansion along the fibers, $\alpha_{L,}$ [10^{-6}/^{o}C]	6 – 10	– (2 – 6)	– (9 – 0)	11.7
Wytrzymałość na rozciąganie/ Tensile strength, f_{fu}, [MPa]	390 – 1000	890 – 2500	770 – 2550	483-690
Graniczne odkształcenia wzdłuż włókien/ Ultimate strain along the fibers [%]	1,2 – 2,0	1,9 – 3,0	0,5 – 1,7	6 – 12

2. PROGRAM BADAŃ

2.1. Opis badań

Program badawczy obejmował trzydzieści trzy jednoprzęsłowe, swobodnie podparte belki o przekroju teowym. Badania wykonano w Laboratorium Badawczym Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej. Przekrój teowy miał wysokość h_{tot} = 400 mm, szerokość środnika b_w = 150 mm oraz szerokość i wysokość półki odpowiednio b_{eff} = 400 mm i h_f = 60 mm (rysunki 2.2-2.5). Belki o całkowitej długości 2200 mm (rozpiętości w osiach podpór 1800 mm) obciążano siłą skupioną położoną w odległości 1100 mm od osi podpory. Smukłość *a/d* badanego odcinka ścinania wahała się w granicach 2,9-3,0. Taka smukłość ścinania zapewniała brak efektu rozporowo-ściągowego.

Belki podzielono na dwie serie badawcze o zróżnicowanej wytrzymałości betonu na ściskanie. Planowano zastosowanie betonu klasy C25/30 (w I serii) oraz C50/60 (w II serii). W pierwszej serii belek uzyskano średnią wytrzymałość betonu na ściskanie f_{cm} = 31,8 MPa. Natomiast w drugiej serii, na skutek pomyłki wytwórni betonu, dostarczono beton o średniej wytrzymałości f_{cm} = 35,9 MPa, zamiast planowanego f_{cm} = 60,0 MPa. Mimo, że beton II serii nieznacznie odbiegał od klasy serii I, to jego struktura znacząco różniła się od betonu serii I. Na podstawie wizualnej oceny przekroju próbek kostkowych oraz walcowych użytych do badań wytrzymałościowych zauważono zwiększoną, w porównaniu do serii I, zawartość kruszywa o małych średnicach. Ponadto struktura stwardniałego betonu II serii była mniej zwarta, a przełom próbki wyraźnie wskazywał na obecność drobnych frakcji.

Głównym celem badań była analiza porównawcza elementów bez zbrojenia poprzecznego z podłużnym zbrojeniem kompozytowym z włókien szklanych (GFRP) oraz stalowym.

W celu analizy wpływu intensywności zbrojenia podłużnego założono trzy stopnie tego zbrojenia, odpowiadające wartościom $\rho_l \approx$ 1,0%, 1,4% i 1,8%. W ramach najniższego oraz pośredniego stopnia zbrojenia analizowano wpływ liczby i średnicy prętów. W obrębie każdej serii różnicowano także grubość betonowej otuliny (15 mm lub 35 mm). Dodatkowo w I serii belek dla najniższego i najwyższego stopnia zbrojenia pręty dolne ułożono w jednej lub w dwóch warstwach, co umożliwiło analizę wpływu liczby warstw tego zbrojenia na nośność i odkształcalność belek.

W trakcie badań szczegółowo rejestrowano rozwój zarysowania w całym zakresie obciążeń. Taka analiza pozwoliła precyzyjnie opisać mechanizm niszczenia belek od początku zarysowania, przez jego rozwój aż do utraty nośności.

2.2. Opis elementów badawczych

Dla łatwej identyfikacji elementów przyjęto jednolity sposób opisu belek: X-*nØ*/*mØ*-Y-Z, gdzie: X oznacza rodzaj zbrojenia (G- GFRP, S- stal); *nØ* – liczbę prętów o średnicy *Ø* w niższym lub *mØ* w wyższym poziomie zbrojenia, jeżeli zbrojenie ułożone było w dwóch warstwach; Y – w pierwszej serii planowaną wytrzymałość betonu na ściskanie na próbkach kostkowych, w drugiej serii średnią

2. RESEARCH PROGRAMME

2.1. Description of research

The research programme consisted of thirty three single-span, simply supported T-section beams. It was carried out in the research laboratory at the Department of Concrete Structures of Lodz University of Technology. The T-section beams height was h_{tot} = 400 mm, width of the web b_w = 150 mm and the width and height of the flange b_{eff} = 400 mm and h_f = 60 mm, respectively (figures 2.2-2.5). Beams of total length of 2200 mm (and the axial span of 1800 mm) were tested under three point load applied 1100 mm from the support. Shear span to depth ratio *a/d* ranged between 2.9 and 3.0, that guaranteed lack of the arch effect.

The beams were divided into two experimental series with various compressive strength of concrete. The planned concrete class to be used was C25/30 in series I and C50/60 in series II. The average compressive strength of concrete in series I was f_{cm} = 31.8 MPa. However, by a mistake of the concrete manufacturer the average concrete strength of series II was f_{cm} = 35.9 MPa, instead of the planned strength of f_{cm} = 60.0 MPa. Even though concrete of the second series was of slightly different class than concrete of series I, its structure was significantly different from the concrete of series I. Visual estimation of the cubic and cylindrical cross-section of the concrete specimens after the tests revealed higher content of aggregate with small diameters in comparison with series I. Moreover, the structure of hardened concrete of the series II was less compact, and indicated the presence of small fractions.

The main aim of the research was comparative analysis of members without shear reinforcement with GFRP and steel longitudinal reinforcement.

To analyse the influence of the longitudinal reinforcement ratio, three values of ratio, corresponding to the following values: $\rho_l \approx$ 1.0%, 1.4% and 1.8% were chosen. For the lowest and medium reinforcement ratio, the influence of a number and a diameter of bars were analysed. Within each series there were two values of concrete cover thickness (15 mm and 35 mm). Moreover, in the series I the lowest and highest reinforcement ratio, were applied in one or two layers, which enabled the analysis of the number of reinforcement layers effect on the load capacity and ductility of the beams.

Throughout the research, the detailed development of cracking pattern within the full range of loads was registered. Such an analysis enabled precise description of the failure mechanism in the full range of loading (from the concrete cracking until failure).

2.2. Description of tested members

For identification of members, a uniform nomenclature was applied: X-*nØ*/*mØ*-Y-Z, where: X is a type of reinforcement (GFRP, S- steel); *nØ* is a number of bars with diameter *Ø* in lower or *mØ* in the higher reinforcement level (for reinforcement applied in two layers); Y is the expected compressive concrete strength on cubic specimens in the series I and average on cylindrical ones; Z is

wytrzymałość betonu na ściskanie na próbkach walcowych; Z – grubość betonowej otuliny w mm.

We wszystkich elementach główne zbrojenie wykonano z prostych odcinków prętów o średnicach 12 mm, 16 mm i 18 mm. Pręty GFRP zakotwiono w stalowych skrzynkach wypełnionych zaprawą klejową (Silkadur 30), natomiast pręty stalowe przyspawano do blach, zapewniając tym samym ich pełne zakotwienie (rys. 2.1).

the concrete cover thickness in mm.

The main reinforcement was made of straight bars with diameters of 12, 16 and 18 mm. GFRP bars were anchored in the steel boxes filled with the adhesive mortar (Silkadur 30), whereas the steel bars were welded to the steel plates to ensure their full anchorage (fig. 2.1).

Rys. 2.1. Zakotwienie prętów GFRP (po lewej stronie) oraz stalowych (po prawej stronie)
Fig. 2.1. Anchorage of GFRP (left) and steel bars (right)

Tabela 2.1. Elementy badawcze serii I
Table 2.1. Members of Series I

Element	Liczba warstw/ Number of layers	Zbrojenie podłużne/ Longitudinal reinforcement	Rodzaj zbrojenia podłużnego/ Type of longitudinal reinforcement	A [mm^2]	ρ_l [%]	Grubość otuliny/ Thickness of the cover [mm]	d [mm]
G-512-30-15	1	5#12	GFRP	565	0,99	15	379
G-316-30-15		3#16		603	1,07		377
G-318-30-15		3#18		763	1,35		376
G-416-30-15		4#16		804	1,42		377
G-418-30-15		4#18		1018	1,80		376
G-312/212-30-15	2	3#12+2#12		565	1,02		368
G-318/118- 30-15		3#18+1#18		1018	1,85		367
S-512-30-15	1	5#12	stal	565	0,99		379
S-316-30-15		3#16		603	1,07		377
S-318-30-15		3#18		763	1,35		376
S-312/212-30-15	2	3#12+2#12		565	1,02		368
S-318/118-30-15		3#18+1#18		1018	1,85		367
G-512-30-35	1	5#12	GFRP	565	1,05	35	359
G-316-30-35		3#16		603	1,13		357
G-318-30-35		3#18		763	1,43		356
G-418-30-35		4#18		1018	1,91		356
S-512-30-35		5#12	stal	565	1,05		359
S-418-30-35		4#18		1018	1,91		356

Pierwsza seria badań obejmowała 18 elementów, w tym 11 belek z podłużnym zbrojeniem z włókien szklanych oraz 7 belek ze zbrojeniem stalowym. Zbrojenie górne belek stanowiły dwa pręty o średnicy 10 mm połączone krótkimi poprzecznymi prętami o średnicy 6 mm, ułożonymi w półce przekroju teowego w rozstawie 210.

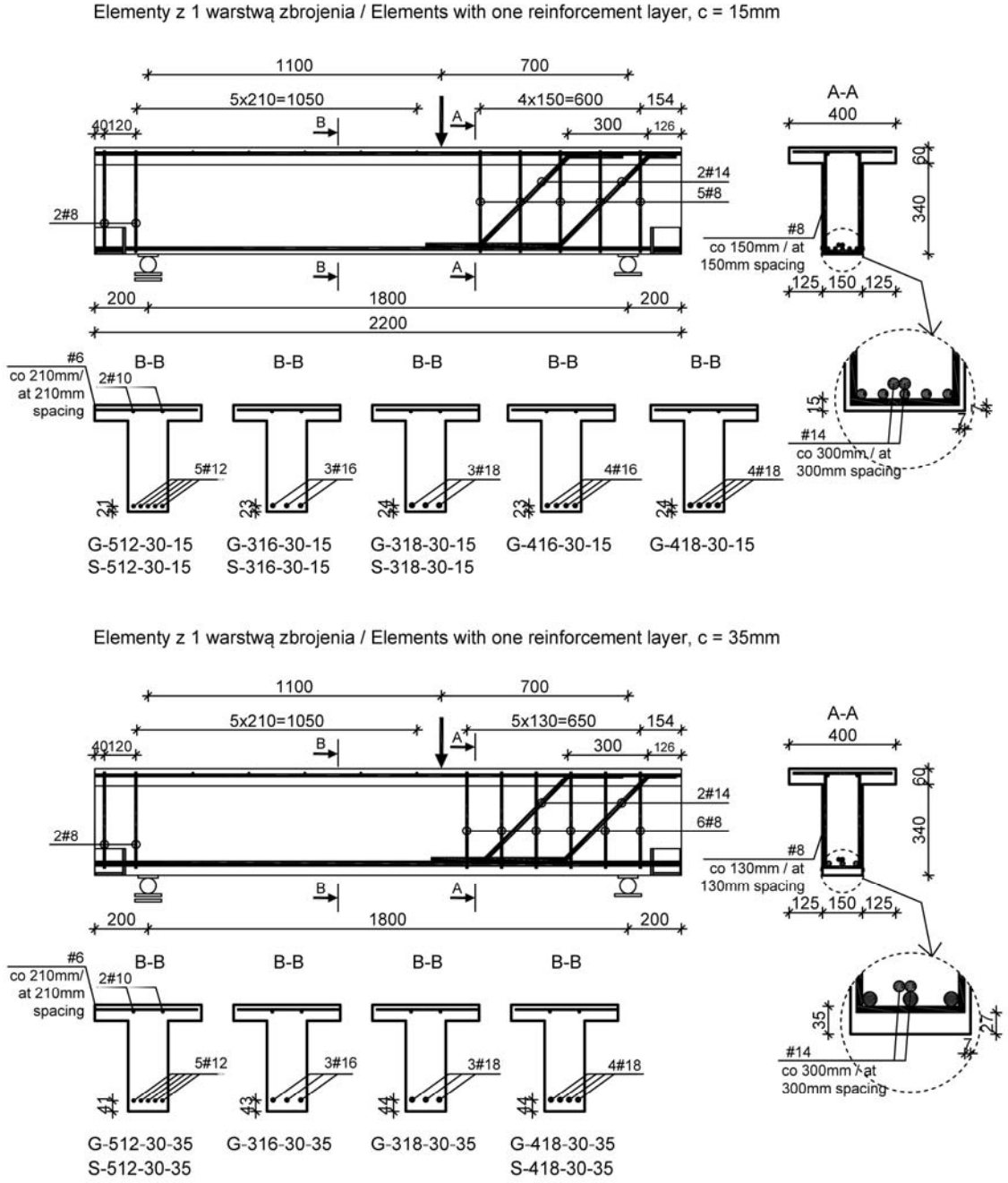
W każdej belce zbrojenie dolne i górne wykonano z tego samego materiału (odpowiednio z GFRP lub stali).

The first series consisted of 18 members, including 11 beams with GFRP reinforcement and 7 beams with steel reinforcement. The top reinforcement consisted of two bars with a diameter of 10 mm connected by short transverse bars with a diameter of 6 mm, applied in a flange of T-section beam at a spacing of 210 mm.

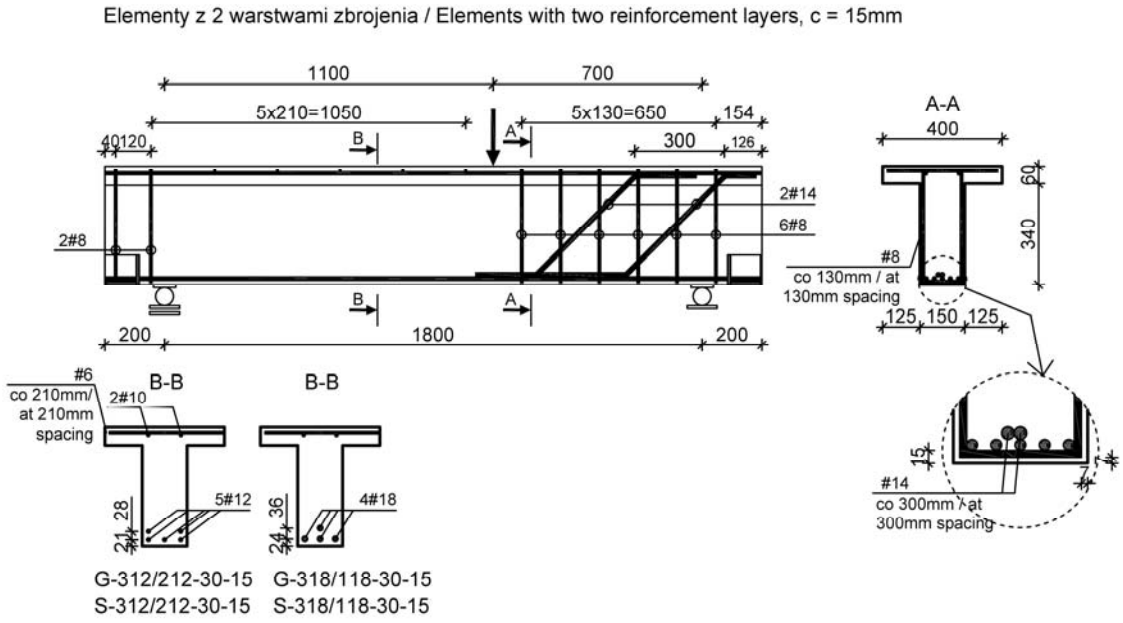
In each beam the bottom and top reinforcement was made of the same material (respectively GFRP or steel).

Na całej odległości badanej strefy przypodporowej nie zastosowano zbrojenia poprzecznego, podczas gdy przeciwległą strefę zabezpieczono przed zniszczeniem na ścinanie poprzez zastosowanie silnego zbrojenia poprzecznego, które stanowiły stalowe strzemiona z prętów o nominalnej średnicy 8 mm oraz stalowe pręty odgięte o średnicy 14 mm (rysunek 2.2 i 2.3). W elementach z jedną warstwą zbrojenia i otuliną 15 mm rozstaw strzemion wynosił 150 mm, natomiast w pozostałych belkach 130 mm. Dwa odgięte pręty ułożono w rozstawie 300 mm.

Along the whole length of the tested support zone no transverse reinforcement was applied, whereas the opposite zone was protected against failure in shear by using strong transverse reinforcement, made of steel stirrups of the nominal diameter of 8 mm, as well as bent steel bars with the diameter of 14 mm (figure 2.2 and 2.3). In members with a single layer of reinforcement and a cover of 15 mm spacing of stirrups was 150 mm, whereas in the rest of beams it was 130 mm. Two bent bars were used every 300 mm.



Rys. 2.2. Sposób zbrojenia belek I serii z jedną warstwą zbrojenia
Fig. 2.2. Reinforcement of I-series beams with one layer of bars



Rys. 2.3. Sposób zbrojenia belek I serii z dwiema warstwą zbrojenia
Fig. 2.3. Reinforcement of I-series beams with two layers of bars

Tabela 2.2. Elementy badawcze serii II
Table 2.2. Members of series II

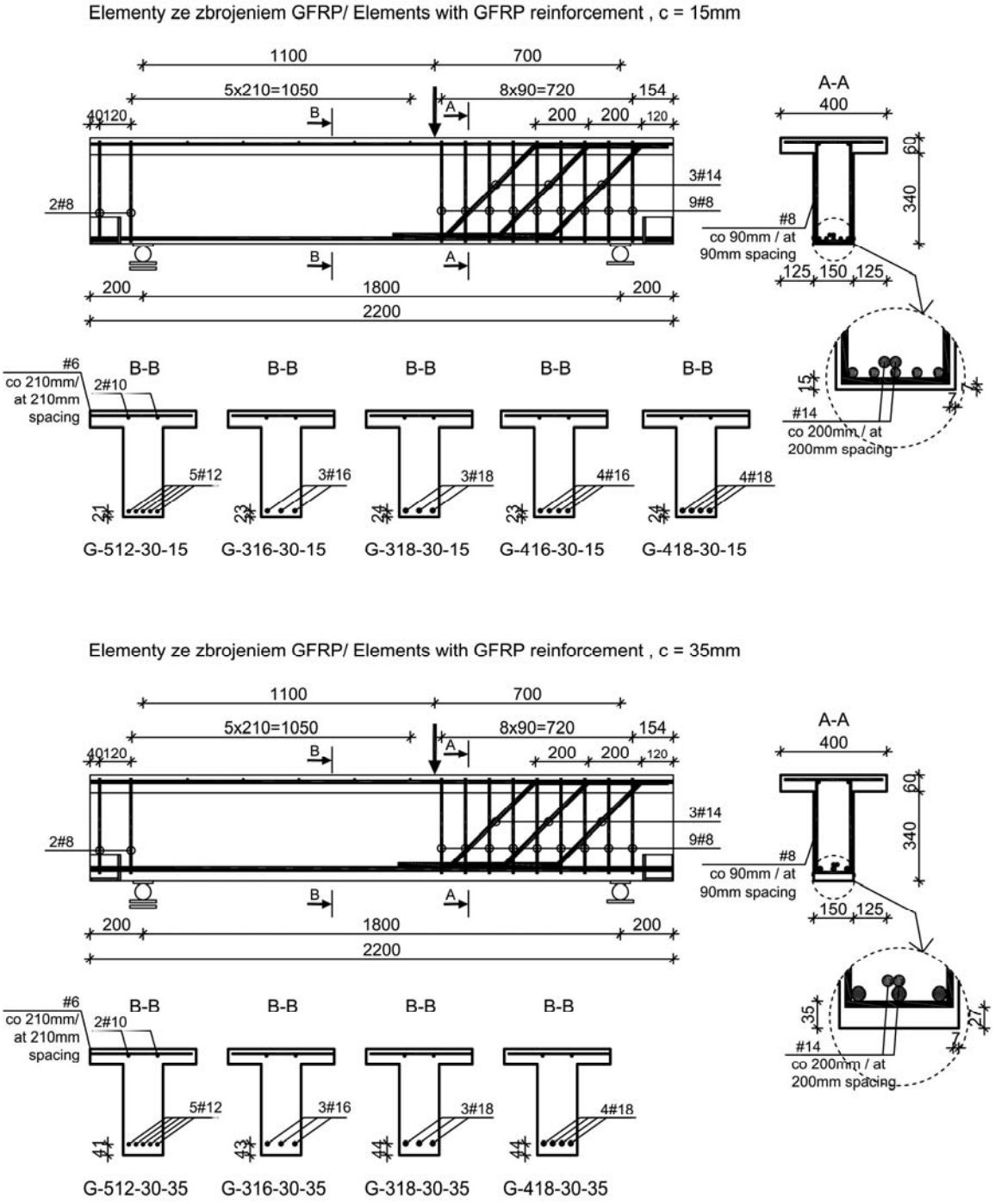
Element	Liczba warstw/ Number of layers	Zbrojenie podłużne/ Longitudinal reinforcement	Rodzaj zbrojenia podłużnego/ Type of longitudinal reinforcement	A [mm^2]	ρ_l [%]	Grubość otuliny/ Concrete cover thickness [mm]	d [mm]
G-512-35-15	1	5#12	GFRP	565	0,99	15	379
G-316-35-15		3#16		603	1,07		377
G-318-35-15		3#18		763	1,35		376
G-416-35-15		4#16		804	1,42		377
G-418-35-15		4#18		1018	1,80		376
S-512-35-15		5#12	Stal / Steel	565	0,99		379
S-316-35-15		3#16		603	1,07		377
S-318-35-15		3#18		763	1,35		376
G-512-35-35		5#12	GFRP	565	1,05	35	359
G-316-35-35		3#16		603	1,13		357
G-318-35-35		3#18		763	1,43		356
G-418-35-35		4#18		1018	1,91		356
S-512-35-35		5#12	Stal / Steel	565	1,05		359
S-316-35-35		3#16		603	1,13		357
S-318-35-35		3#18		763	1,43		356

Druga seria belek obejmowała 15 elementów, w tym 9 belek z podłużnym zbrojeniem z włókien szklanych oraz 6 belek ze zbrojeniem stalowym. Zbrojenie elementów zostało wykonane w sposób analogiczny jak w serii pierwszej. Górne zbrojenie belek stanowiły dwa pręty o średnicy 10 mm połączone krótkimi poprzecznymi prętami o średnicy 6 mm, ułożonymi w półce przekroju teowego w rozstawie 210 mm. W elementach z podłużnym zbrojeniem GFRP w przypodporowej strefie, zastosowano stalowe dwucięte strzemiona o średnicy 8 mm w rozstawie 90 mm oraz trzy stalowe pręty odgięte o średnicy 14 mm w rozstawie 200 mm (Rys. 2.4).

The series II consisted of 15 members, including 9 beams with glass fibre longitudinal reinforcement and 6 beams with steel reinforcement. The reinforcement of the members was the same like in the series I. The top reinforcement of beams consisted of two bars with a diameter of 10 mm joined by short transverse bars with 6 mm diameter, applied in a flange of T-section every 210 mm. In the GFRP reinforced beams in the support zone, steel stirrups with a diameter of 8 mm at spacing of 90 mm and three bent steel bars with a diameter of 14 mm at spacing of 200 mm were used (Fig. 2.4).

Natomiast w elementach z głównym zbrojeniem stalowym strzemiona ułożono w rozstawie 120 mm, a pręty odgięte w rozstawie 300 mm (rysunek 2.5).

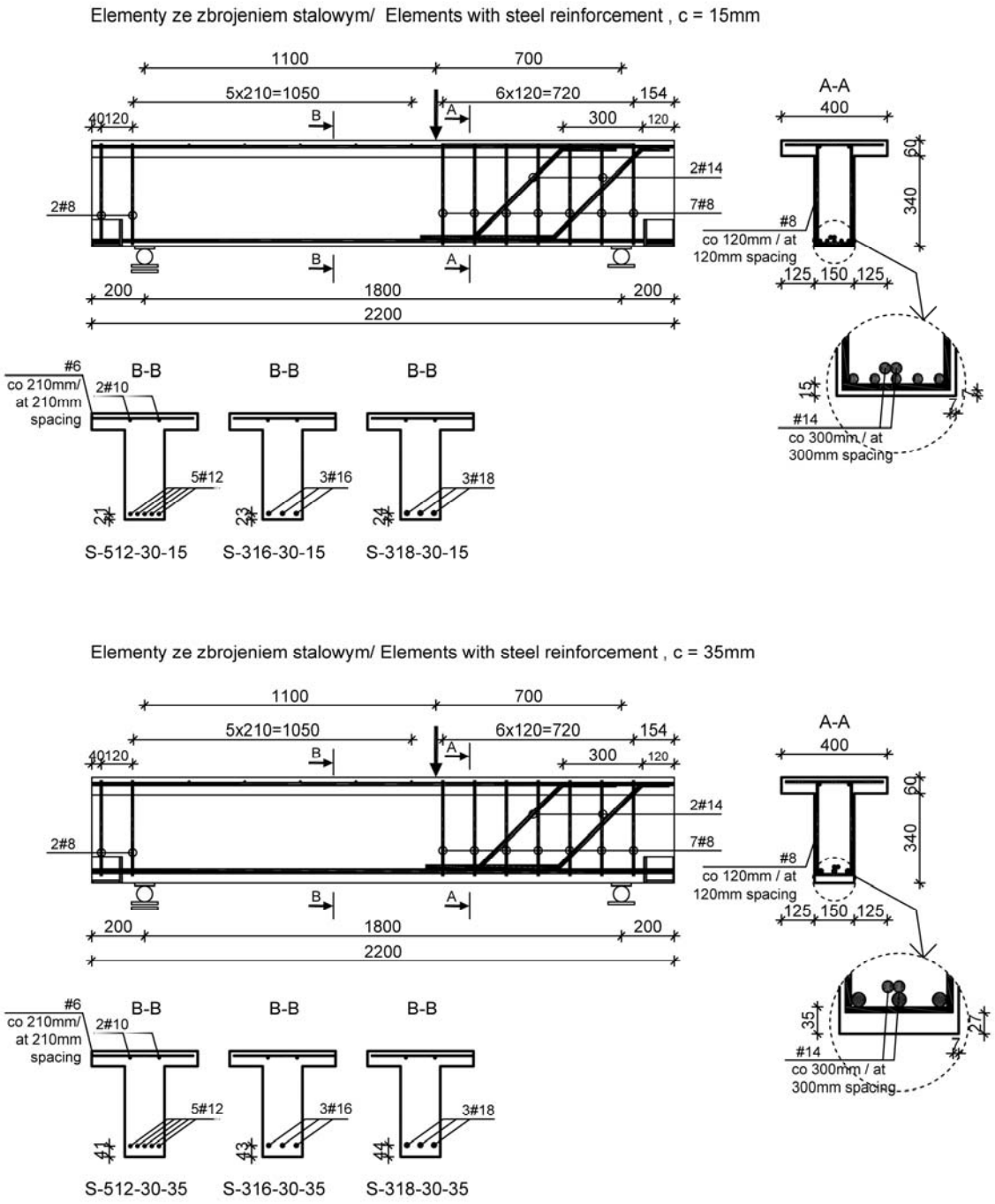
In the steel reinforced members stirrups were applied every 120 mm, and bent bars every 300 mm (figure 2.5).



Rys. 2.4. Sposób zbrojenia belek II serii z podłużnym zbrojeniem GFRP
Fig. 2.4. Reinforcement of II-series beams with GFRP bars

W celu transportowania elementów w hali laboratoryjnej, w obu seriach belek wykonano haki ze stali gładkiej o średnicy 16 mm, umieszczone w odległości 500 mm od końców belki. Jeden element ważył około 412 kg.

To transport the members in the laboratory hall, in both series of beams, plain steel hooks with a diameter of 16 mm were applied 500 mm from the beam ends. One member weighed about 412 kg.



Rys. 2.5. Sposób zbrojenia belek II serii z podłużnym zbrojeniem stalowym
Fig. 2.5. Reinforcement of II-series beams with steel bars

Elementy betonowano w dwóch seriach (I seria – beton C25/30, II seria – planowany beton C50/60, uzyskany f_{cm} = 35,9 MPa), w drewnianych formach szalunkowych (rysunek 2.6).

Beton towarowy układano w warstwach, zagęszczając każdą warstwę wibratorem wgłębnym o średnicy buławy 50 mm (Rys. 2.7). Elementy rozszalowano po 24 godzinach i przez pierwsze trzy dni pielęgnowano podlewając wodą.

The members were casted in two series (series I-concrete C25/30, series II: planned concrete C50/60, the real concrete f_{cm} = 35.9 MPa), in the wooden formworks (Fig. 2.6).

Ready-mixed concrete was applied in layers compacting each layer with a vibrating poker with a 50 mm diameter (Fig. 2.7). The formwork was removed after 24 hours and for the first three days the members were properly cured with water.

Rys. 2.6. Formy szalunkowe z ułożonymi szkieletami zbrojenia
Fig. 2.6. Formworks with reinforcement skeletons

Rys. 2.7. Betonowanie belek
Fig. 2.7. Casting of beams

2.3. Stanowisko badawcze

Wszystkie elementy badano w specjalnie przygotowanym ramowym stanowisku, zbudowanym ze stalowych kształtowników HEB400, którego ogólny widok pokazano na rysunku 2.8. Stanowisko badawcze zbudowano z następujących elementów:

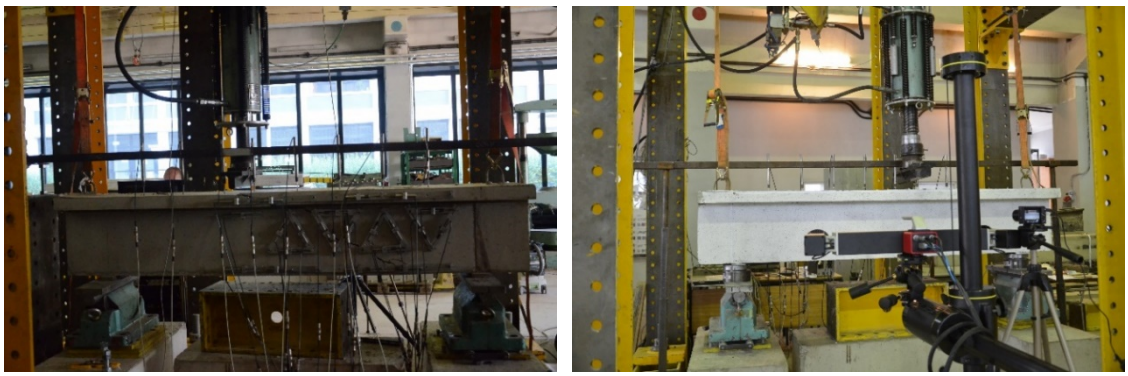
– konstrukcja ramowa z blachownic stalowych,
– siłownik zamocowany do górnej części ramy,
– urządzenie zasilające siłownik,
– stanowisko systemu pomiarowego SAD 256,
– stanowisko pomiarów systemem Aramis.

2.3. Test set–up

All members were tested in a specially prepared test set-up, made of steel profiles HEB400, with general arrangement shown in Fig. 2.8.

The test set-up was constructed from the following elements:

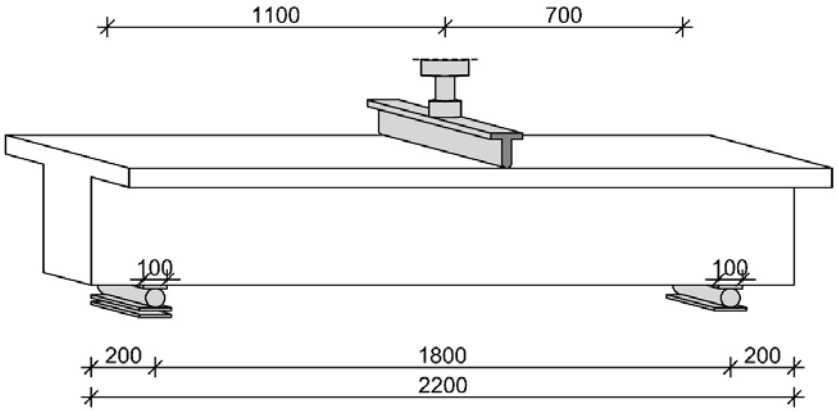
– a frame structure made of steel plate girders,
– an actuator fixed to the upper part of the frame,
– a device supplying the actuator,
– a measurement stand system SAD 256,
– the stand for measurement with Aramis system



Rys. 2.8. Widok stanowiska badawczego: strona monitorowana systemem Aramis (z prawej strony) oraz strona monitorowana czujnikami LVDT (z lewej strony)
Fig. 2.8. View of the test set-up: view monitored by the Aramis system (right photo) and the view registered by the LVDT sensors (left photo)

Belki oparto na przegubowych podporach (rysunek 2.9), z których jedna, położona po stronie badanego odcinka ścinania (a = 1100 mm) była przesuwna. Obciążenie przekazywano przez stalowy trawers na całej szerokości półki (powierzchnia kontaktu 10 mm × 400 mm) w sposób ciągły, przy użyciu siłownika o zakresie 200 kN, sterowanego przemieszczeniem z prędkością 10 μm/s.

The beams were placed on the hinged supports (figure 2.9), with the movable one applied on the side of the tested shear span (a = 1100mm). The load was transferred via steel crossbeam on the full width of the flange (the concrete contact surface of 10 mm × 400 mm), with the use of the actuator with the range of 200 kN, displacement controlled with the velocity of 10 μm/s.



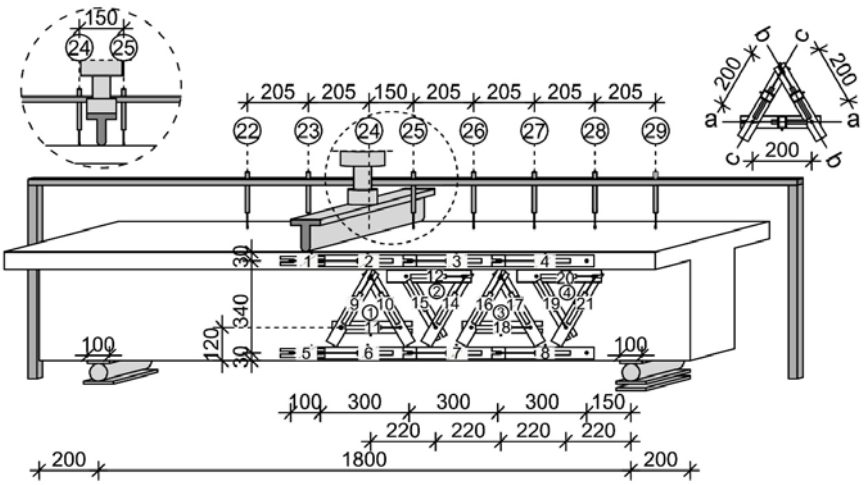
Rys. 2.9. Schemat statyczny
Fig. 2.9. Static scheme

2.4. Metodologia pomiarów

Elementy opomiarowano dwustronnie. Do pomiaru odkształceń betonu po jednej stronie belki, na badanym odcinku ścinania zainstalowano czujniki indukcyjne (rysunek 2.10) połączone z systemem pomiarowym SAD 256, natomiast przeciwną stronę belki monitorowano za pomocą systemu cyfrowej korelacji obrazu („digital image correlation" – DIC – Aramis).

2.4. Measurements methodology

Members were monitored on both lateral sides. To measure the concrete strain on one lateral beam's side, LVDTs connected with the measurement system SAD 256 were installed in the tested shear zone (Fig. 2.10), whereas the other side of the beam was monitored with the digital image correlation (DIC) system – Aramis.



Rys. 2.10. Układ czujników LVDT
Fig. 2.10. LVDT sensor system

System pomiarowy SAD 256 złożony był z następujących elementów: komputera, urządzenia pomiarowego z zasilaczem, panelu sterowania, toru sterowania siłownikiem hydraulicznym oraz zasilacza hydraulicznego wraz z modułem sterującym. Tor sterowania posiadał serwozawór, czujnik ciśnienia oraz przetwornik przemieszczeń, współpracujący z czujnikami przemieszczeń wmontowanymi w siłownik. Zasilacz hydrauliczny zapewniał dopływ oleju o ciśnieniu stabilizowanym na poziomie ok. 190 atm. Równocześnie ze sterowaniem obciążeniem rejestrowano pomiary z czujników indukcyjnych (LVDT) podłączonych do kanałów systemu archiwizacji danych.

Odkształcenia betonu mierzono w strefie ściskanej przy użyciu poziomo ułożonych czujników indukcyjnych o zakresie 6 mm. Czujniki te zamontowano w połowie wysokości półki przekroju teowego (czujniki numer 1-4). W strefie rozciąganej czujniki indukcyjne o zakresie 20 mm znajdowały się na wysokości 30 mm od dolnej krawędzi belki (czujniki o numerach 5-8). Do pomiaru odkształceń na odcinku ścinania wykorzystano czujniki indukcyjne o zakresie 10 mm w kształcie równobocznych trójkątnych rozet, umieszczonych na bocznej powierzchni środnika (czujniki numer 9-21). Dokładność wszystkich czujników indukcyjnych wynosiła 0,5% zakresu pomiarowego (co stanowiło 0,03 mm, 0,05 mm i 0,1 mm, odpowiednio dla czujników o zakresie 6 mm, 10 mm i 20 mm).

Pionowe przemieszczenia belek rejestrowano przy użyciu ośmiu czujników indukcyjnych o zakresie 20 mm i dokładności 0,1 mm, zamocowanych do niezależnej stalowej ramy (czujniki numer 22-29).

Rejestracja pomiarów w badaniach belek I serii odbywała się z częstotliwością jednego pomiaru na sekundę, zaś w wypadku II serii częstotliwość pomiarów została zwiększona do dwóch razy na sekundę.

System Aramis rejestrował deformacje powierzchni belek na przeciwległej do zamontowanych rozet stronie środnika. Pomiary przy użyciu systemu cyfrowej korelacji obrazów (DIC – „digital image correlation") możliwe były dzięki wykonaniu zdjęć powierzchni badanych próbek dwiema kamerami jednocześnie w równych założonych odstępach czasu. Na podstawie porównania zdjęcia dla danego obciążenia ze zdjęciem referencyjnym ustalone są przemieszczenia wybranych punktów na powierzchni, a na podstawie przemieszczeń określa się odkształcenia betonu.

Działanie systemu cyfrowej korelacji obrazu polega na odpowiednim oświetleniu obiektu, a następnie analizie intensywności wiązki światła odbitego od powierzchni w stanie przed obciążeniem i powierzchni zdeformowanej w kolejnych etapach przyłożenia obciążenia (*Kowalewski i in.*, 2016). Pozwala to na pomiar odkształcenia na niewielkich obszarach, a następnie uzyskuje się rozkład odkształceń na większej powierzchni obiektu. Idea metody optycznego pomiaru odkształceń oparta jest na zasadach mechaniki ośrodka ciągłego.

Rozpatrywane były zmiany wymiarów i położenia krótkich odcinków wyznaczonych przez położenie dwóch punktów w stanie przed i po deformacji.

W procedurze DIC niezdeformowany obszar analizuje się przez przyporządkowanie poszczególnym, niewielkim obszarom (pikselom) współrzędnych ich położenia.

Measurement system SAD 256 consisted of the following elements: computer, measurement device with the power supply, panel controlled by the servomotor with displacement accuracy and hydraulic power pack with a control unit. The hydraulic power pack ensured supply of oil with pressure stabilised at the level of about 190 atm in the output line. The oil pressure was controlled by rotational speed of the engine driving the hydraulic pump. The system was adjusted to be fully controlled by a hydraulic actuator integrated into the system. The load controlling was accompanied by registration of measurements taken by the strain gauges (LVDT) connected to channels of data storage system.

The concrete strain was measured in the compression zone with the horizontal strain gauges with the range of 6 mm. The LVDT gauges were installed at the half height of the flange (sensors number 1-4). In the tensile zone the strain gauges with the range of 20 mm were located at the height of 30 mm from the bottom edge of the beam (sensors numbered 5-8). To measure strain on the shear test region, the strain gauges with the range of 10 mm in the shape of triangular rosettes, placed on the lateral surface of the web (sensors number 9-21) were used. The accuracy of all LVDTs was 0.5% of the measuring range (accounting 0.03 mm, 0.05 mm and 0.1 mm, respectively for gauges with the range of 6 mm, 10 mm and 20 mm).

Vertical displacements of beams were registered using eight LVDTs with the range of 20 mm and accuracy of 0.1 mm, applied on a separate steel frame (gauges No 22-29).

Measurements in the beams of series I were registered with the frequency of one per second, whereas in the series II the frequency of measurements was two per second.

The Aramis system recorded the concrete strain on the site of the web opposite to the LVDT rosettes. The measurements with the use of the system of digital image correlation (DIC) were made based on pictures of the concrete surface taken by two cameras at the regular intervals. The comparison of pictures for particular loads with the reference photo was the basis for determination of the concrete displacements, and then based on these displacements the concrete strain were determined.

DIC system based on the appropriate lighting of an object and then the analysis of the light intensity on the beam surface in the state before loading and deformed area at subsequent load levels (*Kowalewski et al*, 2016). This makes it possible to measure strain on the small area and then the strain distribution on the larger surface. The idea of the optical measurement of strain is based on the continuum mechanics rules.

Changes in the dimensions and location of short segments determined according to the location of two points in the state before and after strain were analysed.

In the DIC method a non-deformed area is analysed by assigning small areas (pixels) their location.

Następnie wydzielana jest niezdeformowana strefa referencyjna. A zmiany jej kształtu i położenia są analizowane w trakcie trwania obciążenia i rejestrowane w układzie współrzędnych. System dzieli powierzchnię pomiaru na pola o ustalonej wielkości nazwane fasetkami, których rozmiar może być ustalany również po wykonaniu pomiaru w trakcie analizy wyników. Standardowa fasetka ma wymiar 21 × 21 pikseli, a zalecana odległość między fasetkami wynosi 18 pikseli. Zagęszczenie fasetek zwiększa dokładność uzyskanych wyników, ale wydłuża czas obliczeń.

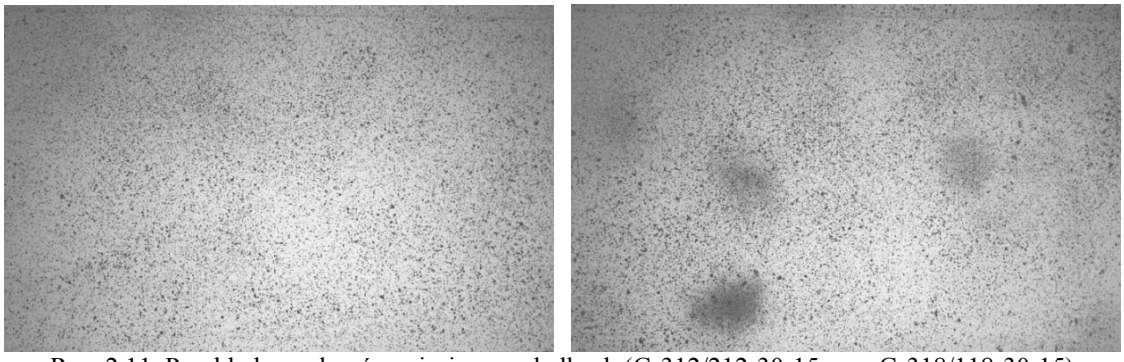
Wykorzystując system Aramis należy liczyć się z wystąpieniem niedokładności pomiarowych, tak jak w przypadku wszystkich urządzeń. Na wielkość błędów mają wpływ: wielkość pola pomiarowego, niedokładności uśredniania i obliczania wyników przez oprogramowanie, zmiany oświetlenia podczas badania, szum matryc w aparatach, ustawienie aparatów względem powierzchni, jakość obiektywów i sposób naniesienia deseniu na mierzoną powierzchnię (Krawczyk, Gołdyn i Urban, 2017).

Kamery połączone były z komputerem wyposażonym w specjalistyczne oprogramowanie umożliwiające archiwizowanie zdjęć i pozyskiwanie wyników badań. Przed przystąpieniem do pomiarów powierzchnia belek została odpowiednio przygotowana, poprzez naniesienie na pomalowaną na biało boczną powierzchnię środnika kontrastowego czarnego deseniu złożonego z drobnych punktów (rysunek 2.11). Przeprowadzono również kalibrację urządzenia przy wykorzystaniu płyty kalibracyjnej (I seria) oraz krzyża kalibracyjnego (II seria).

Then a non-deformed reference zone is considered. The changes of its shape and location are analysed during loading levels and recorded in coordinate system. The system divides the full observed area into areas of determined size, called facets, whose size can also be determined after taking measurement during the analysis of the results. A standard facet has dimensions of 21 x 21 pixels and the recommended distance between the facets is 18 pixels. Condensing facets makes the results more accurate but prolongs the calculations.

The Aramis system, similar to other devices, may cause measurement inaccuracies. Error value is affected by: the size of the measurement zone, averaging and calculation inaccuracies caused by the software, changes in lighting during the test, the hum of matrices in the cameras, location of the instruments in relation to the area, the quality of lenses and the quality of spray pattern on the measured surface (*Krawczyk, Gołdyn and Urban*, 2017).

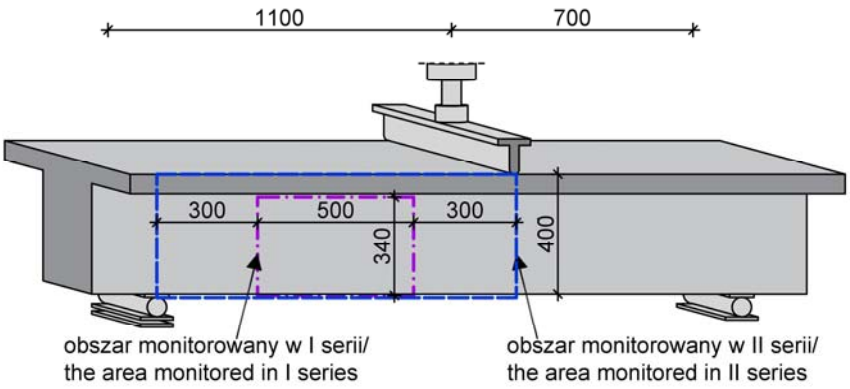
The cameras were connected with the computer equipped with specialist software making it possible to archive pictures and gather test results. Before the measurements began, the surface of beams was properly prepared by applying a contrast black pattern consisting of small points onto the painted white lateral surface of the web (figure 2.11). Calibration of the device with the use of calibration plate (in series I) and calibration cross (in series II) was performed.



Rys. 2.11. Przykładowy deseń naniesiony na belkach (G-312/212-30-15 oraz G-318/118-30-15)
Fig. 2.11. Example of the pattern in the beams (G-312 / 212-30-15 and G-318 / 118-30-15)

W wypadku elementów I serii rejestracja obrazu obejmowała pole o szerokości 500 mm i wysokości środnika 340 mm, położone w środkowej części strefy ścinania (rysunek 2.12). Natomiast podczas badań belek II serii monitorowany obszar został znacznie poszerzony i obejmował całą wysokość belki oraz całą szerokość badanego odcinka ścinania (rysunek 2.12). Zdjęcia systemem Aramis wykonywano z prędkością 1 klatka na sekundę.

In the beams of series I recording images included a 500 mm-wide area and a 340 mm-high web, located in the middle part of shear zone (figure 2.12). However, in the series II the monitored area was larger and covered the whole height of the beam as well as the whole width of the tested shear span (figure 2.12). The pictures by Aramis system were taken with the velocity of 1 frame per second.



Rys. 2.12. Obszary monitorowania systemem Aramis
Fig. 2.12. The areas of monitoring by the Aramis system

3. WYNIKI I ANALIZA BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

3.1. Wyniki badań materiałowych

3.1.1. Beton

Belki I serii wykonano z gotowej mieszanki betonu towarowego o projektowanej klasie C25/30 i składzie: piasek, kruszywo łamane, woda, CEM I 42,5 Rudniki oraz plastyfikator. Skład mieszanki betonowej zamieszczono w tabeli 3.1. Zgodnie z normą PN-EN 206-1 (PN-EN 206-1, 2003) klasę konsystencji betonu określono jako S3 (rozpływ stożka w zakresie 100-150 mm). Wysoka wartość wskaźnika wodno-cementowego (w/c = 0,8) była uwarunkowana stosunkowo niską projektowaną wytrzymałością betonu na ściskanie (25 MPa) przy jednoczesnym zastosowaniu cementu CEM I 42,5. Cement CEM I 42,5 zastosowano w celu uzyskania wymaganej wytrzymałości betonu po 28 dniach oraz ograniczeniu przyrostu tej wytrzymałości w późniejszym czasie (w obawie o różnice wytrzymałości poszczególnych elementów planowanych do badań w różnych terminach).

3. RESULTS AND ANALYSIS OF EXPERIMENTAL TESTS

3.1. Results of material tests

3.1.1. Concrete

The beams of series I were made from ready-mixed concrete of designed class C25/30 consisting of: sand, crushed stone aggregate, water, CEM I 42.5 Rudniki and plasticiser. The composition of concrete mix is presented in Table 3.1. In accordance with PN-EN 206-1 (PN-EN 206-1, 2003) standard, concrete consistency was determined as S3 class (concrete flow within the range of 100-150 mm). High value of water-cement ratio (w/c = 0.8) was determined by relatively low designed compressive strength of concrete (25 MPa), when cement CEM l 42.5 was used to obtain required strength of concrete after 28 days and to limit the increase of this strength after this period (for fear of the differences in strength between particular members to be tested at various times).

Tabela 3.1. Skład mieszanki betonowej belek I serii
Table 3.1. Concrete composition of series I

Nazwa składnika/ Components	Ilość/ Quantity [kg/m^3]	Udział procentowy/ Ratio [%]
piasek/ sand 0/2	970	42,33
kruszywo łamane/ crushed stone 2/8	860	37,53
woda/ water	205	8,94
cement CEM I 42.5 Rudniki CEMEX	255	11,13
plastyfikator/ plasticiser BV-Cemex Admixtures	1,8	0,07
Razem/ Total	∑=2291,8	100,00

Tabela 3.2. Planowany skład mieszanki betonowej belek II serii
Table 3.2. Planned concrete composition of series II

Nazwa składnika/ Components	Ilość/ Quantity [kg/m^3]	Udział procentowy/ Ratio [%]
piasek/ sand 0/2	710	30,12
kruszywo łamane/ crushed stone 2/8	1130	47,93
woda/ water	175	7,42
cement CEM I 42.5 Rudniki CEMEX	340	14,42
plastyfikator/ plasticiser BV-Cemex Admixtures	2,4	0,10
Razem/ Total	∑=2357,4	100,00

Belki II serii również wykonano z gotowej mieszanki betonowej o projektowanej klasie C50/60 oraz projektowanym składzie przedstawionym w tabeli 3.2. Jednak badania wytrzymałościowe próbek betonowych II serii ujawniły błąd wytwórni betonu, która dostarczyła mieszankę betonową znacznie niższej klasy niż ta projektowana. Dokumenty przewozowe i karta techniczna były prawidłowo opisane na planowaną klasę C50/60, dlatego nic nie wskazywało na możliwość pomyłki. Analogicznie jak w przypadku I serii zabetonowano elementy teowe oraz próbki betonowe do badań wytrzymałościowych.

Beams of the series II were also made from ready-made concrete mix of designed class C50/60 and designed composition presented in Table 3.2. However, tests of concrete specimens of the series II disclosed the mistake of the concrete manufacturer, who delivered concrete mixture of much lower class than the designed one. Delivery documents and technical data sheet of concrete were correct and confirmed the planned concrete class of C50/60, so nothing indicated the mistake. Similarly to series I, the concrete samples were casted to determine the real strength.

Różnica pomiędzy zamówioną a otrzymaną klasą mieszanki betonowej ujawniła się dopiero w chwili rozpoczęcia badań elementów II serii. Pomimo zaistniałej sytuacji zdecydowano o przeprowadzeniu badań już zabetonowanych elementów teowych.

Informacje o mieszance betonowej II serii ograniczają się więc głównie do jej cech wytrzymałościowych uzyskanych w badaniach. Jednak na podstawie obserwacji organoleptycznej stwardniałego betonu zauważono różnicę w strukturze mieszanki II serii. Przełom próbek użytych do badań wytrzymałościowych wskazywał na znaczną zawartość frakcji piaskowej, gdyż po dotknięciu przełomu na dłoni pozostawały drobne frakcje betonu. Ponadto ziarna kruszywa były słabo widoczne i chociaż przełom zniszczonej w badaniu wytrzymałościowym próbki wskazywał na obecność kruszywa grubego, to w znacząco mniejszej objętości niż w serii I.

Podczas betonowania belek I serii wykonano łącznie 16 próbek sześciennych o boku 150 × 150 × 150 mm oraz 15 walcowych 150 × 300 mm, a podczas betonowania II serii 14 próbek sześciennych oraz 11 walcowych. Wytrzymałość na ściskanie $f_{c,cube}$ oraz wytrzymałość na rozciąganie metodą rozłupywania f_{ct} określono na próbkach sześciennych, natomiast wytrzymałość słupową f_c oraz moduł sprężystości E_c na próbkach walcowych.

Charakterystykę wytrzymałościową belek określono na podstawie badań betonu w odstępie nie więcej niż trzy dni od daty badania elementu. Próbki betonowe badano w maszynie wytrzymałościowej FORM+TEST (PRUFSYSTEM typ 107/300A). Prędkość przykładania obciążenia wynosiła 10 ± 0,5 kN/s. Odkształcenia podłużne próbek walcowych mierzono za pomocą profesjonalnego ekstensometru według DIN 1048, a moduł sprężystości betonu ustalano w przedziale obciążeń (0,01-0,35) f_c. Charakterystykę wytrzymałościową betonu wszystkich belek zamieszczono w tabeli 3.3 i 3.4 oraz 3.5 i 3.6.

Beton I serii badano od 29 do 41 dnia licząc czas od daty zabetonowania, w związku z tym widoczny jest nieznaczny wzrost wartości parametrów wytrzymałościowych wraz z wiekiem betonu. Natomiast beton II serii poddawano badaniom po znacznie dłuższym czasie od dnia zabetonowania belek (od 174 do 217 dnia), co sprawiło, że wyniki nie różnią się istotnie (Załącznik).

Ogółem średnia wytrzymałość betonu na ściskanie na próbkach cylindrycznych wyniosła w I serii 31,8 MPa (14 próbek, σ_{fc} = 1,6 MPa, V_{fc} = 5,2%), w II serii 35,9 MPa (11 próbek, σ_{fc} = 1,3 MPa, V_{fc} = 3,6%), zaś średnia wytrzymałość na ściskanie na próbkach sześciennych w I serii 32,7 MPa (16 próbek, $\sigma_{fc,cube}$ = 1,5 MPa, $V_{fc,cube}$ = 4,5%), w II serii 38,5 MPa (14 próbek, $\sigma_{fc,cube}$ = 1,7 MPa, $V_{fc,cube}$ = 4,5%). Średni moduł sprężystości betonu, ustalony na podstawie 15 próbek w wypadku obu serii, wyniósł 26,5 GPa (σ_{Ec} = 1,6 GPa, V_{Ec} = 6,2%) i 25,9 GPa (σ_{Ec} = 0,7 MPa, V_{Ec} = 2,6%), odpowiednio dla I i II serii.

The difference between the ordered and the received class of concrete mix was disclosed after the tests of concrete specimens of the series II. Despite this situation it was decided that the tests would be carried out on the already casted beams.

Unfortunately it wasn't possible to obtain the composition of real concrete mix from the manufacturer, because, most probably, the mistake was delivering a mix of the same composition as the mix of series I. Information about the concrete mix of the series II was limited mainly to its strength obtained in tests. However, organoleptic observation of the hardened concrete showed the difference in the structure of this series. The fracture of specimens used for strength tests indicated significant quantity of sand fractions. Moreover, grains of the aggregate were hardly visible comparing to the specimens of series I.

16 cubic samples with dimensions of 150 x 150 x 150 mm and 15 cylindrical ones 150 x 300 mm were made during the series I casting, and 14 cubic and 11 cylindrical specimens were made in the series II. The compressive strength $f_{c,cube}$ and the tensile strength f_{ct} were determined on cubic specimens, whereas column compressive strength f_c and modulus of elasticity E_c were determined on cylindrical specimens.

Strength characteristics of beams was determined on the basis of the concrete tests, not later than three days after the date of tests on a member. The concrete specimens were tested in a strength testing machine FORM+TEST (PRUFSYSTEM of type 107/300A). Load velocity was 10 ± 0.5 kN/s. Longitudinal strain of cylindrical specimens were measured with the use of professional extensometer in accordance with DIN 1048 and modulus of elasticity of concrete was determined within the range of loads from 0.01 to 0.35 f_c. Strength characteristics of concrete of all beams is presented in tables 3.3 and 3.4, as well as 3.5 and 3.6.

The series I was tested between 29th to 41st day from the casting date, hence the insignificant increase in strength parameters is visible. The concrete of the series II was tested after much longer time from its casting (between 174 and 217 day). That is why test results do not differ significantly (Appendix).

The average compressive strength of concrete on cylindrical specimens in the series I was equal to 31.8 MPa (14 specimens, σ_{fc} = 1.6 MPa, V_{fc} = 5.2%), 35.9 MPa in the series II (11 specimens, σ_{fc} = 1.3 MPa, V_{fc} = 3.6%), whereas the average compressive strength on cubic specimens in the series I was 32.7 MPa (16 specimens, $\sigma_{fc,\ cube}$ = 1.5 MPa, $V_{fc,\ cube}$ = 4.5%), in the series II - 38.5 MPa (14 specimens, $\sigma_{fc,\ cube}$ = 1.7 MPa, $V_{fc,\ cube}$ = 4.5%). The average elasticity modulus determined on the basis of 15 specimens in case of both series, was equal to 26.5 GPa (σ_{Ec} = 1.6 GPa, V_{Ec} = 6.2%) and 25.9 GPa (σ_{Ec} = 0.7 MPa, V_{Ec} = 2.6%), for the series I and II, respectively.

Tabela 3.3. Wytrzymałość betonu na ściskanie elementów I serii
Table 3.3. Concrete compression strength of I series elements

Element	Wiek betonu/ Age of concrete [dni / days]	f_{cm} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{fc} [MPa]	V_{fc} [%]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	$\sigma_{fc,cube}$ [MPa]	$V_{fc,cube}$ [%]
G-512-30-15	32	30,1	3	0,1	0,5	31,6	3	0,7	2,1
G-316-30-15	36	31,1	2	0,3	0,8	33,2	3	0,7	2,2
G-318-30-15	36	31,1	2	0,3	0,8	33,2	3	0,7	2,2
G-416-30-15	29	30,5	2	0,5	1,6	30,7	3	0,8	2,6
G-418-30-15	36	31,1	2	0,3	0,8	33,2	3	0,7	2,2
S-512-30-15	36	31,1	2	0,3	0,8	33,2	3	0,7	2,2
S-316-30-15	39	32,3	3	1,1	3,3	34,1	3	0,8	2,3
S-318-30-15	41	33,8	4	0,9	2,7	33,6	4	0,8	2,5
G-312/212-30-15	39	32,3	3	1,1	3,3	34,1	3	0,8	2,3
G-318/118-30-15	39	32,3	3	1,1	3,3	34,1	3	0,8	2,3
S-312/212-30-15	39	32,3	3	1,1	3,3	34,1	3	0,8	2,3
S-318/118-30-15	41	33,8	4	0,9	2,7	33,6	4	0,8	2,5
G-512-30-35	36	31,1	2	0,3	0,8	33,2	3	0,7	2,2
G-316-30-35	29	30,5	2	0,5	1,6	30,7	3	0,8	2,6
G-318-30-35	29	30,5	2	0,5	1,6	30,7	3	0,8	2,6
G-418-30-35	32	30,1	3	0,1	0,5	31,6	3	0,7	2,1
S-512-30-35	36	31,1	2	0,3	0,8	33,2	3	0,7	2,2
S-418-30-35	41	33,8	4	0,9	2,7	33,6	4	0,8	2,5

f_{cm} – średnia wytrzymałość na ściskanie na próbkach walcowyc h/ the average cylindrical concrete compressive strength; $f_{cm,cube}$ – średnia wytrzymałość na ściskanie na próbkach kostko wych/ the average cubic concrete compressive strength; σ_{fc}/ $\sigma_{fc,cube}$ – odchylenie standardowe wytrzymałości betonu na ś ciskanie na próbkach cylindrycznych/ sześciennych / the standard deviation of cylindrical/ cubic concrete compressive st rength; V_{fc}/ $V_{fc,cube}$ – współczynnik wariancji wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach walcowych / sześciennyc h/ the coefficient of variation of cylindrical/ cubic concrete compressive strength

Tabela 3.4. Moduł sprężystości oraz wytrzymałość betonu na rozciąganie dla elementów I serii
Table 3.4. Modulus of elasticity and concrete tensile strength of I series elements

Element	Wiek betonu/ Age of concrete [dni / days]	E_{cm} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{Ec} [MPa]	V_{Ec} [%]	f_{ctm} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{fct} [MPa]	V_{fct} [%]
G-512-30-15	32	25900	3	1791	6,9	2,8	3	0,1	2,6
G-316-30-15	36	27333	3	2316	8,5	2,9	3	0,2	6,9
G-318-30-15	36	27333	3	2316	8,5	2,9	3	0,2	6,9
G-416-30-15	29	26100	2	300	1,1	2,7	3	0,1	3,1
G-418-30-15	36	27333	3	2316	8,5	2,9	3	0,2	6,9
S-512-30-15	36	27333	3	2316	8,5	2,9	3	0,2	6,9
S-316-30-15	39	26033	3	478	1,8	3,0	3	0,0	1,6
S-318-30-15	41	26950	4	1460	5,4	2,8	4	0,3	11,9
G-312/212-30-15	39	26033	3	478	1,8	3,0	3	0,0	1,6
G-318/118-30-15	39	26033	3	478	1,8	3,0	3	0,0	1,6
S-312/212-30-15	39	26033	3	478	1,8	3,0	3	0,0	1,6
S-318/118-30-15	41	26950	4	1460	5,4	2,8	4	0,3	11,9
G-512-30-35	36	27333	3	2316	8,5	2,9	3	0,2	6,9
G-316-30-35	29	26100	2	300	1,1	2,7	3	0,1	3,1
G-318-30-35	29	26100	2	300	1,1	2,7	3	0,1	3,1
G-418-30-35	32	25900	3	1791	6,9	2,8	3	0,1	2,6
S-512-30-35	36	27333	3	2316	8,5	2,9	3	0,2	6,9
S-418-30-35	41	26950	4	1460	5,4	2,8	4	0,3	11,9

E_c – średni moduł sprężystości/ the average modulus of elasticit y; f_{ctm} – średnia wytrzymałość na rozciąganie/ the average concrete tensile strength; σ_{Ec}/ σ_{fct} – odchylenie standardowe mod ułu sprężystości betonu/ wytrzymałości betonu na rozciąganie/ the standard deviation of modulus of elasticity/ concrete t ensile strength; V_{Ec}/ V_{fct} – współczynnik wariancji modułu sprężystości betonu/ wytrzymałości betonu na rozciąganie/ th e coefficient of variation of modulus of elasticity/ concreto tensile strength

Średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu wyniosła w I serii 2,9 MPa (16 próbek, σ_{fct} = 0,2 MPa, V_{fct} = 8,0%), w II serii – 3,4MPa (12 próbek, σ_{fct} = 0,2 MPa, V_{fct} = 6,9%).

The average tensile splitting concrete strength in the series I was equal to 2.9 MPa (16 specimens, σ_{fct} = 0.2 MPa, V_{fct} = 8.0%), and in the series II 3.4 MPa (12 specimens, σ_{fct} = 0.2 MPa, V_{fct} = 6.9%).

Tabela 3.5. Wytrzymałość betonu na ściskanie elementów II serii
Table 3.5. Concrete compression strength of II series elements

Element	Wiek betonu/ Age of concrete [dni / days]	f_{cm} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{fc} [MPa]	V_{fc} [%]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	$\sigma_{fc,cube}$ [MPa]	$V_{fc,cube}$ [%]
G-512-35-15	174	35,9	2	0,5	1,3	35,7	2	0,6	1,5
G-316-35-15	215	36,3	3	1,1	3,1	38,9	4	1,0	2,5
G-318-35-15	215	36,3	3	1,1	3,1	38,9	4	1,0	2,5
G-416-35-15	176	35,9	2	0,5	1,3	35,7	2	0,6	1,5
G-418-35-15	195	35,0	2	0,8	2,3	39,2	2	0,3	0,6
S-512-35-15	190	35,0	2	0,4	1,3	38,7	2	0,8	2,1
S-316-35-15	217	36,3	3	1,1	3,1	40,2	2	0,7	1,7
S-318-35-15	211	37,4	2	1,5	3,9	38,0	2	2,4	6,2
G-512-35-35	187	35,0	2	0,4	1,3	38,7	2	0,8	2,1
G-316-35-35	194	35,0	2	0,8	2,3	39,2	2	0,3	0,6
G-318-35-35	188	35,0	2	0,4	1,3	38,7	2	0,8	2,1
G-418-35-35	195	35,0	2	0,8	2,3	39,2	2	0,3	0,6
S-512-35-35	195	35,0	2	0,8	2,3	39,2	2	0,3	0,6
S-316-35-35	214	36,3	3	1,1	3,1	38,9	4	1,0	2,5
S-318-35-35	214	36,3	3	1,1	3,1	38,9	4	1,0	2,5

Tabela 3.6. Moduł sprężystości oraz wytrzymałość betonu na rozciąganie dla elementów II serii
Table 3.6. Modulus of elasticity and concrete tensile strength of II series elements

Element	Wiek betonu/ Age of concrete [dni / days]	E_{cm} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{Ec} [MPa]	V_{Ec} [%]	f_{ctm} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{fct} [MPa]	V_{fct} [%]
G-512-35-15	174	26400	1	-	-	3,9	1	-	-
G-316-35-15	215	25850	2	450	1,7	3,3	3	0,1	2,6
G-318-35-15	215	25850	2	450	1,7	3,3	3	0,1	2,6
G-416-35-15	176	26400	1	-	-	3,9	1	-	-
G-418-35-15	201	25650	2	550	2,1	3,5	2	0,3	7,9
S-512-35-15	190	25200	2	200	0,8	3,5	2	0,05	0,05
S-316-35-15	217	25800	3	374	1,5	3,3	5	0,1	4,5
S-318-35-15	211	26650	2	650	2,4	3,3	2	0,1	3,1
G-512-35-35	187	25200	2	200	0,8	3,5	2	0,05	0,05
G-316-35-35	194	25650	2	550	2,1	3,5	2	0,3	7,9
G-318-35-35	188	25200	2	200	0,8	3,5	2	0,05	0,05
G-418-35-35	200	25650	2	550	2,1	3,5	2	0,3	7,9
S-512-35-35	195	25650	2	550	2,1	3,5	2	0,3	7,9
S-316-35-35	214	25800	3	374	1,5	3,3	5	0,1	4,5
S-318-35-35	214	25800	3	374	1,5	3,3	5	0,1	4,5

Wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana na poszczególnych próbkach cylindrycznych, a także kostkowych, przypisanych do danej belki była zbliżona, czego dowodem jest rozrzut wyników poniżej 3,5% (tabela 3.3 i 3.5). W badaniach modułu sprężystości w wypadku pierwszej serii uzyskano rozrzuty wyników od 1,1% do 8,5%. Znacznie lepiej pod względem zbieżności poszczególnych wyników badania modułu sprężystości wypadła II seria, dla której współczynnik wariancji zawierał się w przedziale 0,8-2,1%.

The compressive concrete strength obtained on the cylindrical and cubic specimens of the specific beams was similar, which was proved by variety of results below 3.5% (tables 3.3 and 3.5). Variety of the elasticity modulus of the series I, of results was from 1.1% to 8.5%, however for the series II the coefficient of variation was between 0.8 and 2.1%.

Rozrzut wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu w I serii wynosił od 0,6% do 6,2%, zaś w II serii od 0,05% do 7,9%. Szczegółowe wyniki badań betonu zamieszczono w Załączniku.

Na podstawie wyników uzyskanych na próbkach cylindrycznych beton I serii został określony jako C25/30, zaś II serii do klasy C30/35.

Podstawowym parametrem wykorzystanym w dalszych analizach była wytrzymałość betonu na ściskanie określona na próbkach walcowych.

3.1.2. Zbrojenie kompozytowe

Charakterystykę wytrzymałościową zbrojenia kompozytowego (z włókien szklanych, GFRP) określono w badaniach przeprowadzonych łącznie na 15 próbkach przygotowanych zgodnie z normą ISO 10406-1 (International Organization for Standardization (ISO), 2015). Badania wytrzymałości na rozciąganie prętów o średnicy 12 mm wykonano w maszynie wytrzymałościowej UFP400, wyposażonej w ekstensometr z regulowaną bazą pomiarową. Natomiast do badania prętów o średnicy 16 mm i 18 mm wykorzystano prasę ZD100, umożliwiającą jedynie odczyt maksymalnej siły rozciągającej. W celu uzyskania charakterystyki naprężenie-odkształcenie prętów badanych w prasie ZD100 na trzech próbkach zamontowano zewnętrzny ekstensometr.

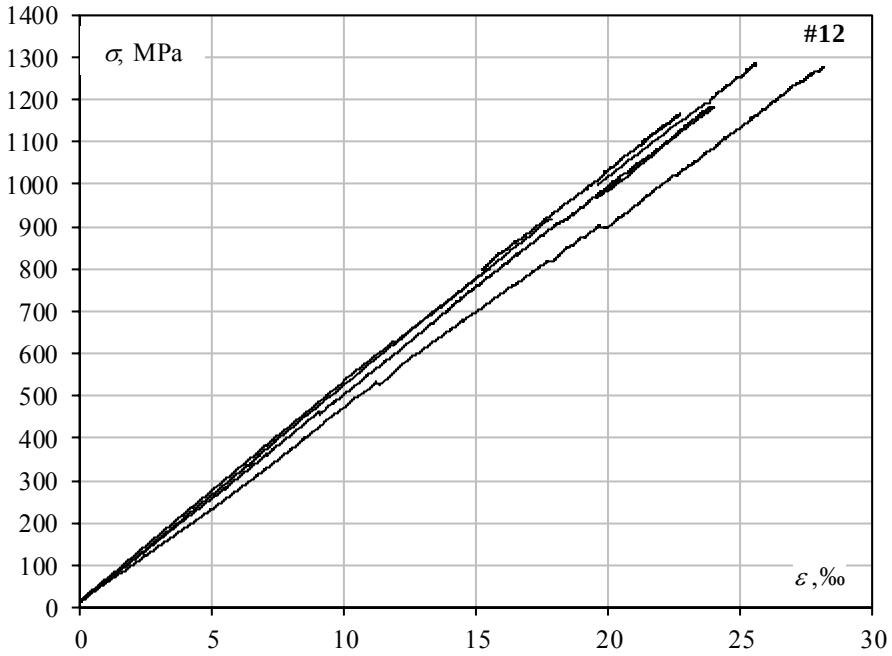
A scatter of the splitting tensile concrete strength in the series I was ranged between 0.6% and 6.2%, whereas in the series II was ranged between 0.05% and 7.9%. Detailed test results are presented in Appendix.

On the basis of the test results obtained on cylindrical specimens, concrete of series I was classified as C25/30, whereas concrete of series II as class C30/35.

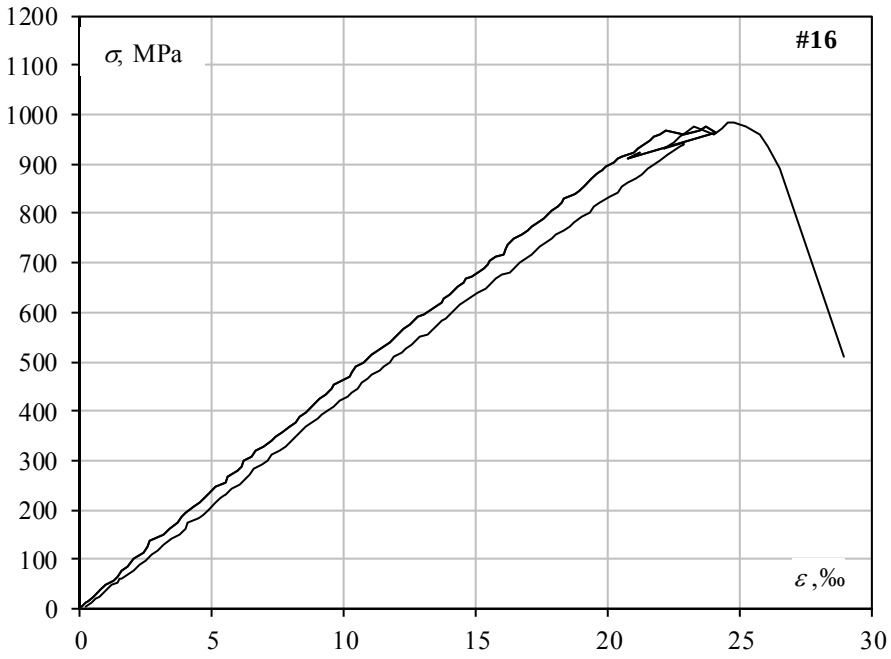
The basic parameter used in further analysis was compressive concrete strength determined on cylindrical specimens.

3.1.2. Composite reinforcement

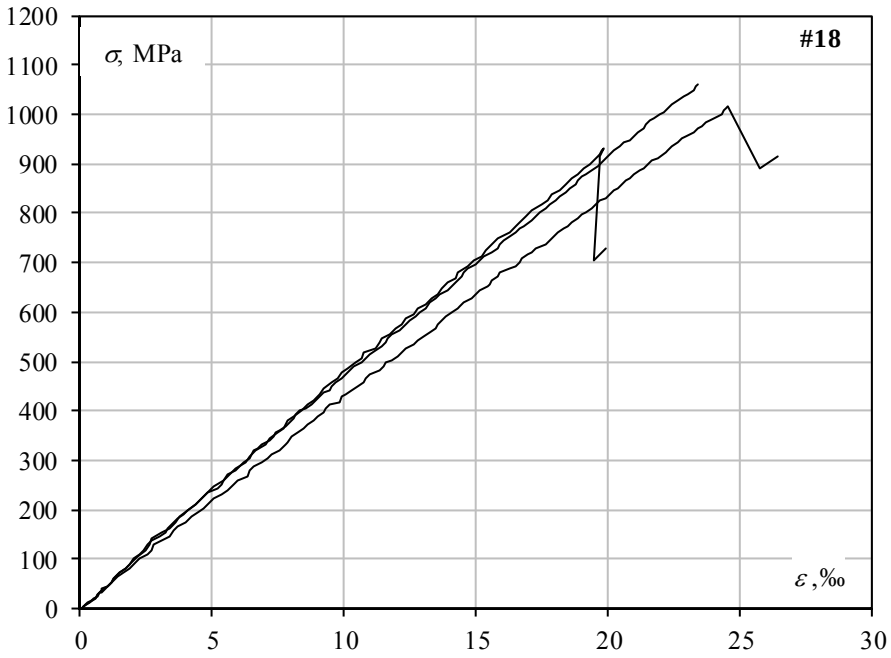
The strength characteristics of composite reinforcement (made of glass fibres, GFRP) was determined on 15 specimens prepared in accordance with ISO standard 10406-1 (International Organization for Standardization (ISO), 2015). The tensile strength of GFRP bars of 12 mm diameter were carried out using the testing machine UFP400, equipped with an extensometer with a measuring base. For the tensile tests on bars of 16 and 18 mm diameter, the ZD100 strength machine was used. To obtain the stress-strain characteristics of bars tested on the ZD100, an external extensometer was installed on three specimens.



Rys. 3.1. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów GFRP o średnicy 12 mm
Fig. 3.1. Stress-strain relationship of 12 mm diameter GFRP bars



Rys. 3.2. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów GFRP o średnicy 16 mm
Fig. 3.2. Stress-strain relationship of 16 mm diameter GFRP bars



Rys. 3.3. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów GFRP o średnicy 18 mm
Fig. 3.3. Stress-strain relationship of 18 mm diameter GFRP bars

Badania modułu sprężystości zostały wykonane na maszynie wytrzymałościowej Zwick, o znacznie większej dokładności w zakresie obciążeń wymaganych do określania modułu sprężystości podłużnej niż ZD100.

Średni moduł sprężystości wynosił 50,5 GPa (σ_E= 0,8 GPa), a średnia wytrzymałość na rozciąganie 1071 MPa (σ_{ffu} = 11,6 MPa). Uśrednione wyniki badań przedstawiono w tabeli 3.7, a szczegółowe wyniki odrębnych próbek zamieszczono w Załączniku. Charakterystykę naprężenie-odkształcenie dla prętów GFRP przedstawiono na rysunkach 3.1-3.3.

The modulus of elasticity of the GFRP bars was determined on the Zwick testing machine of much higher accuracy than ZD100.

The average modulus of elasticity was equal to 50.5 GPa (σ_E = 0.8 GPa), and the average tensile strength 1071 MPa (σ_{ffu} = 11.6 MPa). The average test results are presented in table 3.7, and the detailed results for the specimens are collected in Appendix. Stress-strain relationships for GFRP bars are presented in figures 3.1-3.3.

Tabela 3.7. Charakterystyka zbrojenia kompozytowego
Table 3.7. Mechanical properties of GFRP bars

Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter [mm]	f_{fu} [MPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_{ffu} [MPa]	V_{ffu} [%]	E [GPa]	Liczba próbek/ Number of specimens	σ_E [GPa]	V_E [%]
12	1195	6	56	4,68	50,2	5	0,2	0,41
16	1009	3	42	1,43	50,5	3	0,2	0,43
18	977	6	92	9,80	50,9	5	1,2	2,41
Ogółem	1071	15	124	11,6	50,5	13	0,8	1,6

f_{fu} – wytrzymałość prętów kompozytowych na rozciąganie/ the tensile strength of GFRP bars; E – moduł sprężystości/ the modulus of elasticity; σ_{ffu}/ σ_E – odchylenie standardowe wytrzymałości na rozciąganie/ modułu sprężystości/ the standard deviation of the tensile strength of GFRP bars/ the modulus of elasticity; V_{ffu}/ V_E– współczynnik wariancji wytrzymałości na rozciąganie/ modułu sprężystości/ the coefficient of variation of the tensile strength of GFRP bars/ the modulus of elasticity

Średnia wartość modułu sprężystości uzyskana w badaniach zawierała się w deklarowanym przez producenta przedziale od 50 GPa do 55 GPa. Rozrzut wyników modułu sprężystości uzyskanych dla poszczególnych średnic był niski i wynosił od 0,2% do 1,2%. Do dalszych analiz wykorzystano uśredniony moduł sprężystości bez podziału na poszczególne średnice.

Zgodnie z wytycznymi producenta doraźna wytrzymałość na rozciąganie powinna wynosić powyżej 1100 MPa dla średnic 6-12 mm oraz powyżej 1000 MPa dla średnic 14-18 mm. Średnie wytrzymałości na rozciąganie prętów o średnicy 12 mm i 16 mm były zgodne z deklarowanymi przez producenta, natomiast pręty o średnicy 18 mm uzyskały wytrzymałość niższą o 2,3%.

Pręty drugorzędne o średnicy 10 mm i 6 mm zastosowane jako zbrojenie górne zostały wyłączone z badań wytrzymałościowych.

3.1.3. Zbrojenie stalowe

Zbrojenie stalowe belek wykonano ze stali zbrojeniowej B500A. Badanie na rozciąganie wykonano łącznie na 12 próbkach prętów o nominalnych średnicach 12 mm, 16 mm oraz 18 mm w maszynie wytrzymałościowej UFP400, wyposażonej w ekstensometr z regulowaną bazą pomiarową, zgodnie z normami PN - EN ISO 6892 (PN-EN ISO 6892-1, 2016) oraz DIN EN 10002-1 (DIN EN 10002-1, 2001) (badanie modułu Young'a).

Średnia wartość modułu sprężystości wynosiła 201 GPa (σ_E = 7,3 GPa), średnie naprężenia odpowiadające granicy plastyczności 545 MPa (σ_{fy} = 26 MPa) oraz średnia wytrzymałość na rozciąganie 644 MPa (σ_{ft} = 19 MPa).

Charakterystykę wytrzymałościową stali przedstawiono na rysunkach 3.4-3.6. Wyniki badań poszczególnych prętów przedstawiono w tabeli 3.8, a wyniki szczegółowe w Załączniku.

The average modulus of elasticity obtained in tests was contained within the range between and from 50 GPa to 55 GPa declared by the manufacturer. Its scatter obtained for particular diameters was small and equal from 0.2% to 1.2%. The average modulus of elasticity not regarding the specific diameters was used in further analyses.

According to the manufacturer's guidelines, short-term tensile strength should exceed 1100 MPa for diameters 6-12 mm and 1000 MPa for diameters 14-18 mm. The average tensile strength of bars with a diameter of 12 mm and 16 mm matched the one declared by the manufacturer, whereas bars with the diameter of 18 mm achieved tensile strength lower by 2.3%.

Secondary bars of 10 mm and 6 mm diameters used as the top reinforcement were not tested.

3.1.3. Steel reinforcement

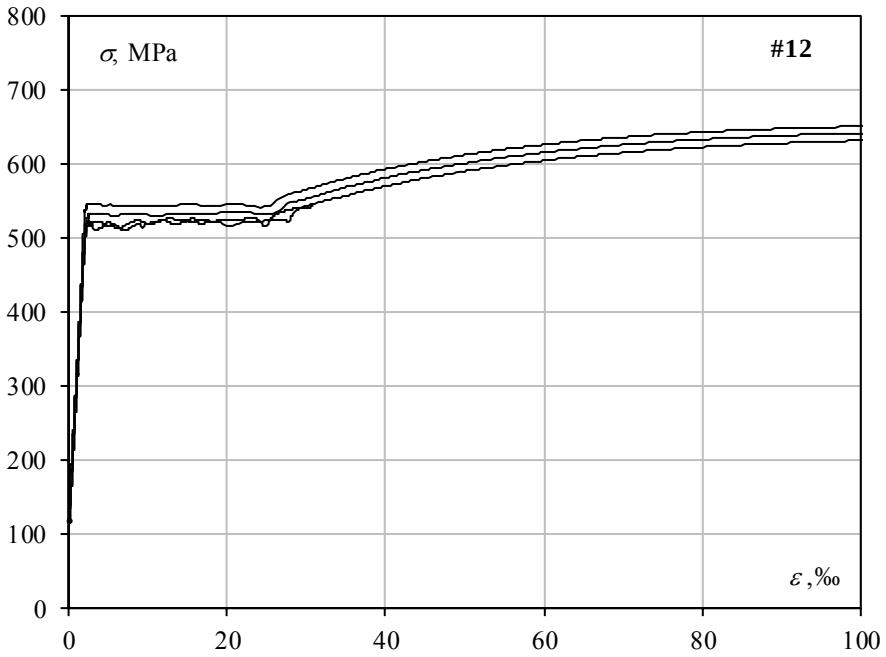
The steel reinforcement was made of the steel B500A class. A tensile strength was conducted on 12 specimens of bars of 12 mm, 16 mm and 18 mm nominal diameters in the testing machine UFP400, equipped with an extensometer, in accordance with PN-EN ISO 6892 (PN-EN ISO 6892-1, 2016) and DIN EN 10002-1 (DIN EN 10002-1, 2001) standards (test on Young's modulus).

The average modulus of elasticity was equal to 201 GPa (σ_E = 7.3 GPa), the average yield strength was 545 MPa (σ_{fy} = 26 MPa) and the average tensile strength was 644 MPa (σ_{ft} = 19 MPa).

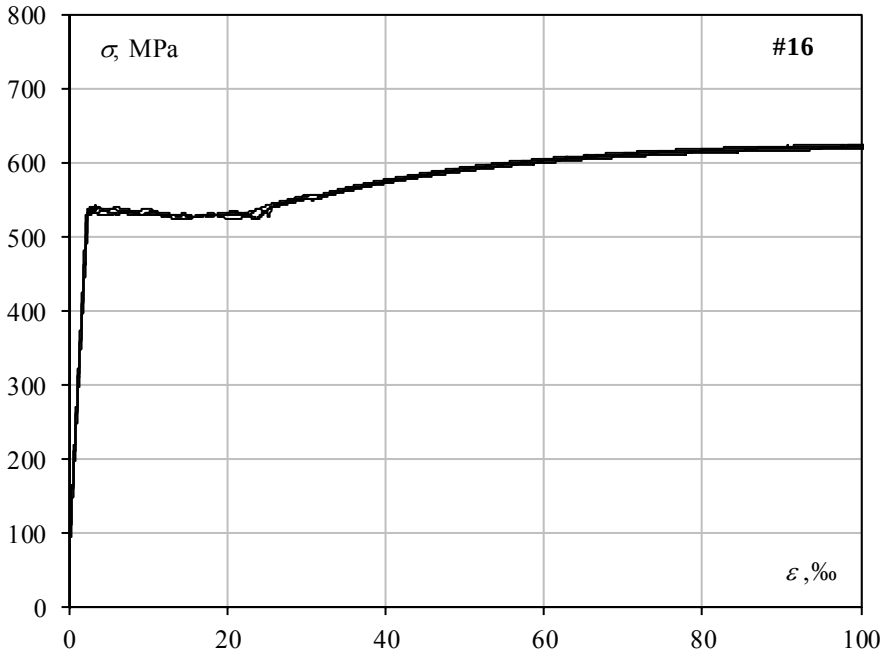
Strength characteristics of steel is presented in figures 3.4-3.6. The test results on particular bars are presented in table 3.8, and detailed results are collected in Appendix.

Tabela 3.8. Charakterystyka zbrojenia stalowego
Table 3.8. Mechanical properties of steel bars

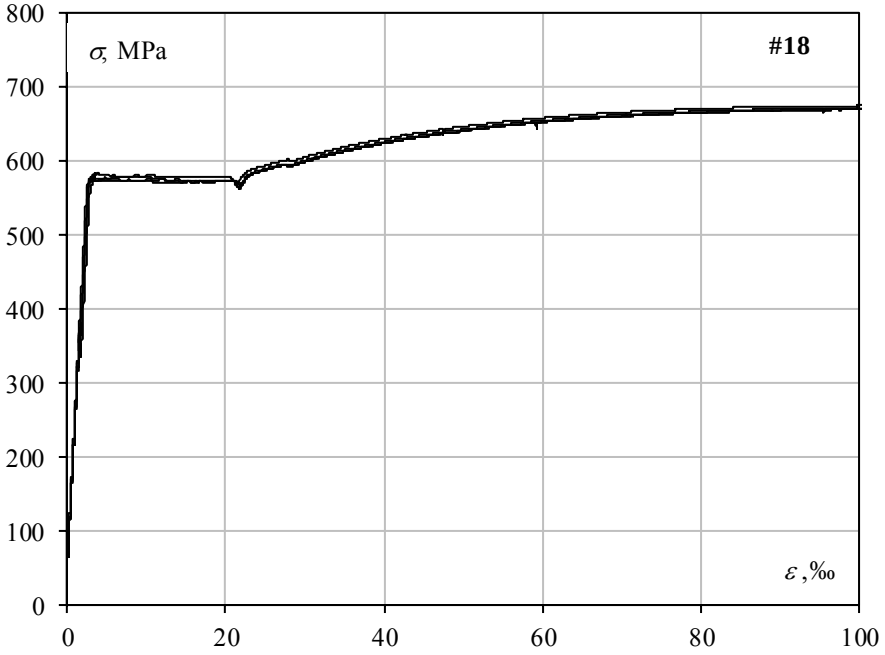
Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter [mm]	Liczba próbek/ Number of specimens	f_y [MPa]	σ_{fy} [MPa]	V_{fy} [%]	f_t [MPa]	σ_{ft} [MPa]	V_{ft} [%]	E [GPa]	σ_E [MPa]	V_E [%]
12	4	526	13	2,5	638	12	1,9	198,3	4,6	2,3
16	4	534	3	0,6	623	2	0,4	200,9	6,9	3,4
18	4	575	3	0,5	672	2	0,3	203,3	8,6	4,2
Ogółem/ Total	12	545	26	4,8	644	19	2,9	200,8	7,3	3,7



Rys. 3.4. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów stalowych o średnicy 12 mm
Fig. 3.4. Stress-strain relationship of 12 mm diameter steel bars



Rys. 3.5. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów stalowych o średnicy 16 mm
Fig. 3.5. Stress-strain relationship of 16 mm diameter steel bars



Rys. 3.6. Charakterystyka wytrzymałościowa prętów stalowych o średnicy 18 mm
Fig. 3.6. Stress-strain relationship of 18 mm diameter steel bars

Próbki prętów stalowych o jednakowych średnicach były jednorodne, co jest dobrze widoczne na rysunkach 3.4-3.6. Współczynnik wariancji naprężeń odpowiadających granicy plastyczności oraz wytrzymałości na rozciąganie dla poszczególnych średnic nie przekraczał 2,5%. W wypadku modułu sprężystości rozrzut wyników był większy i obejmował przedział 2,3%-4,2%.

Pręty drugorzędne – zbrojenie na ścinanie (strzemiona o średnicy 8 mm oraz pręty odgięte o średnicy 14 mm) oraz zbrojenie strefy ściskane (pręty o średnicy 10 mm i 6 mm), zostały wyłączone z badań wytrzymałościowych.

W dalszych analizach posługiwano się uśrednionym modułem sprężystości bez podziałów na poszczególne średnice.

Specimens of steel bars with the same diameters were homogeneous, which is well illustrated in figures 3.4-3.6. The coefficient of variation of the yield strength did not exceed 2.5%. The modulus of elasticity indicated higher scatter in the range between 2.3% and 4.2%.

Secondary bars, i.e. shear reinforcement (stirrups with the diameter of 8 mm and bent bars of 14 mm) as well as the reinforcement in the compressive zone (bars with a diameter of 10 mm and 6 mm) were not tested.

In further analysis, the average modulus of elasticity, without distinction between diameters, was used.

3.2. Wyniki badań elementów

3.2.1. Proces zarysowania elementów i mechanizmy ścinania

Analizę rozwoju zarysowania, a w szczególności rysy krytycznej przeprowadzono na podstawie obrazów z systemu do optycznego pomiaru odkształceń – Aramis. Bazując na kinetycznym modelu niszczenia belek żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego według (*Cavagnis i inni*, 2015), w badanych elementach wyróżniono 8 typów rys, które w kolejności powstawania nazwano wielkimi literami od „A" do „H" i przedstawiono na rysunku 3.7. Klasyczne rysy od zginania, o układzie prawie pionowym, typu „A" powstałe w początkowej fazie obciążania elementu, w miarę przesuwania się w kierunku podpory odchylały się w stronę punktowego obciążenia. Rysy te rozwijały się w kierunku ściskanej strefy przekroju osiągając zgodnie z założeniem modelu Cavagnisa (*Cavagnis i inni*, 2015) przynajmniej połowę użytecznej wysokości przekroju $d_{fct} > d/2$.

Rysa typu „B", powstała jako wtórna rysa od zginania, położona pomiędzy dwiema sąsiadującymi pierwotnymi

3.2 Test results of members

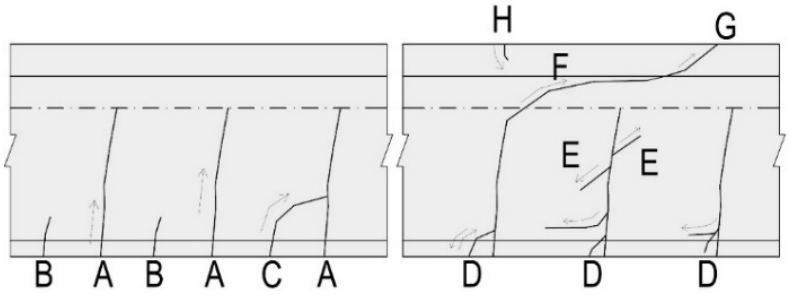
3.2.1. The cracking pattern of members and shear mechanisms

The analysis of the crack development, especially critical shear crack, was carried out on the basis of pictures made by the system for optical measurement of strain - Aramis. On the basis of the kinetic model of failure of RC beams without transverse reinforcement created by (*Cavagnis et al*, 2015), 8 types of cracks were recognized in the tested members and named with capital letters from "A" to "H" in the order of appearance (figure 3.7).

The classical flexural cracks with almost vertical arrangement of "A" type occurred during the initial stage of loading, then they propagated towards the support and inclined in direction to the loading point. These cracks developed towards the compressive zone of the section, reaching, in accordance with the Cavagnis model (*Cavagnis et al*, 2015), at least half of the effective depth of the section $d_{fct} > d/2$. The crack of "B" type, which appeared as a secondary bending crack, located between two adjacent primary cracks of "A" type.

rysami typu „A”, rozwijała się przy wyższym poziomie obciążenia, a jej zasięg był mniejszy niż rysy pierwotnej. Rysa typu „C” powstała z połączenia pierwotnej rysy „A” z wtórną rysą „B” lub kolejną rysą pierwotną „A”. Rozwarstwiająca rysa typu „D” była wynikiem oddziaływania klocującego efektu zbrojenia podłużnego.

This crack developed under higher load level, and its length was smaller than that of the primary crack. A crack of "C" type developed as combination of the primary crack "A" and the secondary crack "B" or with another primary crack "A". A delaminating crack of "D" type was the result of the dowel action of longitudinal reinforcement.



Rys. 3.7. Rodzaje rys w elementach bez zbrojenia poprzecznego
Fig. 3.7. Types of cracks in the element without stirrups

Rysa typu „E” powstała w wyniku zazębiania się kruszywa, może więc powstać po obu stronach istniejących rys typu „A” lub „B”. Rysa typu „F” jest kontynuacją pierwotnej rysy „A”, która po osiągnięciu ściskanej strefy betonu rozwija się w kierunku poziomym wzdłuż połączenia półki i środnika przekroju teowego. Rysa ta przekształciła się w rysę typu „G” i przecięła półkę, rozwijając się w kierunku punktu przyłożenia obciążenia. Pojawienie się rysy „G” było wynikiem rozciągających naprężeń wywołanych poślizgiem pomiędzy częściami belki wydzielonymi rysą krytyczną. Fragment belki między punktem przecięcia rysy krytycznej z półką, a rysą typu „G” zachowywał się jak wspornik, co powodowało rozciąganie górnych włókien belki oraz powstanie rys typu „H”.

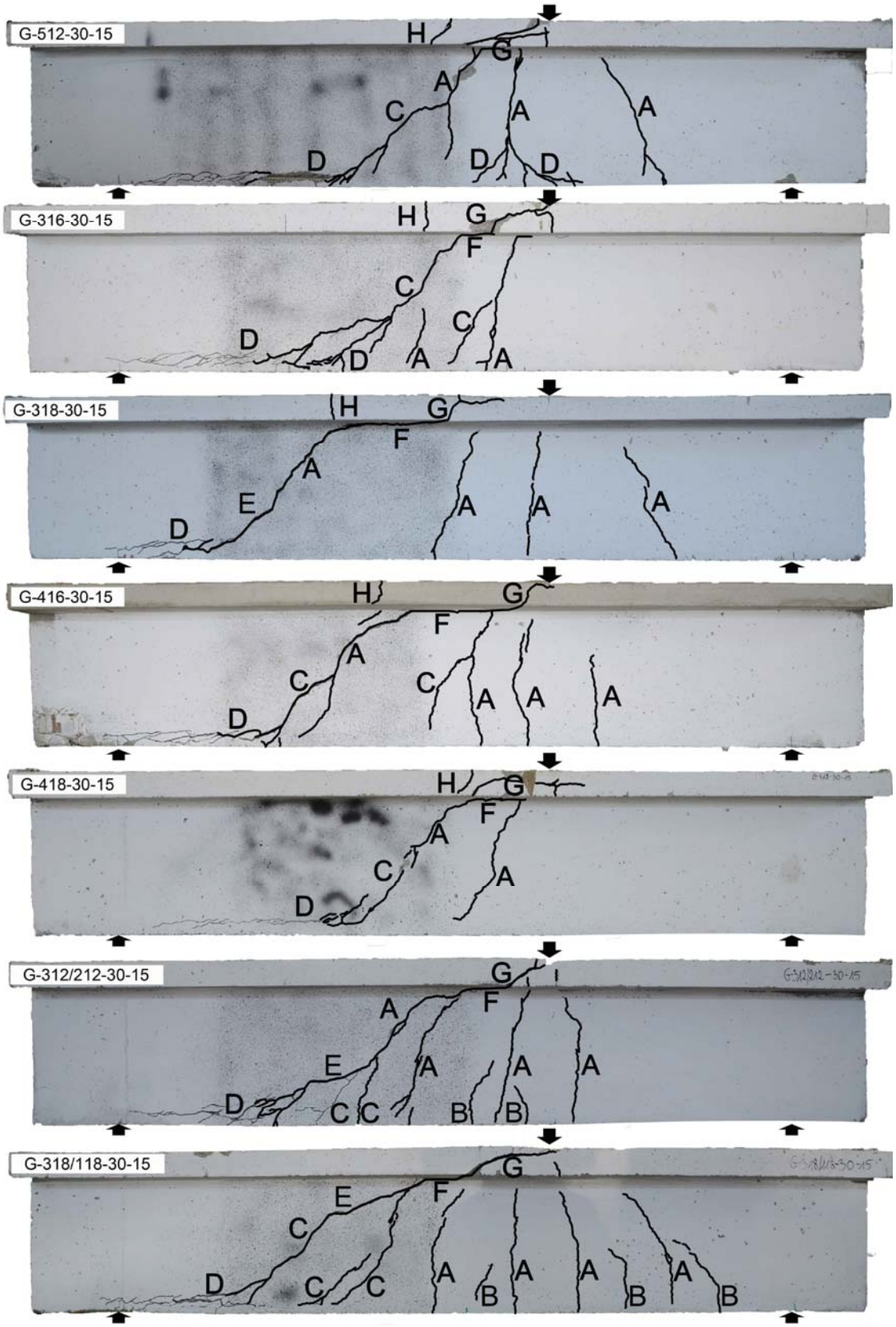
Na ostatecznym obrazie zarysowania belek, przedstawionym na rysunkach 3.8-3.13, we wszystkich elementach bez żadnych wątpliwości można wyodrębnić rysy typu „A”, „D” i „G”. Poziomy odcinek rysy krytycznej – w postaci rysy typu „F” nie wystąpił jedynie w elemencie G-512-35-15, gdzie badanie zostało przerwane.

Rysy typu „C” pojawiły się w większości elementów z wyjątkiem belek żelbetowych: S-318/118-30-15, S-512-30-35, S-418-30-35, S-512-35-35, S-316-35-35, S-318- 35-35. Natomiast rysy wtórne typu „B” ulegały zamknięciu na ostatecznym obrazie zarysowania, jednak powstawały w trakcie obciążania elementu, co zaobserwowano na zdjęciach wykonanych systemem Aramis. Szczegółową analizę rozwoju zarysowania belek, odpowiadającą wybranym poziomom obciążenia, zamieszczono w Załączniku. Na podstawie dokumentacji zdjęciowej ujętej w Załączniku można zauważyć, że w przypadku elementów zbrojonych prętami GFRP do poziomu obciążenia F = 70 kN (V = 27,22 kN) we wszystkich elementach występowały wyłącznie rysy pierwotne bądź wtórne. Podczas gdy w elementach żelbetowych taki obraz zarysowania utrzymywał się do poziomu obciążenia F = 120 kN (V = 46,67 kN).

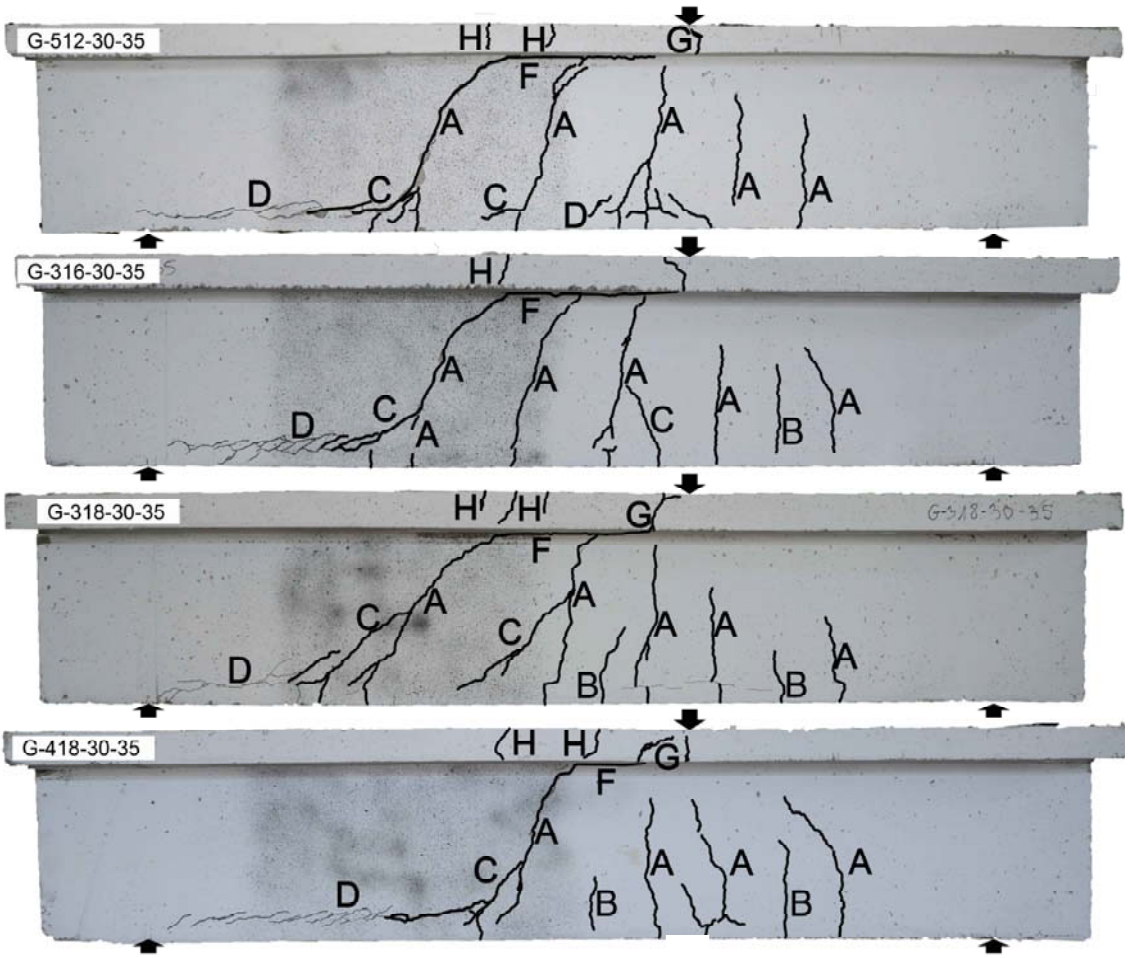
A crack of "E" type resulted from the aggregate interlock action, so it appeared on both sides of the existing cracks of "A" or "B" type. A crack of "F" type is the continuation of a primary crack "A", which, after reaching the compressive concrete zone, developed horizontally along the intersection point of the flange and web. This crack transformed into a crack of "G" type and cut the flange, developing towards the load point. The crack "G" resulted from the tensile stress caused by a slip between parts of the beam divided by the critical shear crack. A part of the beam between the intersection point of the critical shear crack with the flange and the crack of "G" type behaved as a cantilever, which caused tension of the upper fibres and the appearance of the cracks of "H" type.

The final crack pattern of the beams, presented in figures 3.8-3.13, shows that, undoubtedly, in all members cracks of "A", "D" and "G" are clearly identified. The horizontal section of the critical shear crack – called as "F" type, did not appear only in the beam G-512-35-15, due to stop of the test.

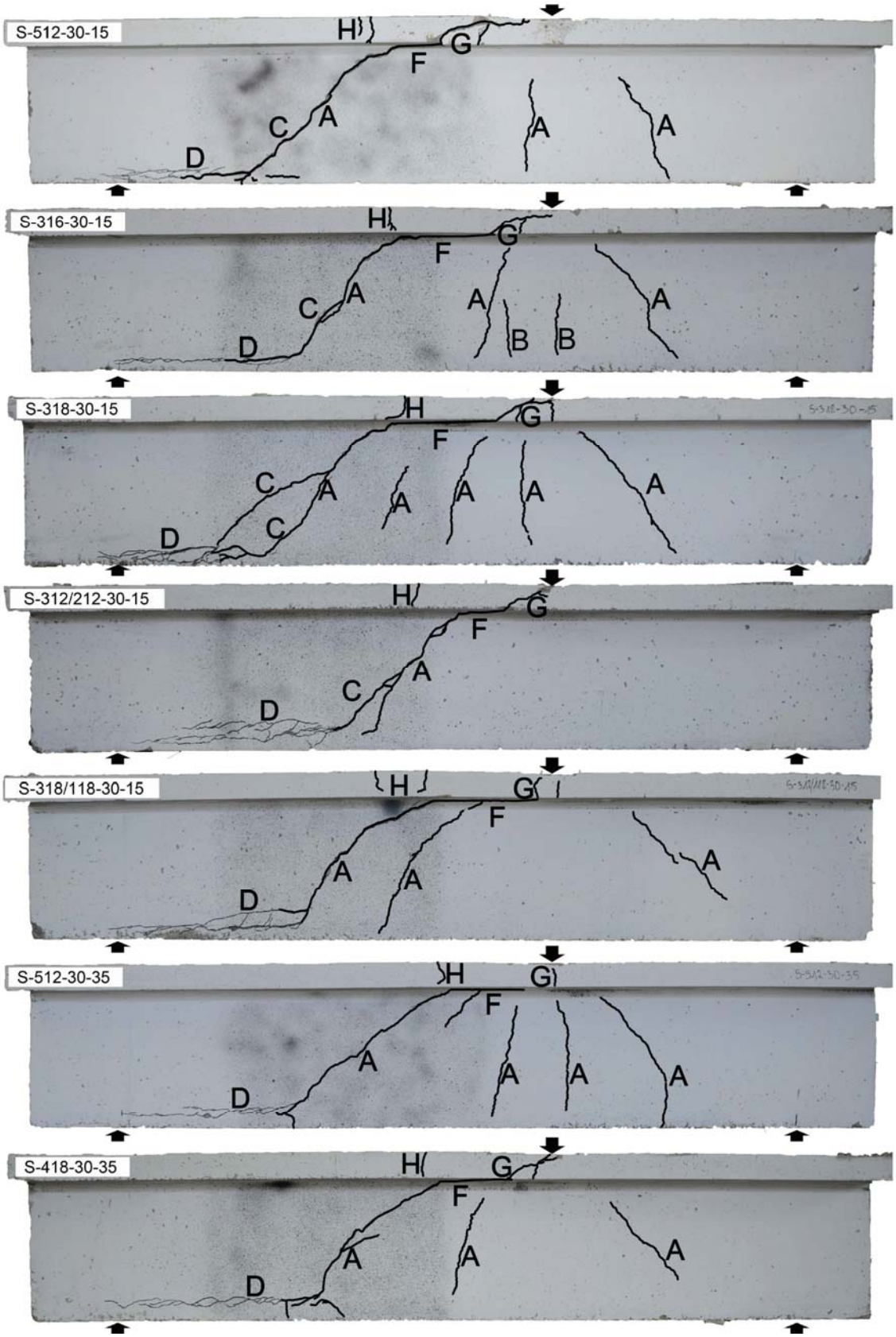
Cracks of "C" type appeared in the most beams, except the steel RC beams: S-318/118-30-15, S-512-30-35, S-418-30-35, S-512-35-35, S-316-35-35, S-318-35-35. However, the secondary cracks of "B" type were closed at the final cracking pattern, but they had appeared during loading of the member, which was registered by the photos of the Aramis system. A detailed analysis of the crack development, for the chosen load levels, is presented in Appendix. On the basis of the photos presented in Appendix, one can notice that in case of members reinforced with GFRP bars up to the load level of F = 70 kN (V = 27.22 kN) in all members only the primary or secondary cracks appeared, whereas in the steel RC members such a crack pattern developed up to the load level of F = 120 kN (V = 46.67 kN).



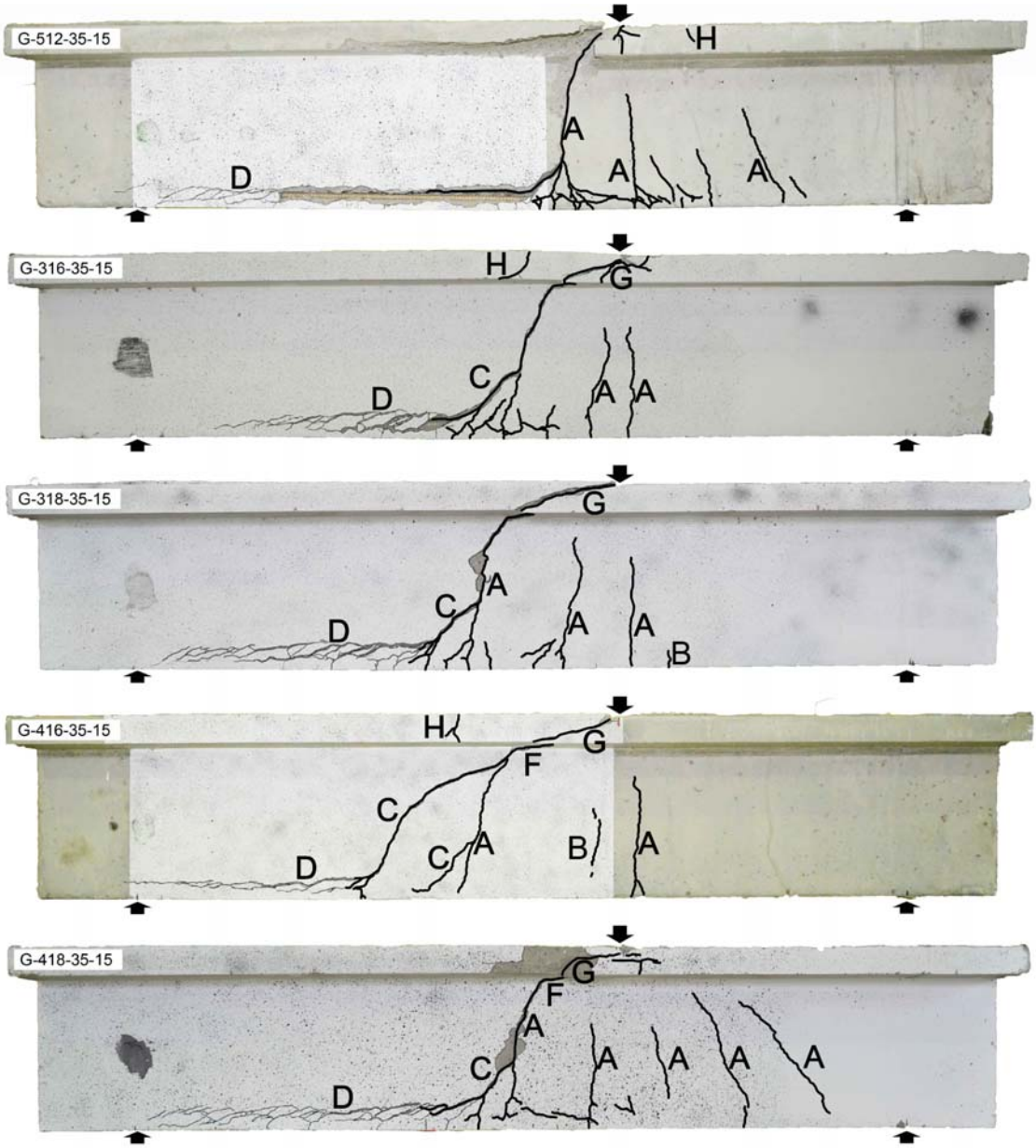
Rys. 3.8. Sposób zarysowania belek ze zbrojeniem GFRP i otuliną 15 mm, I seria
Fig. 3.8. Cracking pattern of GFRP reinforced beams with concrete cover of 15 mm, I series



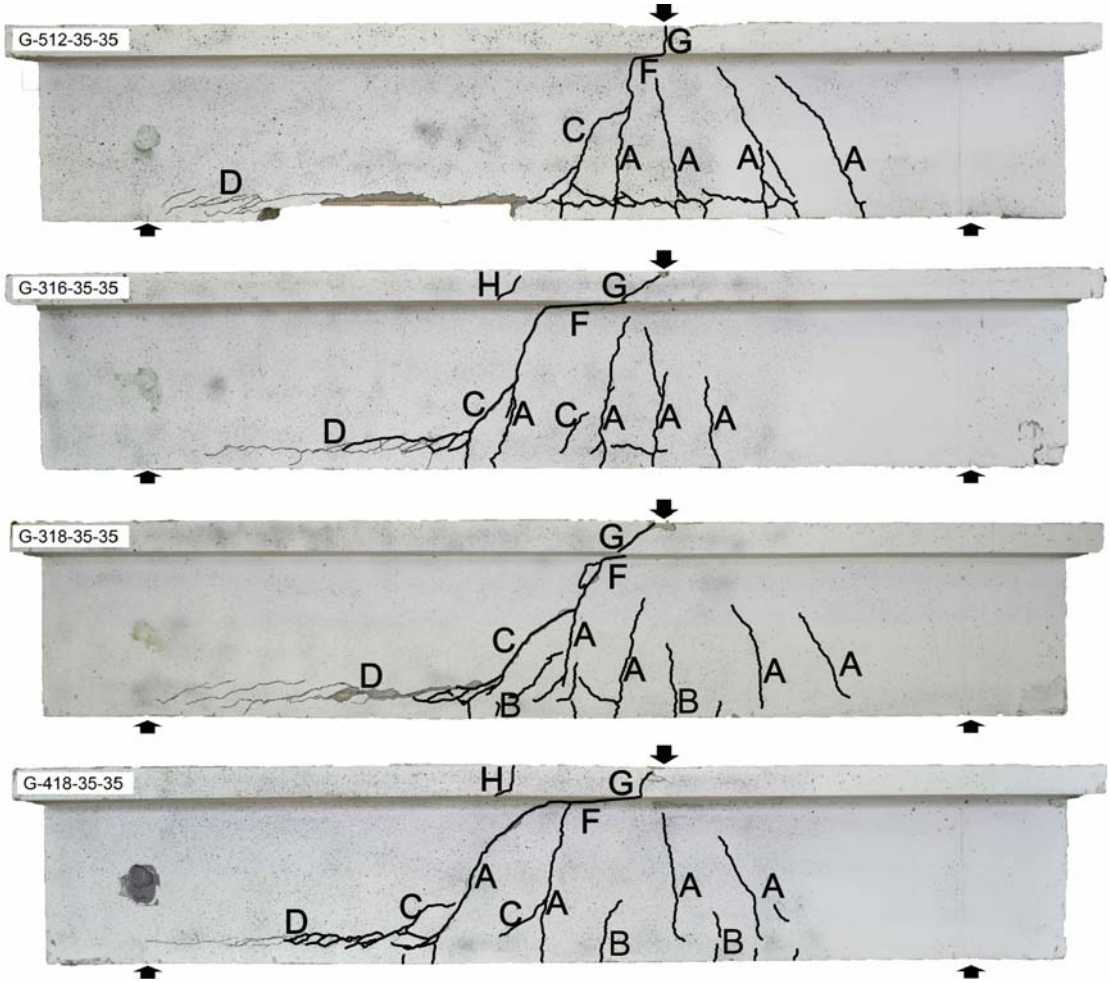
Rys. 3.9. Sposób zarysowania belek ze zbrojeniem GFRP i otuliną 35mm, I seria
Fig. 3.9. Cracking pattern of GFRP reinforced beams with concrete cover of 35 mm, I series



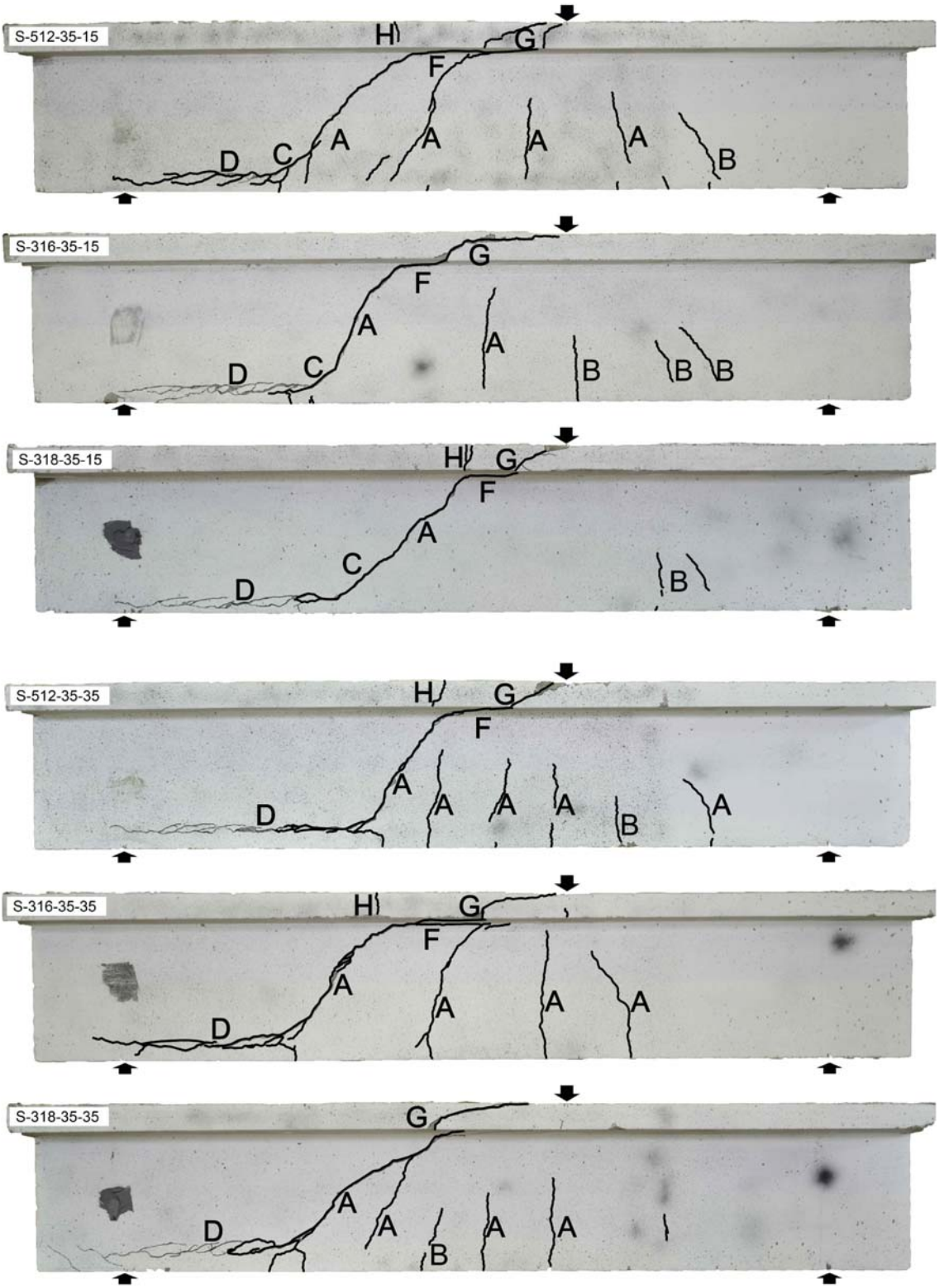
Rys. 3.10. Sposób zarysowania belek ze zbrojeniem stalowym, I seria
Fig. 3.10. Cracking pattern of steel reinforced beams, I series



Rys. 3.11. Sposób zarysowania belek ze zbrojeniem GFRP i otuliną 15mm, II seria
Fig. 3.11. Cracking pattern of GFRP reinforced beams with concrete cover of 15 mm, II series



Rys. 3.12. Sposób zarysowania belek ze zbrojeniem GFRP i otuliną 35mm, II seria
Fig. 3.12. Cracking pattern of GFRP reinforced beams with concrete cover of 35 mm, II series



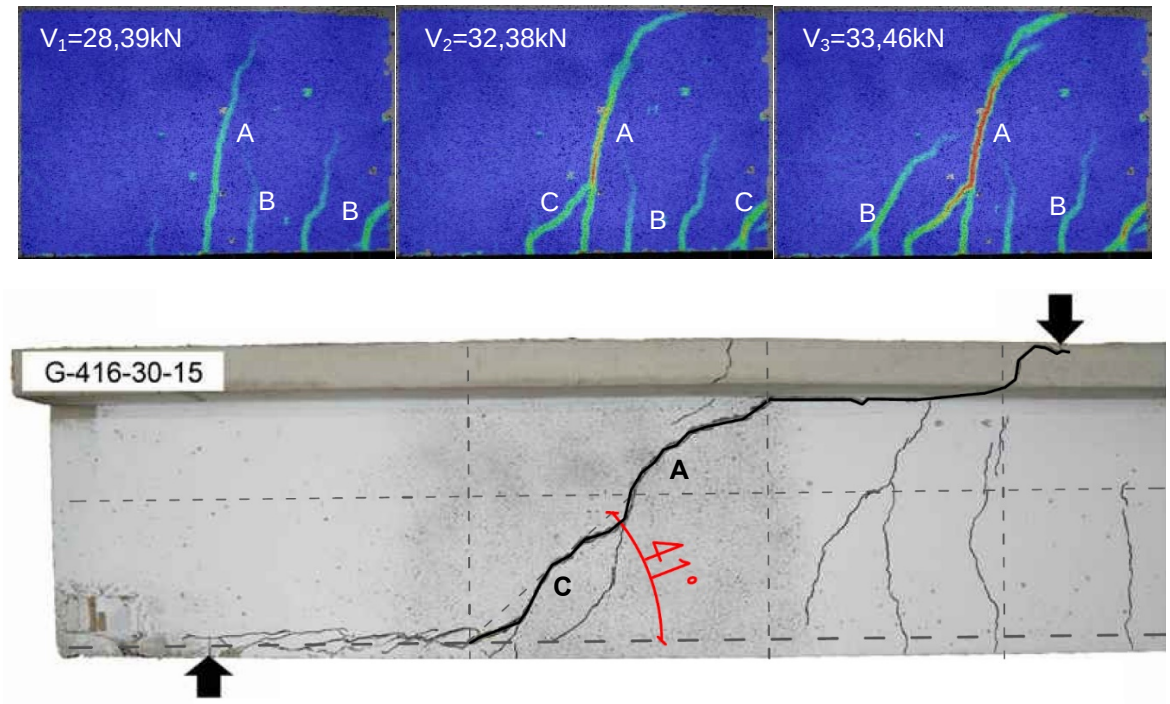
Rys. 3.13. Sposób zarysowania belek ze zbrojeniem stalowym, II seria
Fig. 3.13. Cracking pattern of steel reinforced beams, II series

Opis mechanizmu zniszczenia belek wymaga szczegółowej analizy postępów zarysowania, która była możliwa dzięki bardzo precyzyjnej technice rejestracji obrazu deformacji powierzchni belek metodą DIC przy użyciu systemu Aramis.

W elementach I serii oraz pięciu elementach serii II zbrojonych prętami kompozytowymi (GFRP) zaobserwowano zniszczenie ścinająco-rozciągające (z języka angielskiego „shear tension"), oznaczone w tabeli 3.9 jako ST. Do zniszczenia dochodziło zawsze w strefie ścinania bez zbrojenia poprzecznego, podczas gdy przeciwległy koniec belki zbrojony strzemionami i prętami odgiętymi nie wykazywał oznak zarysowania ukośnego. Jako pierwsze pojawiały się rysy od zginania, w środkowej części belki, pod siłą obciążającą, a wraz ze wzrostem obciążenia pojawiały się również rysy na odcinku belki bez zbrojenia poprzecznego, które poprzez stopniowy rozwój doprowadzały do zniszczenia.

A description of the failure mechanisms requires a detailed analysis of cracking pattern development, which was possible due to a very precise record of the concrete surface deformation with the DIC method by the Aramis system.

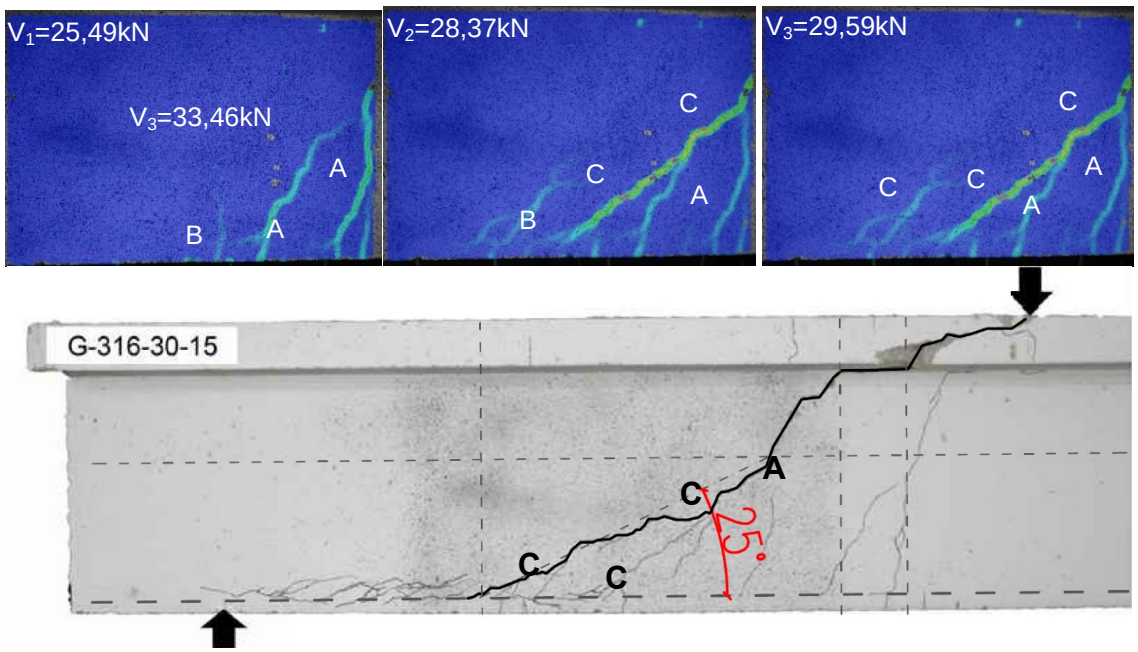
In the members of series I and five members of series II reinforced with the GFRP bars, "shear tension", marked as ST in table 3.9, was observed. Shear failure was always observed in the shear zone without transverse reinforcement, whereas the opposite end of a beam reinforced with the stirrups and bent bars did not indicated any diagonal cracks. The first to appear were flexural cracks, in the middle part of a beam, under the load point, and the load increase was accompanied by appearance of cracks in the part of the beam without transverse reinforcement, which, through progressive development, led to failure.



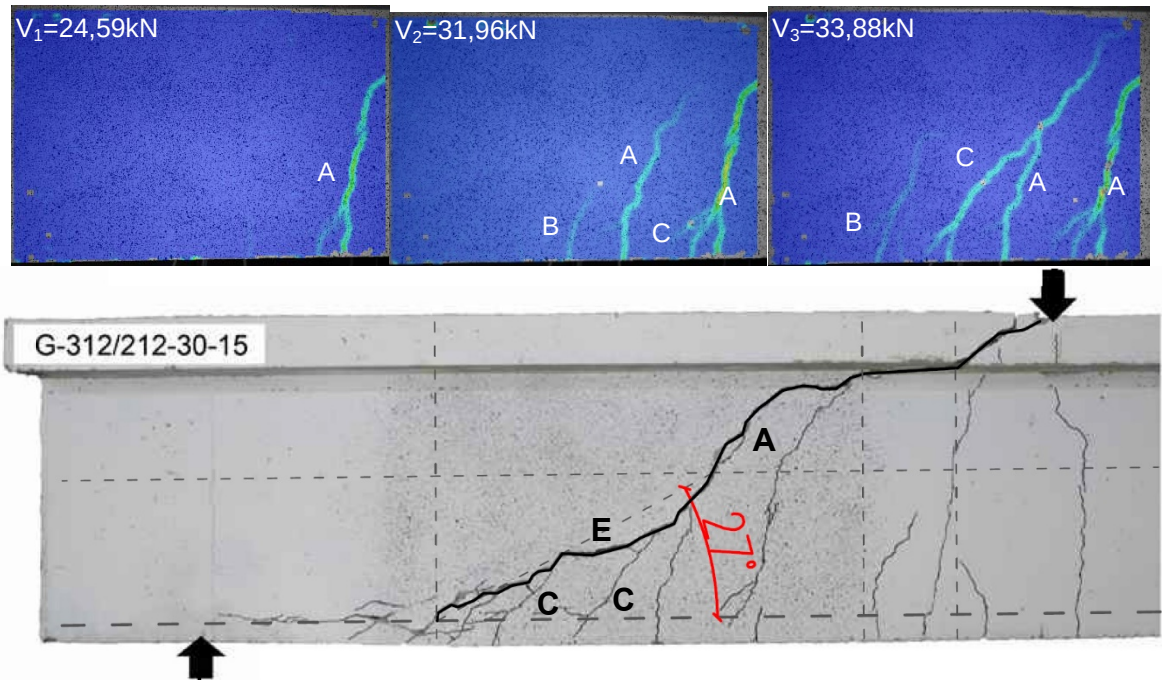
Rys. 3.14. Zniszczenie poprzez połączenie rysy typu „A" i „C"
Fig. 3.14. Failure resulted by connection of cracks "A" and "C" type

Ostateczna rysa niszcząca najczęściej powstawała poprzez połączenie dwóch rys – rysy typu „A” z rysą typu „C” (rysunek 3.14). Do połączenia tych rys dochodziło z reguły poniżej połowy wysokości środnika belek, co jest widoczne na rysunkach 3.8, 3.9, 3.11, 3.12, 3.14, 3.15 oraz na zdjęciach w Załączniku. Wyjątkiem była belka G-416-35-15, w której połączenie rys nastąpiło w niewielkiej odległości od półki.

The critical shear crack was most often created as a combination of two cracks, i.e. one of "A" type and the other of "C" type (Fig. 3.14). These cracks usually met below half of the height of the web of beams (see figures 3.8, 3.9, 3.11, 3.12, 3.14, 3.15 as well as table in Appendix). The beam G-416-35-15 was an exception, because of the crack connection near the flange.



Rys. 3.15. Przykład zniszczenia poprzez połączenie rysy typu „A” i trzech rys typu „C”
Fig. 3.15. Failure resulted by connection of cracks “A” and “C” type



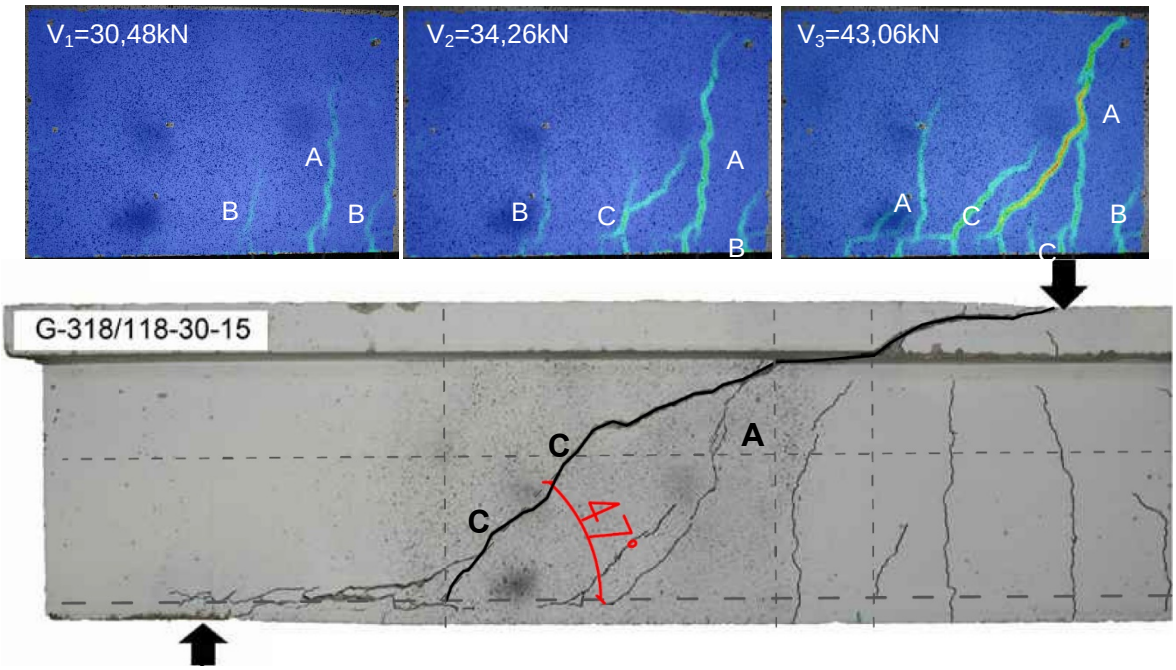
Rys. 3.16. Przykład zniszczenia poprzez połączenie rysy typu „A”, „C” i „E”
Fig. 3.16. Failure resulted by connection of cracks “A”, “C” and “E” type

W elementach G-512-30-15 oraz G-316-30-15 zniszczenie nastąpiło poprzez połączenie trzech rys typu „C” z rysą typu „A”, która w końcowej fazie obciążania objęła całą wysokość środnika, co zobrazowano na rysunku 3.15.

In the beams G-512-30-15 and G-316-30-15 failure resulted from three cracks of “C” type joined with the crack of “A” type, which in final stage, covered the whole height of the beam’s web (see Fig. 3.15).

W belce G-312/212-30-15 do zniszczenia doszło natomiast poprzez połączenie dwóch rys typu „C” z rysą typu „A”. Jednak połączenie pomiędzy rysami typu „C” nastąpiło na skutek nagłego rozwoju poziomej rysy typu „E”, czego dowodzi rysunek 3.16 oraz zdjęcia z systemu Aramis (Załącznik).

In beam G-312/212-30-15 failure resulted from two cracks of "C" type joining a crack of "A" type. However, cracks of "C" type joined one another as a result of sudden development of a horizontal crack of "E" type, which is proved by Fig. 3.16 and photographs of the Aramis system (Appendix).



Rys. 3.17. Zniszczenia poprzez połączenie rysy typu „A” i dwóch „C” w belce G-318/118-30-15
Fig. 3.17. Failure resulted by connection of cracks “A” and “C” type in G-318/118-30-15

W elemencie G-318/118-30-15 początkowo doszło do połączenia dwóch rys: pierwotnej rysy typu „A” oraz rysy typu „C”, gdzie spodziewano się linii przebiegu rysy niszczącej. Jednak krótko przed zniszczeniem nastąpił szybki rozwój kolejnej rysy ukośnej typu „C” położonej bliżej podpory, której przebieg był na tyle płaski, że połączyła ona trzy rysy (dwie rysy typu „C” i rysę typu „A”, rysunek 3.17).

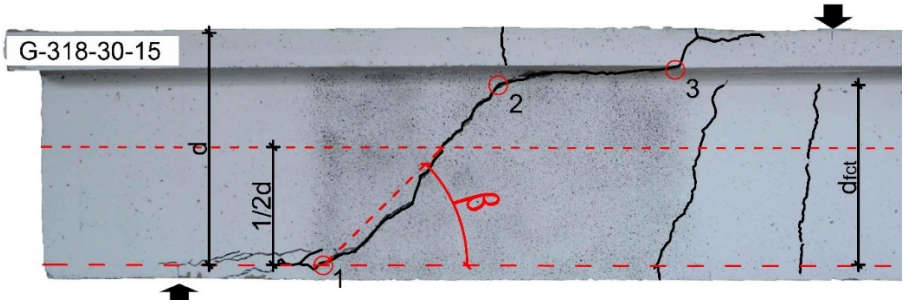
W belkach, w których doszło do połączenia rys ukośnych w więcej niż jednym obszarze belki, rysa niszcząca przebiegała zawsze przez rysy usytuowane bliżej podpory.

Kąt nachylenia ukośnej rysy niszczącej β, określony na podstawie linii łączącej punkt przecięcia rysy z osią zbrojenia dolnego oraz z linią położoną w połowie wysokości użytecznej elementu (rysunek 3.18), w elementach o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1\%$ wynosił od 25° do 60°, dla $\rho_l \sim 1{,}4\%$ 38°-54°, zaś dla $\rho_l \sim 1{,}8\%$ 47°-57°.

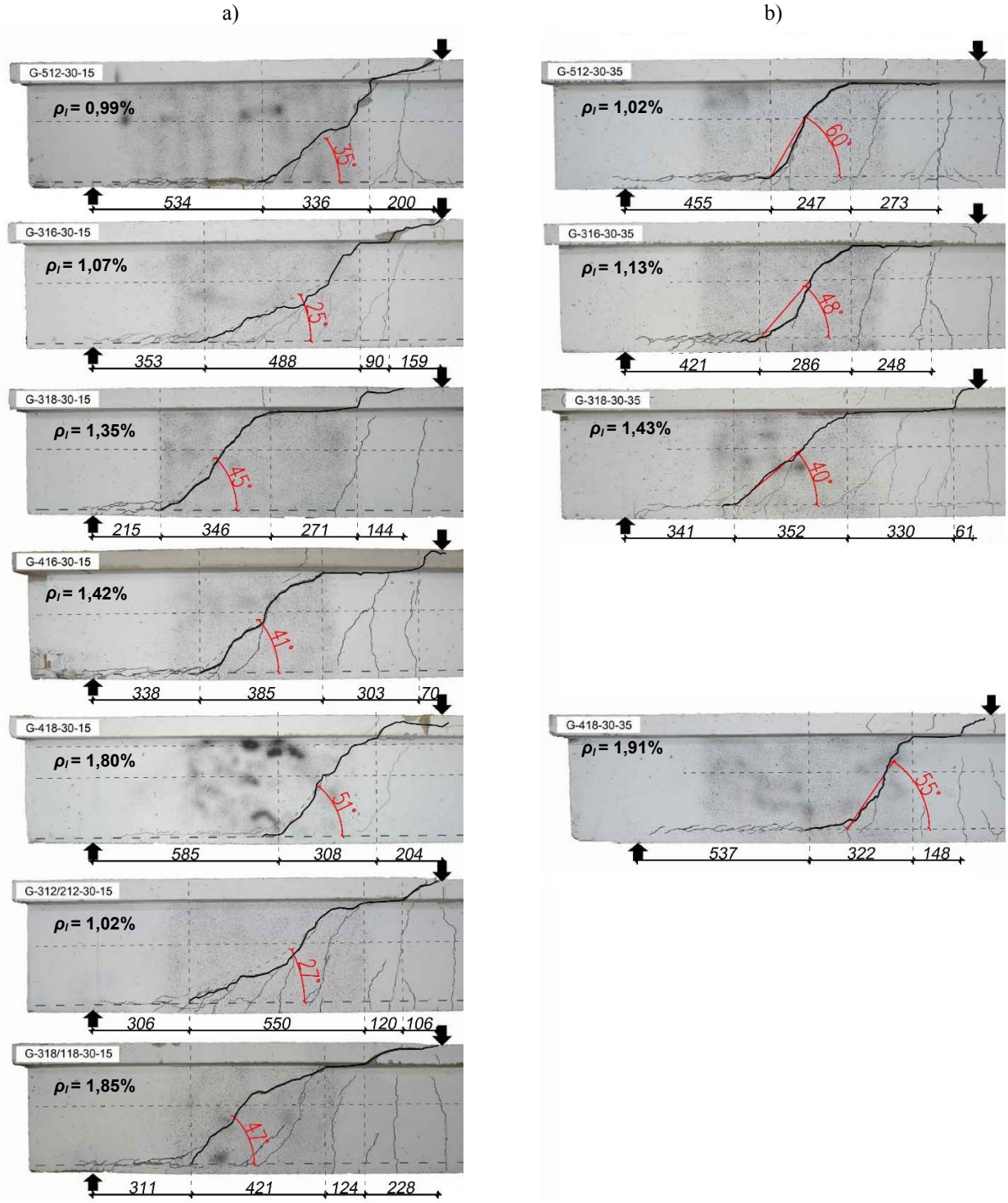
In G-318/118-30-15 at first two cracks, i.e. a primary crack of "A" type and a crack of "C" type, were combined at a place where the course of critical shear crack was expected. However, shortly before failure, another diagonal crack of "C" type located closer to the support developed quickly, and its development was flat enough to make it combine three cracks, i.e. two cracks of "C" type and a crack of "A" type (Fig. 3.17).

In the beams, where diagonal cracks joined together in more than one zone, the critical shear crack always developed through cracks situated closer to the support.

The inclination angle of the critical shear crack β was determined on the basis of the line joining the point of intersection of the crack with the bottom reinforcement and the mid-effective depth of the member (Fig. 3.18). In beams with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1\%$, β ranged from 25° to 60°, for $\rho_l \sim 1.4\%$ 38°-54° and for $\rho_l \sim 1.8\%$ 47°-57°.



Rys. 3.18. Sposób określania kąta nachylenia rysy krytycznej β
Fig. 3.18. The rule of the diagonal critical shear crack β inclination



Rys. 3.19. Rysa krytyczna w elementach zbrojonych prętami GFRP - I seria:
a) dla otuliny c = 15 mm; b) dla otuliny c = 35 mm
Fig. 3.19. The critical shear cracks in GFRP reinforced beams – I series:
a) for concrete cover c = 15 mm; b) for concrete cover c = 35 mm

We wszystkich elementach, których zniszczenie było ścinająco-rozciągające, pozioma rysa typu „F", będąca kontynuacją rysy niszczącej, rozwijała się w kierunku punktu obciążenia wzdłuż połączenia półki ze środnikiem. Kolejność rozwoju rysy niszczącej oznaczono punktami 1, 2, 3 na rysunku 3.18. Na poziomie zbrojenia powstawały natomiast rysy rozwarstwiające typu „D", które skutkowały rozwojem rysy krytycznej wzdłuż zbrojenia w kierunku podpory.

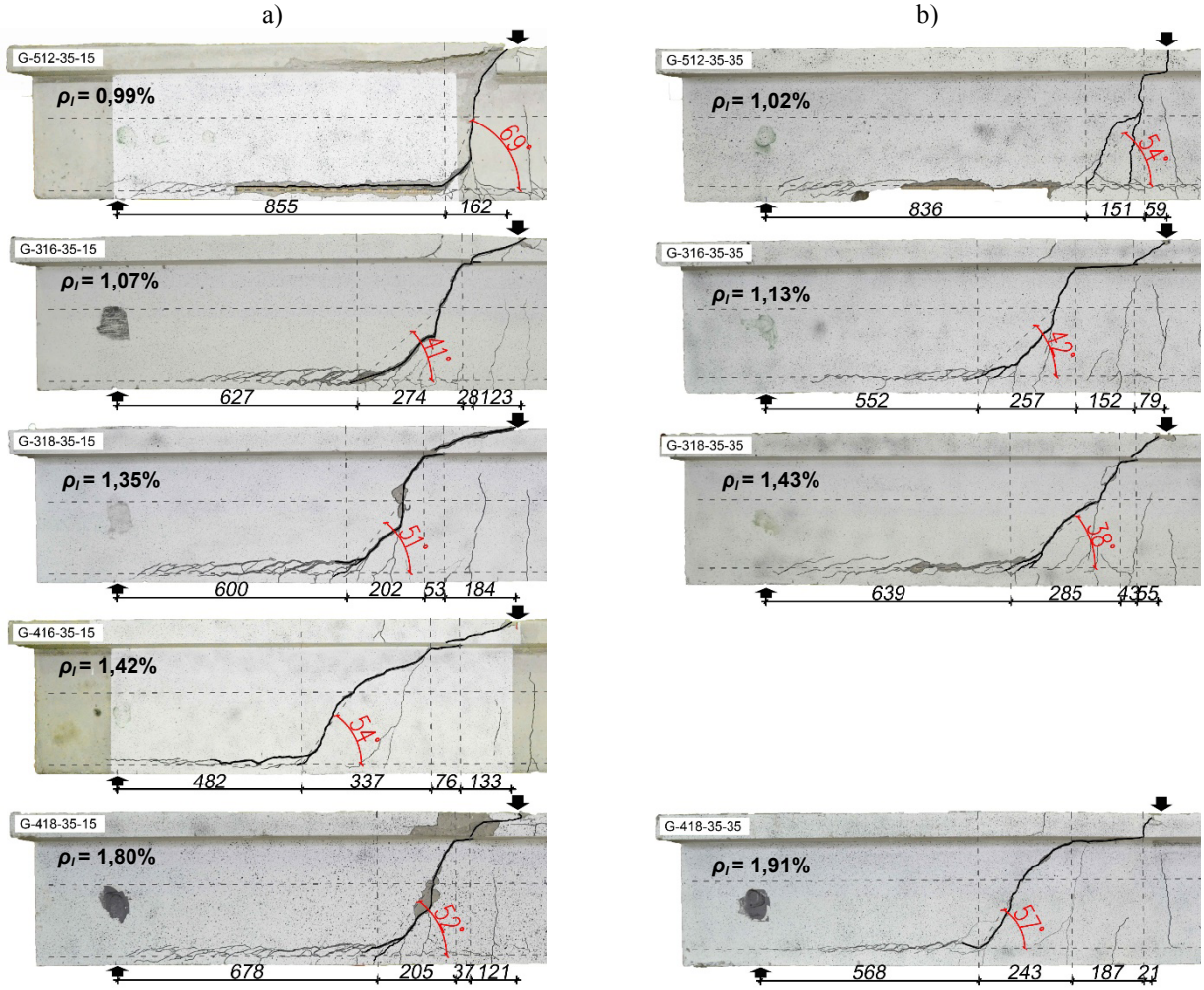
In all members with the shear tension failure mode, the horizontal crack of "F" type, as a continuation of the critical shear crack, developed towards the load point along the flange line. The sequence of development of the critical shear crack is marked with points 1, 2, 3 in Fig. 3.18. At the reinforcement level delaminating cracks of "D" type appeared, causing the critical shear crack development along the reinforcement towards the support.

Długość poziomych rys była uzależniona od położenia rysy krytycznej, im bliżej podpory powstawała rysa niszcząca, tym ten odcinek był krótszy, co wyraźnie widać na rysunkach 3.19 i 3.20.

Rysa typu „F" w elementach II serii była znacznie krótsza niż w elementach I serii. Należy zwrócić uwagę, że odległość rysy niszczącej od podpory w elementach I serii jest znacznie mniejsza niż w elementach II serii. Odległość początku tej rysy wynosi odpowiednio od 215 mm do 585 mm w I serii i 482 mm do 678 mm w II serii, odpowiednio dla elementów serii I i II (rysunki 3.19 i 3.20). Wraz ze wzrostem obciążenia zarysowaniu ulegała także półka w sąsiedztwie punktu przyłożenia siły obciążającej (rysy typu „G"). Krótkie i drobne rysy typu „D", powstałe na poziomie zbrojenia dolnego, świadczyły o pogorszeniu warunków przyczepności zbrojenia do betonu. Jednak rysy te nie wykraczały poza podporę, co potwierdza, że zbrojenie pozostawało zakotwione na podporze również w chwili zniszczenia elementów.

The length of horizontal cracks depended on the location of a critical shear crack, the closer to the support the critical shear crack appeared, the shorter the section was (see figures 3.19 and 3.20).

The crack of "F" type in members of the second series was much shorter than in the members of series I. It should be pointed out that the distance of the critical shear crack from the support in the members of series I is much smaller than in members of the second series. The distance of the beginning of this crack equals from 215 mm to 585 mm in the first series and from 482 mm to 678 mm in the second series, respectively for beams of series I and II (figures 3.19 and 3.20). The increase of load was accompanied by cracking of the flange in the vicinity of the load point (cracks of "G" type). Short and tiny cracks of "D" type, which appeared at the level of bottom reinforcement, showed that the conditions of reinforcement bond to concrete had got worse. However, these cracks did not extend beyond the support, which proves that reinforcement remained anchored to the support also at the moment of failure of the members.



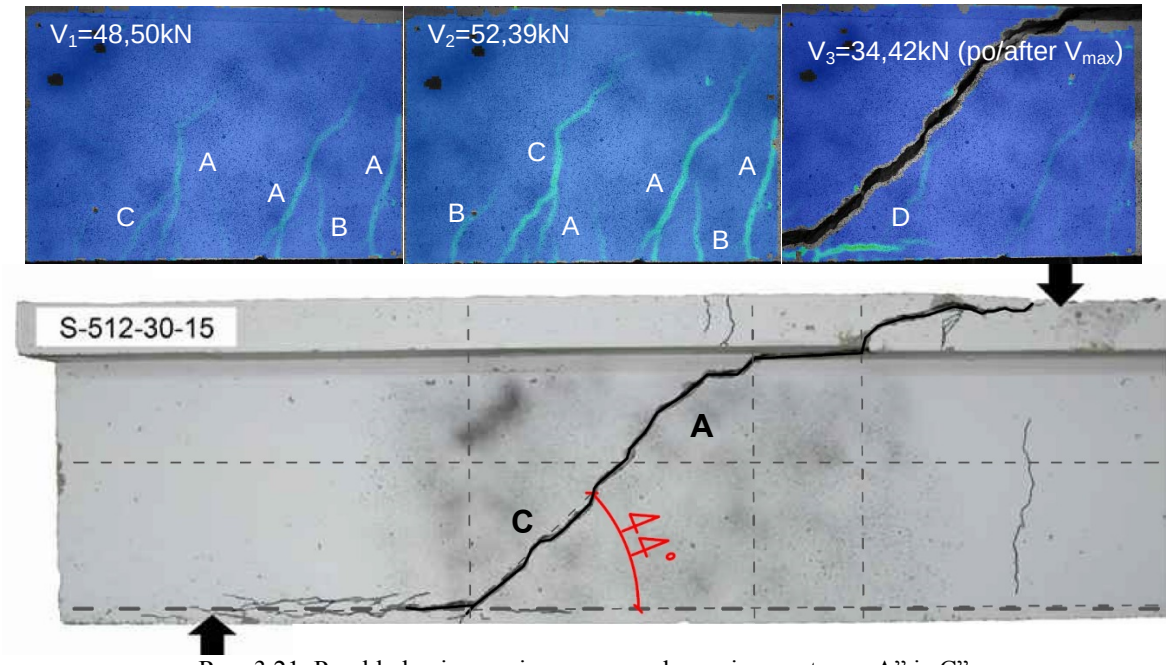
Rys. 3.20. Rysa krytyczna w elementach zbrojonych prętami GFRP – II seria:
a) dla otuliny c = 15 mm; b) dla otuliny c = 35 mm
Fig. 3.20. The critical shear cracks in GFRP reinforced elements – II series:
a) for concrete cover c = 15 mm; b) for concrete cover c = 35 mm

Zniszczenie ścinająco-rozciągające zaobserwowano również we wszystkich elementach zbrojonych prętami stalowymi. Jednak odmiennie do elementów zbrojonych kompozytami, w elementach żelbetowych zniszczenie przebiegało gwałtownie. Po osiągnięciu maksymalnej siły obciążającej, rejestrowano jej spadek, przy jednoczesnym znacznym i nagłym zwiększeniu szerokości rozwarcia rysy niszczącej. Jedynie w elementach S-312/212-30-15 oraz S-316-35-15 rozwój rysy krytycznej był bardziej umiarkowany w porównaniu z pozostałymi belkami żelbetowymi i możliwy do zaobserwowania podczas badania. W początkowej fazie obciążania rozwijały się rysy typowe dla zginania, zaś rysy powstające na odcinkach ścinania były pochylone w kierunku punktu przyłożenia obciążenia, z tym mniejszym nachyleniem im znajdowały się bliżej podpory.

W przeważającej liczbie belek żelbetowych ostateczna rysa niszcząca, podobnie jak w wypadku belek zbrojonych prętami GFRP, powstała poprzez połączenie rysy typu „C" z rysą typu „A", co pokazano na rysunku 3.21. Do połączenia dochodziło prawie w połowie wysokości środnika. W nieco odmienny sposób doszło do zniszczenia elementu S-318-30-15. W belce tej rysa krytyczna powstała z połączenia dwóch rys typu „A" i „C", z których pierwsza („A") doznała dużej rozwartości na całej swojej długości, po czym nastąpił nagły rozwój rysy typu „C", co widać na zdjęciach w Załączniku.

Shear tension failure was also observed in all the members reinforced with steel bars. However, contrary to the members reinforced with composites, in the RC beams failure was rapid. After reaching the maximum loading force, its decrease, accompanied by vast and sudden increase of the critical shear crack width. Only in members S-312/212-30-15 and S-316-35-15 the development of critical shear crack was more moderate in comparison with the rest of RC beams and could be observed during the test. During the initial stage of loading, cracks that developed were the ones typical for bending and cracks appearing on shear span were inclined towards the load point, the closer to the support, the smaller the inclination.

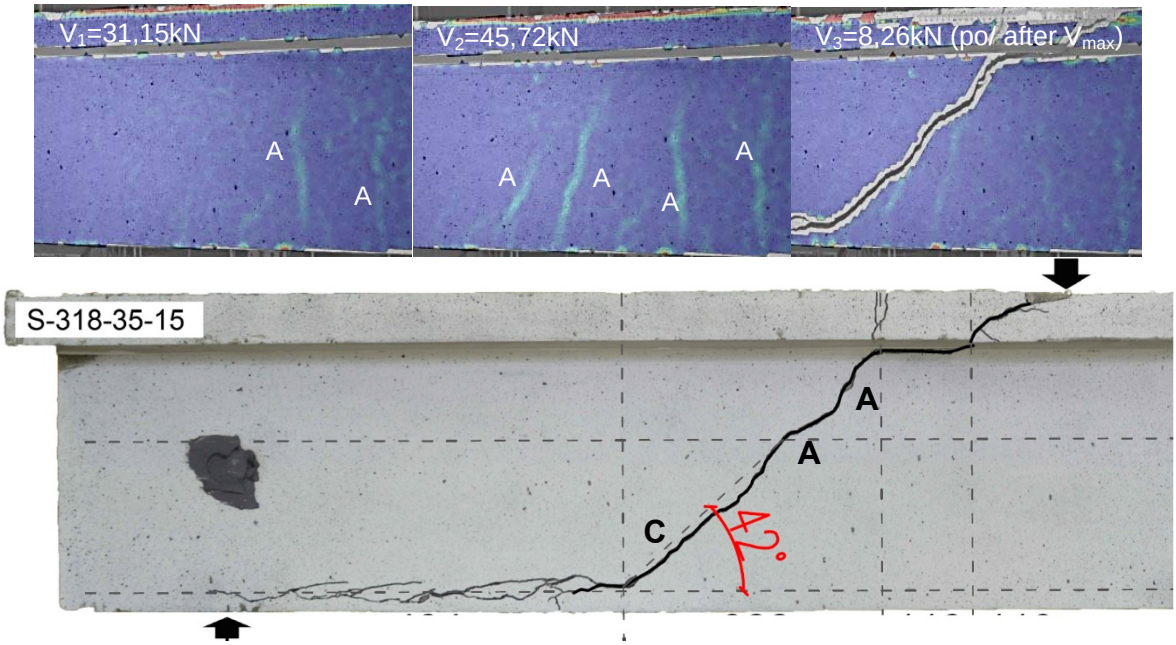
For majority of RC beams critical shear crack, as in beams reinforced with GFRP bars, resulted from the combination of a crack of "C" type and a crack of "A" type, which is shown in Fig. 3.21. The intersection point was almost in the middle of the web's height. Failure of member S-318-30-15 was a bit different. In this beam, critical shear crack was the result of combination of two cracks of "A" and "C" type, of which the first ("A") reached very high width on its whole length, and was followed by sudden development of a crack of "C" type (see photos in Appendix).



Rys. 3.21. Przykład zniszczenia poprzez połączenie rysy typu „A" i „C"
Fig. 3.21. Failure resulted by connection of cracks "A" and "C" type

Do ostatecznego zniszczenia na skutek połączenia trzech rys doszło jedynie w elemencie S-318-35-15. Dwie rysy pierwotne typu „A" o niewielkim kącie nachylenia rozwijały się wraz ze wzrostem wartości przyłożonego obciążenia, a w fazie końcowej nastąpił nagły rozwój trzeciej krótkiej i bardzo ukośnej rysy typu „C", formułując ostateczną postać rysy krytycznej, pokazaną na rysunku 3.22.

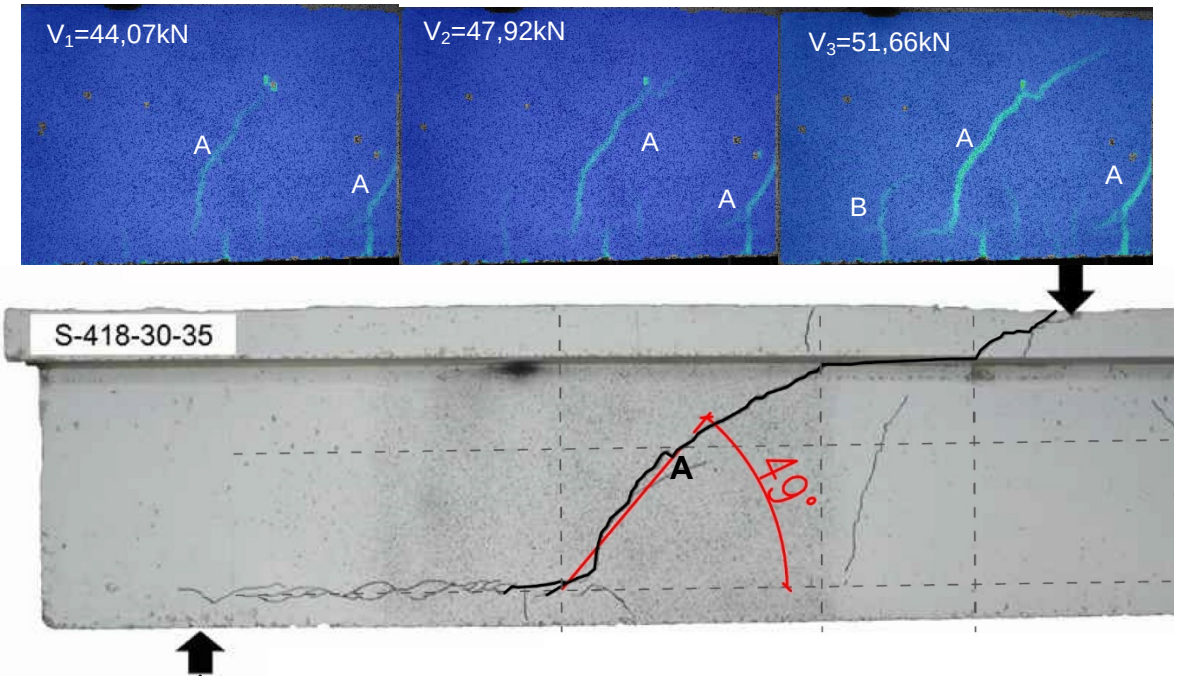
The critical failure resulting from the combination of three cracks occurred only in member S-318-35-15. Two primary cracks of "A" type with a small angle of inclination developed with the increase of the applied load, and in the final stage there was sudden development of a third short and very diagonal crack of "C" type, forming final critical crack shown in Fig. 3.22.



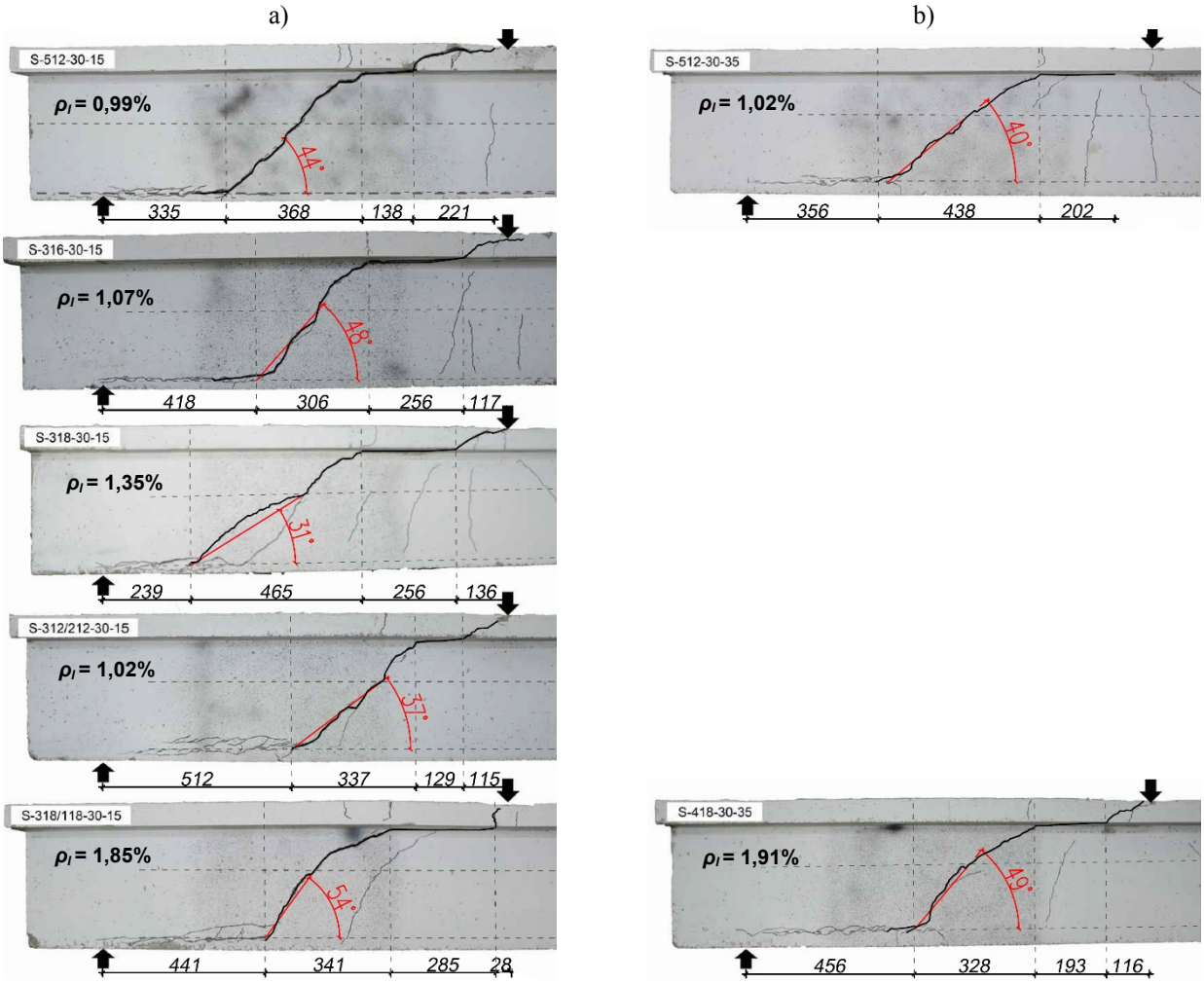
Rys. 3.22. Przykład zniszczenia poprzez połączenie dwóch rys typu „A" i rysy typu „C"
Fig. 3.22. Failure resulted by connection of cracks "A" and "C" type

Natomiast elementy ze zbrojeniem stalowym S-418-30-35, S-316-35-15, S-512-35-35, S-316-35-35 zniszczyły się gwałtownie na skutek rozwoju szerokości rozwarcia jednej rysy ukośnej „A", czego nie zaobserwowano w żadnym elemencie zbrojonym prętami GFRP, który zniszczył się typowo na ścinanie (przykład na rysunku 3.23).

The steel reinforced members S-418-30-35, S-316-35-15, S-512-35-35, S-316-35-35 failed rapidly due to development of the diagonal crack "A" width, which was never observed in any other GFRP reinforced member, typically failed in shear (example in Fig. 3.23).



Rys. 3.23. Przykład zniszczenia poprzez rozwój rysy typu „A"
Fig. 3.23. Failure resulted by connection of cracks "A" type



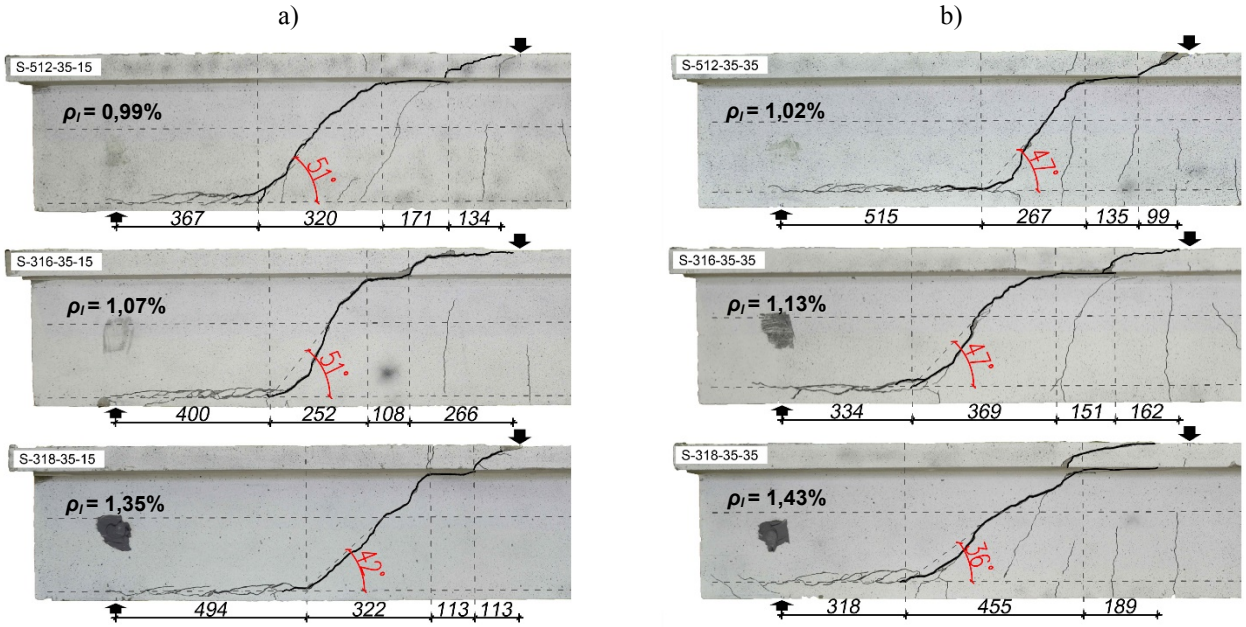
Rys. 3.24. Rysa krytyczna w elementach zbrojonych prętami stalowymi - I seria:
a) dla otuliny c = 15 mm; b) dla otuliny c = 35 mm
Fig. 3.24. The critical shear cracks in RC elements – I series:
a) for concrete cover *c* = 15 mm; b) for concrete cover *c* = 35 mm

Kąt nachylenia rysy niszczącej w elementach żelbetowych, wyznaczony według podanej wcześniej zasady (rysunek 3.18) wynosił: dla $\rho_l \sim 1\%$ do 37° do 51°, dla $\rho_l \sim 1{,}4\%$ do 31° do 42°, a $\rho_l \sim 1{,}8\%$ do 49° do 54°. Wyniki dla poszczególnych belek przedstawiono na rysunkach 3.24 i 3.25.

Analogicznie jak w elementach zbrojonych prętami GFRP rysa niszcząca w elementach żelbetowych rozwijała się wzdłuż styku środnika z półką, jako rysa typu „F" oraz wzdłuż zbrojenia zwykłego, jako rysy typu „D". W przeważającej liczbie belek żelbetowych w obu seriach (9 z 13 elementów) rysa krytyczna obejmowała środkową część odcinka ścinania, a poziomy odcinek rysy na linii zbrojenia dolnego osiągał długość od 335 mm do 456 mm, co widać na rysunkach 3.24 i 3.25. Jedynie w elementach S-312/212-30-15, S-318-35-15 oraz S-512-35-35 rysa niszcząca rozwinęła się bliżej punktu przyłożenia obciążenia, a początek rysy na poziomie zbrojenia podłużnego położony był w odległości od 494 mm do 515 mm od podpory. Natomiast w belce S-318-30-15 rysa krytyczna przecięła linię zbrojenia dolnego w odległości zaledwie 239 mm.

The angle the critical shear crack inclination in RC members, determined in accordance with the previously introduced rule (Fig. 3.18), was equal to: for $\rho_l \sim 1\%$ from 37° to 51°, for $\rho_l \sim 1.4\%$ from 31° to 42°, and for $\rho_l \sim 1.8\%$ from 49° to 54°. The results for particular beams are presented in figures 3.24 and 3.25.

Similarly to members reinforced with GFRP bars, critical shear crack in RC members developed along the junction of the web with the flange, as a crack of "F" type and along common reinforcement as cracks of "D" type. For majority, i.e. 9 of 13, of RC beams in both series the critical shear crack was located in the middle part of shear span, and the horizontal section of the crack on the line of the bottom reinforcement reached the length from 335 mm to 456 mm, which is presented in figures 3.24 and 3.25. Only in members S-312/212-30-15, S-318-35-15 as well as S-512-35-35, critical shear crack developed closer to the load point, and the beginning of the crack at the level of longitudinal reinforcement was located between 494 mm and 515 mm from the support, whereas in beam S-318-30-15 the critical shear crack cut the line of the bottom reinforcement at a horizontal distance of 239 mm from the axis of the support.



Rys. 3.25. Rysa krytyczna w elementach zbrojonych prętami stalowymi - II seria:
a) dla otuliny c = 15 mm; b) dla otuliny c = 35 mm
Fig. 3.25. The critical shear cracks in RC elements – II series:
a) for concrete cover *c* = 15 mm; b) for concrete cover *c* = 35 mm

Wszystkie dotychczas opisane mechanizmy zniszczenia można ogólnie nazwać mechanizmami ścinająco-rozciągającymi. Na szczególną uwagę zasługują cztery całkiem nieoczekiwane mechanizmy zniszczenia, które wystąpiły tylko w belkach zbrojonych prętami GFRP II serii (G-512-35-15, G-512-35-35 G-418-35-15 oraz G-318-35-35). Ten całkiem odmienny od pozostałych mechanizm zniszczenia spowodowany utratą przyczepności zbrojenia głównego miał gwałtowny charakter.

Sposób rozwoju zarysowania w belkach G-418-35-15 oraz G-318-35-35 był zbliżony do zniszczenia ścinająco-rozciągającego (rysunki 3.11 i 3.12). Jednak elementy te uzyskały znacznie wyższą nośność na ścinanie niż pozostałe elementy z odpowiadającym im stopniem zbrojenia, jak można zauważyć na podstawie wyników przedstawionych w tabeli 3.9. Po dogłębnej analizie rozwoju zarysowania, możliwej dzięki zdjęciom wykonanym systemem Aramis, dostrzeżono pewne różnice w sposobie zarysowania, które były przyczyną odmiennej pracy wymienionych belek. W elementach G-418-35-15 oraz G-318-35-35 rysa niszcząca rozwinęła się bardzo blisko punktu przyłożenia obciążenia, a poziomy odcinek rysy pod półką (rysa typu „F"), jak również odcinek ukośny na półce (rysa typu „G") były bardzo krótkie, co widać na rysunkach 3.19 i 3.20. Pomimo znacznego zarysowania na poziomie zbrojenia podłużnego oraz wystąpienia widocznej dla ludzkiego oka rysy ukośnej następował wzrost siły obciążającej, czego dowodzi rozwój zarysowania przedstawiony w Załączniku.

W elementach G-512-35-15 oraz G-512-35-35 nieoczekiwanie doszło do odmiennego w stosunku do pozostałych belek sposób zniszczenia, gdyż nastąpiła wyraźna utrata przyczepności zbrojenia oraz odspojenie betonowej otuliny, co pokazano na rysunku 3.11 i 3.12.

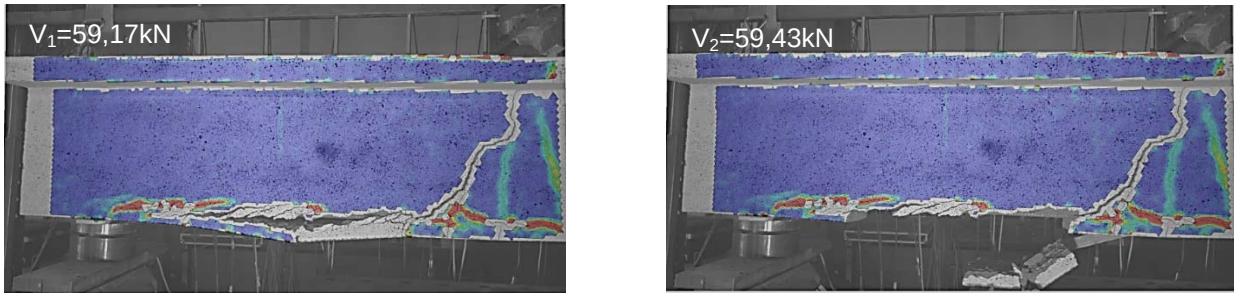
All mechanisms of failure described so far may be generally called shear tension mechanisms. The most interesting ones are four quite unexpected mechanisms of failure, which occurred only in beams of the second series reinforced with GFRP bars (G-512-35-15, G-512-35-35 G-418-35-15 and G-318-35-35). This exceptional mechanism of failure caused by concrete bond loss of main reinforcement was rapid.

The way the cracks developed in G-418-35-15 and G-318-35-35 beams was similar to shear tension failure (figures 3.11 and 3.12). However, these members achieved much higher shear capacity than the rest of members with corresponding reinforcement ratio, as one can observe on the basis of the results presented in table 3.9. After a thorough analysis of the development of crack pattern, possible owing to photographs taken with the Aramis system, some differences in crack pattern causing different work of hereabove mentioned beams were observed. In G-418-35-15 and G-318-35-35 members critical shear crack developed very close to the load point, a horizontal section of the crack under the flange (a crack of "F" type), and also diagonal section on the flange (a crack of "G" type) were very short, which is presented in figures 3.19 and 3.20. Despite significant cracking at the level of longitudinal reinforcement and the appearance of a diagonal crack evident to the human eye, loading force increased, which is proved by the crack development presented in table in Appendix.

Unexpectedly, in G-512-35-15 and G-512-35-35 members, failure was different from other beams, because there was a clear concrete bond loss of reinforcement and debonding of concrete cover, which is shown in fig.3.11 and 3.12.

W początkowym stadium obciążania elementu G-512-35-15 powstały rysy typowe dla zginania jak w elementach pozostałych, jednak w tym wypadku rysy rozwijały się głównie na obszarze poprzecznie zbrojonym, natomiast w części poddawanej badaniom pojawiła się tylko jedna niemal pionowa rysa typu „A", która na poziomie zbrojenia postępowała w kierunku poziomym prowadząc do odspojenia betonu. W wypadku tej belki, z uwagi na obawę zniszczenia stanowiska badawczego oraz zaskoczenie nietypowym sposobem rozwoju rys w stosunku do belek poprzednich, badanie zostało przerwane. W podobny sposób postępował rozwój rys w elemencie G-512-35-35, jednak w tym wypadku badanie przeprowadzono do końca. Pojawiły się tutaj rysy zapoczątkowane zginaniem (typ „A"), które na obszarze pomiędzy siłą a podporą stawały się pochylone. Doszło również do znacznego rozwoju rys ukośnych w obszarze zbrojonym poprzecznie, co widać na rysunku 3.12. Natomiast na odcinku bez zbrojenia na ścinanie pojawiła się rysa wzdłuż zbrojenia, która spowodowała odspojenie otuliny (rysunek 3.26). Rysa niszcząca powstała z połączenia rysy ukośnej „C" położonej w niewielkiej odległości od punktu obciążenia z rysą typu „A". Wzdłuż styku półki ze środnikiem wystąpił krótki, poziomy odcinek rysy typu „F", który rozwinął się na półce w kierunku pionowym dokładnie pod siłą tworząc rysę typu „G". Nośność belki G-512-35-35, podobnie jak w wypadku belek G-418-35-15 oraz G-318-35-35, była znacznie wyższa niż pozostałych elementów z analogicznym stopniem zbrojenia.

During the initial stage of loading of G-512-35-15 member, cracks typical for bending appeared, similarly to other members. However, in this case cracks developed mainly in the transversely reinforced area, whereas in the tested part only one almost vertical crack of "A" type appeared and developed in the horizontal direction at the level of reinforcement, causing debonding of concrete. In case of this beam, due to potential failure of the test stand as well as unexpected untypical development of cracks in comparison with the previous beams, the test was terminated. The development of cracks in G-512-35-35 member was similar but in this case the full test was carried out. Cracks evoked by bending (type "A") appeared here and in the area between the force and the support became inclined. There was also a significant development of diagonal cracks in the transversely reinforced zone, which is presented in fig.3.12. Whereas on the section without reinforcement, a crack along reinforcement developed and caused debonding of the cover (fig.3.26). Critical shear crack developed as a combination of a diagonal crack "C" located near the load point with a crack of "A" type. Along the junction of the flange with the web, a short, horizontal section of a crack of "F" type appeared and developed on the flange vertically, exactly under the force creating a crack of "G" type. The load-bearing capacity of G-512-35-35 beam, like of G-418-35-15 and G-318-35-35 beams, was much higher than in other members with similar reinforcement ratio.



Rys. 3.26. Odspojenie betonowej otuliny w elemencie G-512-35-35 (zarejestrowane systemem Aramis)
Fig. 3.26. Detachment of concrete cover in beam G-512-35-35 (registered by Aramis system)

W myśl teorii Muttoniego (*Muttoni i Ruiz*, 2008) oraz Mariego (*Marí i in.*, 2014) niszczenie elementów może przebiegać od zginania do ścinania. Teorię tę potwierdziły przeprowadzone badania własne. W elementach, które uległy zniszczeniu ścinająco-rozciągającemu, niszczenie na ścinanie zostało zainicjowane rysami od zginania. W belkach zbrojonych prętami GFRP następował stopniowy rozwój rys, możliwy do zaobserwowania w trakcie prowadzenia badań. Natomiast mechanizm niszczenia belek zbrojonych stalą poprzedzony był podobnym układem zarysowania, ale przebieg niszczenia był bardzo gwałtowny.

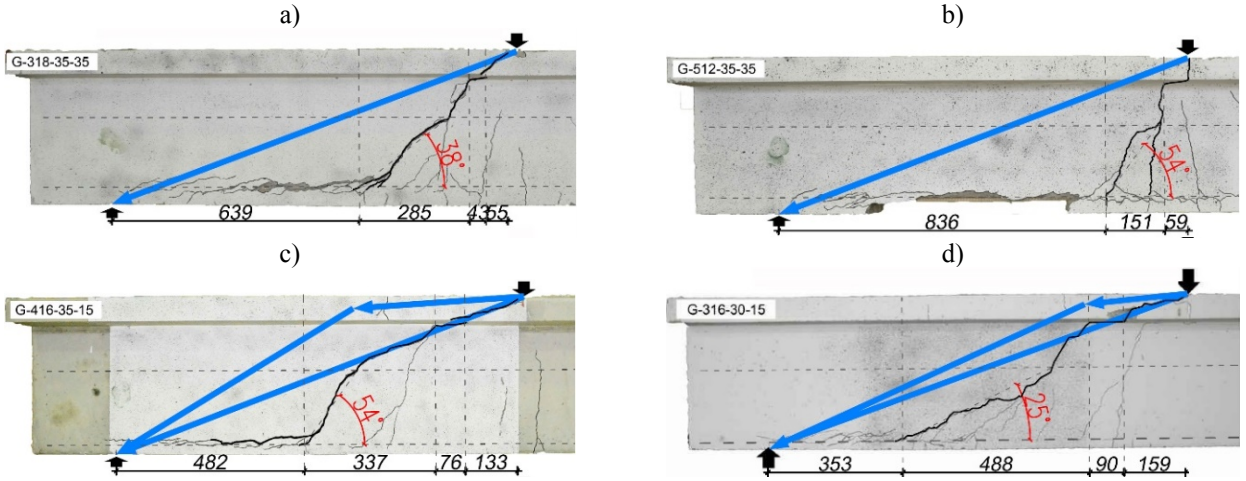
Wyjaśnienia zaobserwowanych mechanizmów zniszczenia należy szukać w sposobie przekazywania siły ściskającej (w krzyżulcu ściskanym) na podporę. W elementach zniszczonych w sposób ścinająco-rozciągający przebieg rysy krytycznej położonej bliżej podpory zakłócał bezpośrednie przekazanie naprężeń ściskających na podporę.

According to theory of Muttoni (*Muttoni and Ruiz*, 2008) and Mari (*Marí et al*, 2014), failure of members may proceed from bending to shear. This theory was proved by authors' own research. In the members failed in shear tension, failure in shear was initiated with cracks from bending. In beams reinforced with GFRP bars there was subsequent development of cracks, which could be observed during the tests. While the failure mechanism of beams reinforced with steel was preceded by similar crack pattern, the failure was very rapid.

The explanation of the observed mechanisms of failure can be found in the way compression force is transferred (in a strut) onto the support. In the members which underwent shear tension failure, development of critical shear located closer to support disturbed direct transfer of compression stress onto the support.

Zgodnie z teorią Muttoniego (*Muttoni i Ruiz*, 2008) nośność na ścinanie jest najczęściej zapewniana poprzez ukształtowanie się zakrzywionego krzyżulca ściskanego oraz bezpośrednie przekazanie siły wzdłuż rysy na podporę, dzięki występowaniu efektu zazębiania się kruszywa. Taki sposób niszczenia wystąpił w dwudziestu dziewięciu elementach I i II serii, za wyjątkiem czterech belek G-512-35-15, G-512-35-35, G-418-35-15 oraz G-318-35-35 (zbrojonych prętami GFRP, II serii). Przekazywanie naprężeń ściskających na podporę w belkach zniszczonych w sposób ścinająco-rozciągający pokazano na rysunku 3.27 c i d. We wskazanych belkach II serii (G-512-35-15, G-512-35-35, G-418-35-15 oraz G-318-35-35) powstanie rysy od zginania zainicjowało nagłą utratę przyczepności zbrojenia głównego do betonu, postępującą od miejsca powstania tej rysy w kierunku podpory. Położenie rysy niszczącej nie zaburzało w tych belkach bezpośredniego przekazania siły ściskającej na podporę (rysunek 3.27 a i b). Silne zakotwienie prętów zbrojenia dolnego uaktywniało mechanizm łukowo-rozporowy, co z kolei przyczyniło się do osiągnięcia znacznie wyższych wartości sił niszczących w porównaniu z analogicznymi elementami zniszczonymi w sposób ścinająco-rozciągający w I serii.

According to Muttoni's theory (*Muttoni and Ruiz*, 2008), shear capacity is most often provided by forming of a bent strut as well as by direct transfer of force along a crack onto the support, owing to the aggregate interlock effect. Such failure mode occurred in 29 members of the first and second series, apart from four beams of the second series: G-512-35-15, G-512-35-35, G-418-35-15 and G-318-35-35, reinforced with GFRP bars. Transferring compression stress onto the support in beams which failed in shear tension is shown in Fig. 3.27 c and d. In the following beams of the second series: G-512-35-15, G-512-35-35, G-418-35-15 and G-318-35-35, the development of the flexural crack initiated sudden bond loss of the main reinforcement to concrete, developing towards the support. The location of critical shear crack didn't distort direct transfer of compression force onto the support in these beams (Fig. 3.27 a and b). Strong anchorage of the bars in bottom reinforcement activated arch mechanism, which in turn contributed to reaching much higher values of failure loads in comparison with similar members which underwent shear tension failure in series I.



Rys. 3.27. Mechanizmy przenoszenia siły ścinającej w badanych elementach
Fig. 3.27. The shear transfer mechanism in tested elements

3.2.2. Obciążenia niszczące

W tabeli 3.9. przedstawiono uzyskane w badaniach wartości maksymalnych sił obciążających F_{max} oraz odpowiadających im maksymalnych sił poprzecznych V_{max}. W celu wyeliminowania wpływu różnic wysokości użytecznych belek d na maksymalną siłę poprzeczną V_{max}, dalszą analizę wyników przeprowadzono w odniesieniu do naprężeń ścinających τ_{max}. Podano również wartości obciążeń rysujących F_{cr} oraz odpowiadających sił tnących V_{cr} i naprężeń rysujących τ_{cr}, dla których odkształcenie główne rozciągające (obliczone zgodnie ze wzorem 3.1 (*Perry*, 1989) na podstawie rozety przeciętej rysą ukośną osiągnęło wartość $\varepsilon_{cr} = f_{cm} / E_{cm}$ (wartość E_{cm} policzono zgodnie z (PN-EN 1992-1-1, 2008)).

3.2.2. Ultimate loads

Table 3.9 presents the values of maximum loading forces F_{max} and corresponding maximum transverse forces V_{max} obtained in tests. In order to eliminate the influence of differences in effective depth of beams d on maximum transverse force V_{max}, further analysis of results was carried out with regard to shear stress τ_{max}. Other data presented are: the value of cracking force F_{cr} and corresponding shear force V_{cr} and cracking stress τ_{cr}, for which main tensile strain, calculated in accordance with equation 3.1 (*Perry*, 1989) on the basis of rosette crossed by a diagonal crack, reached the value $\varepsilon_{cr} = f_{cm} / E_{cm}$. The latest, i.e E_{cm}, was calculated in accordance with (PN-EN 1992-1-1, 2008).

Tabela 3.9. Wyniki badań
Table 3.9. Test results

L.p.	Element	F_{max} [kN]	V_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	F_{cr} [kN]	V_{cr} [kN]	τ_{cr} [MPa]	Zniszczenie/ Failure
1	G-512-30-15	88,10	34,26	0,60	52,00	20,22	0,36	ST (A+3C)
2	G-316-30-15	81,60	31,73	0,56	64,00	24,89	0,44	ST (A+3C)
3	G-318-30-15	99,17	38,57	0,68	-	-	-	ST (A+C)
4	G-416-30-15	89,40	34,77	0,61	71,50	27,81	0,49	ST (A+C)
5	G-418-30-15	98,10	38,15	0,68	-	-	-	ST (A+C)
6	S-512-30-15	142,95	55,59	0,98	108,80	42,31	0,74	ST (A+C)
7	S-316-30-15	135,23	52,59	0,93	132,30	51,45	0,91	ST (A+C)
8	S-318-30-15	144,30	56,12	0,99	143,80	55,92	0,99	ST (A+C)
9	G-312/212-30-15	89,44	34,78	0,63	64,60	25,12	0,46	ST(A+2C+E)
10	G-318/118-30-15	122,72	47,72	0,87	86,20	33,52	0,61	ST (A+2C)
11	S-312/212-30-15	130,97	50,93	0,92	116,40	45,27	0,82	ST (A+C)
12	S-318/118-30-15	158,90	61,79	1,12	122,00	47,44	0,86	ST (A+C)
13	G-512-30-35	83,50	32,47	0,60	60,50	23,53	0,44	ST (A+C)
14	G-316-30-35	79,80	31,03	0,58	56,60	22,01	0,41	ST (A+C)
15	G-318-30-35	88,50	34,42	0,64	61,40	23,88	0,45	ST (A+C)
16	G-418-30-35	101,40	39,43	0,74	-	-	-	ST (A+C)
17	S-512-30-35	116,34	45,24	0,84	87,70	34,11	0,63	ST (A+C)
18	S-418-30-35	136,10	52,93	0,99	73,10	28,43	0,53	ST (A)
19	G-512-35-15	76,28	29,66	0,52	-	-	-	B
20	G-316-35-15	80,52	31,31	0,55	63,02	24,51	0,43	ST (A+C)
21	G-318-35-15	86,80	33,76	0,60	-	0,00	0,00	ST (A+C)
22	G-416-35-15	83,40	32,43	0,57	82,71	32,17	0,57	ST (A+C)
23	G-418-35-15	128,64	50,03	0,89	48,04	18,68	0,33	B
24	S-512-35-15	116,08	45,14	0,79	103,51	40,25	0,71	ST (A+C)
25	S-316-35-15	114,49	44,52	0,79	107,04	41,63	0,74	ST (A)
26	S-318-35-15	120,97	47,04	0,83	-	-	-	ST (2A+C)
27	G-512-35-35	154,97	60,27	1,12	62,93	24,47	0,45	B
28	G-316-35-35	76,88	29,90	0,56	-	-	-	ST (A+C)
29	G-318-35-35	118,40	46,04	0,86	62,08	24,14	0,45	B
30	G-418-35-35	90,35	35,14	0,66	-	0,00	0,00	ST (A+C)
31	S-512-35-35	111,59	43,40	0,81	-	0,00	0,00	ST (A)
32	S-316-35-35	107,27	41,72	0,78	103,66	40,31	0,75	ST (A)
33	S-318-35-35	120,58	46,89	0,88	95,13	37,00	0,69	ST (A+C)

F_{max} – maksymalna przyłożona siła zarejestrowana podczas bada nia/ the maximum load registered during test; V_{max}=7/18· F_{max} – maksymalna poprzeczna siła zarejestrowana podczas ba dania/ the maximum shear force registered during the test; $\tau_{max} = V_{max}/(b_w d_{eq})$ – maksymalne naprężenie ścinające/ the maxi mum shear stress; F_{cr} – zarejestrowana podczas badania siła, przy której odkształcenie główne rozciągające w rozecie przeci ętej rysą ukośną wynosiło $\varepsilon_{cr} = f_{cm}/E_{cm}$/ the force registedred during test, for which the main tensile strain in the rossette cro ssed by critical crack equaled $\varepsilon_{cr} = f_{cm}/E_{cm}$; V_{cr} = 7/18 · F_{cr} – poprzeczna siła, przy której doszło do zarysowania ukośne go/ the shear force corresponding diagonal cracking; $\tau_{cr} = V_{cr}/(b_w d_{eq})$ – naprężenie rysujące/ the cracking stress; sposoby zniszcze nia/ the type of failure: ST – „shear tension" (ścinająco-rozciągające), w nawiasie podano typy rys tworzących rysę niszczącą/ in brackets the type of cracks making critical crack (typ/ type „A", „C", „F"); B – „bond loss" (zniszczenie zwi ązane z utratą przyczepności zbrojenia)

3.2.3. Odkształcenia betonu

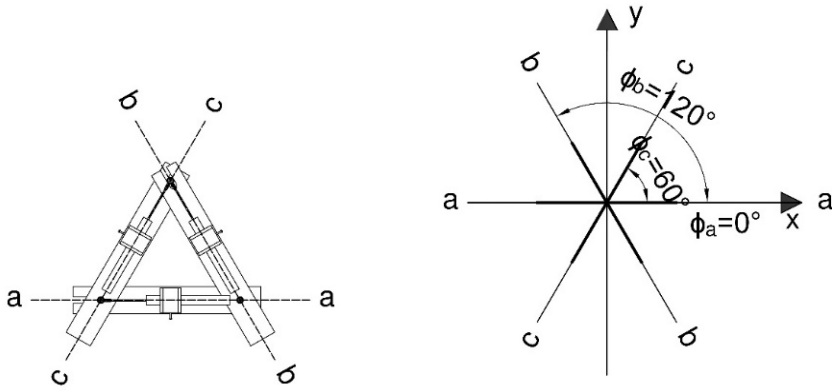
Odkształcenia główne w miejscu rysy niszczącej

Na bocznej powierzchni środnika umieszczono czujniki indukcyjne LVDT zamontowane w postaci równobocznych, trójkątnych rozet. Układ rozet na długości odcinka ścinania pokazano w rozdziale 2 na rysunku 2.10. W analizie odkształceń betonu uwzględniono tylko te rozety, które zostały przecięte ukośną rysą, ponieważ jedynie te rozety zarejestrowały istotne deformacje powierzchni betonu.

3.2.3. Concrete strain

Main strain in the location of the critical shear crack

LVDT gauges in the form of equilateral, triangular rosettes were placed on the lateral surface of the web. The arrangement of the rosettes over the length of shear span is shown in chapter 2, in fig.2.10. The analysis of concrete strain considers only the rosettes which were crossed by a diagonal crack, because only these rosettes recorded important deformations of the surface of concrete.



Rys. 3.28. Oznaczenie składowych odkształceń w rozecie
Fig. 3.28. The component strain in the rosette

Na podstawie składowych odkształceń ε_a, ε_b, ε_c, przyjętych zgodnie z rysunkiem 3.28, obliczono odkształcenia wzdłuż kierunków głównych ε_1 i ε_2 ze wzoru (3.1) (*Perry*, 1989):

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{3}\left(\varepsilon_a + \varepsilon_b + \varepsilon_c\right) \pm \pm \frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{\left(\varepsilon_a - \varepsilon_b\right)^2 + \left(\varepsilon_b - \varepsilon_c\right)^2 + \left(\varepsilon_a - \varepsilon_c\right)^2} \tag{3.1}$$

W tabeli 3.10 przedstawiono wartości odkształceń głównych ε_1 i ε_2 odpowiadających maksymalnym naprężeniom ścinającym wraz z numerami czujników LVDT, uwzględnionych w analizie obliczeń (numerację czujników zaczerpnięto z rysunku 2.10 w rozdziale 2). Na rysunkach 3.29-3.32 przedstawiono graficzną interpretację naprężeń ścinających w funkcji odkształceń głównych.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że w momencie powstania rysy odczyty czujników indukcyjnych mierzą zarówno deformacje na długości odcinka pomiarowego, jak również szerokość rozwarcia rysy. Potwierdzeniem dużego wpływu szerokości rozwarcia rys na uzyskane wyniki są dodatnie wartości głównych odkształceń ściskających ε_2 w elementach G-512-30-15, G-316-30-35 oraz S-318-35-35. W tych wypadkach naprężenia rozciągające osiągnęły już znaczną wartość, a powstająca rysa o znacznej rozwartości zaburzyła pomiary czujników indukcyjnych.

Dwa typy zniszczenia opisane w niniejszym podrozdziale (ścinająco-rozciągające, ST oraz na skutek utraty przyczepności zbrojenia podłużnego do betonu, B), znajdują odzwierciedlenie w wartościach zarejestrowanych odkształceń głównych, przedstawionych w tabeli 3.10.

On the basis of the composition of those strain ε_a, ε_b, ε_c, illustrated in Fig. 3.28, strain along main directions ε_1 and ε_2 was calculated from the equation (3.1) (*Perry*, 1989):

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{3}\left(\varepsilon_a + \varepsilon_b + \varepsilon_c\right) \pm \pm \frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{\left(\varepsilon_a - \varepsilon_b\right)^2 + \left(\varepsilon_b - \varepsilon_c\right)^2 + \left(\varepsilon_a - \varepsilon_c\right)^2} \tag{3.1}$$

Table 3.10 presents the values of principal strain ε_1 and ε_2 corresponding to maximum shear stress with numbers of LVDT gauges, considered in the analysis of calculations (the source of numbering of sensors is figure 2.10 in chapter 2). Figures 3.29-3.32 present a graphic interpretation of shear stress in the function of principal strain.

It should be pointed out that the moment a crack appears, the LVDTs measure both strain over the measuring length and the width of cracks. The proof of great influence of the width of the cracks on the obtained results is positive values of the principal compressive strain ε_2 in members G-512-30-15, G-316-30-35 and S-318-35-35. In these cases, tensile stress has already reached considerable value and the forming crack of considerable width upset the measurements of the induction sensors.

Two types of failure described in this subchapter: ST, i.e. failure in shear tension, and B, i.e. failure resulting from bond loss of longitudinal reinforcement to concrete, are reflected in the values of registered main strain, presented in table 3.10.

W elementach G-512-35-35, G-318-35-35 oraz G-418-35-15, które uległy zniszczeniu na skutek utraty przyczepności zbrojenia, zarejestrowano wyższe wartości odkształceń g łównych (ε_1 = 16,47‰ ÷ 38,53‰, ε_2 = -0,15‰ ÷ -3,82‰) niż w pozostałych belkach, które zniszczyły się w sposób ścinająco-rozciągający (ε_1 = 0,08‰ ÷ 13,98‰, ε_2 = -1,02‰ ÷ -0,01‰). Różnica ta jest spowodowana wyższą wartością siły niszczącej oraz szczególnie w wypadku naprężeń rozciągających, wpływem szerokości rozwarcia rys, które powstały podczas procesu niszczenia elementów, a przecinając bazę czujnika indukcyjnego, znacząco zawyżyły wartości odkształceń betonu.

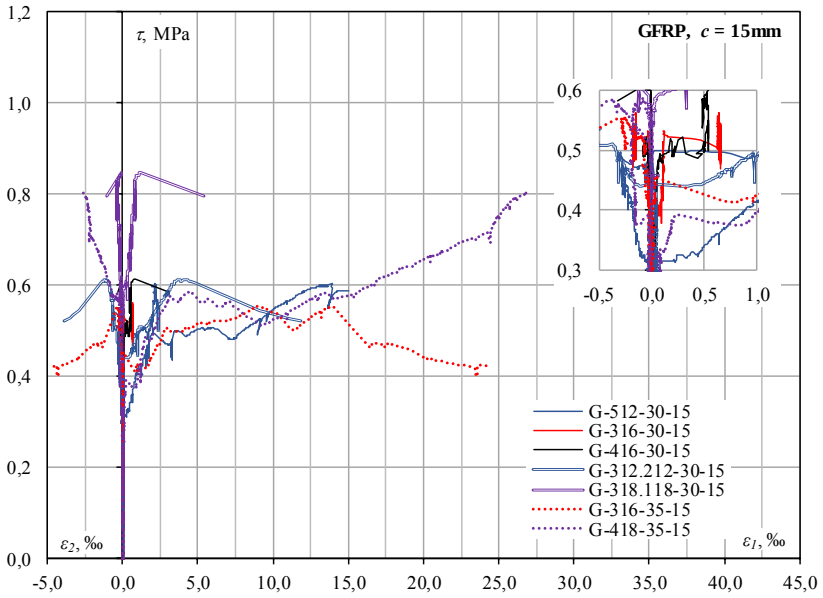
In members G-512-35-35, G-318-35-35 as well as G-418-35-15, which failed due to concrete bond loss of reinforcement, higher values of principal strain were registered (ε_1 = 16.47‰ ÷ 38.53‰, ε_2 = -0.15‰ ÷ -3.82‰), when compared with other beams which underwent shear tension failure (ε_1 = 0.08‰ ÷ 13.98‰, ε_2 = -1.02‰ ÷ -0.01‰). The difference is caused by higher value of failure load and, especially in case of tensile stress, the influence of width of the cracks, which developed during the process of failure of members, and cutting the base of a strain gauge, significantly overstated the values of concrete strain.

Tabela 3.10. Wartości odkształceń głównych obliczonych z rozet przeciętych rysą niszczącą dla obciążenia niszczącego
Table 3.10. Values of principal strain calculated for rosette crossed by critical crack under failure load

L.p.	Element	Numery czujników tworzących rozważaną rozetę/ Numbers of gauges in considered rosette	Nr rozety Rosette no.	ε_1 [‰]	ε_2 [‰]
1	G-512-30-15	9-10-11	1	13,98	2,14
2	G-316-30-15	12-14-15	2	0,63	-0,15
3	G-318-30-15	brak wyników na czujnikach/ no results	-	-	-
4	G-416-30-15	16-17-18	3	0,84	0,00
5	G-418-30-15	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
6	S-512-30-15	16-17-18	3	0,55	-0,18
7	S-316-30-15	16-17-18	3	0,13	-0,01
8	S-318-30-15	12-14-15	2	0,08	-0,02
9	G-312/212-30-15	12-14-15	2	3,64	-1,02
10	G-318/118-30-15	12-14-15	2	1,14	-0,07
11	S-312/212-30-15	12-14-15	2	0,55	-0,01
12	S-318/118-30-15	16-17-18	3	0,85	-0,27
13	G-512-30-35	12-14-15	2	1,87	-0,32
14	G-316-30-35	16-17-18	3	3,28	0,18
15	G-318-30-35	16-17-18	3	2,36	-0,10
16	G-418-30-35	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
17	S-512-30-35	12-14-15	2	0,71	-0,18
18	S-418-30-35	12-14-15	2	0,94	-0,18
19	G-512-35-15	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
20	G-316-35-15	9-10-11	1	9,09	-0,26
21	G-318-35-15	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
22	G-416-35-15	brak wyników na czujnikach/ no results	-	-	-
23	G-418-35-15	9-10-11	1	32,64	-3,82
24	S-512-35-15	16-17-18	3	0,49	-0,04
25	S-316-35-15	12-14-15	2	0,40	-0,15
26	S-318-35-15	brak wyników na czujnikach/ no results	-	-	-
27	G-512-35-35	9-10-11	1	38,53	-0,15
28	G-316-35-35	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
29	G-318-35-35	9-10-11	1	16,47	-2,66
30	G-418-35-35	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
31	S-512-35-35	rysa nie przecięła rozety/ the crack did't cross the rosette	-	-	-
32	S-316-35-35	16-17-18	3	0,96	0,00
33	S-318-35-35	16-17-18	3	0,76	0,25

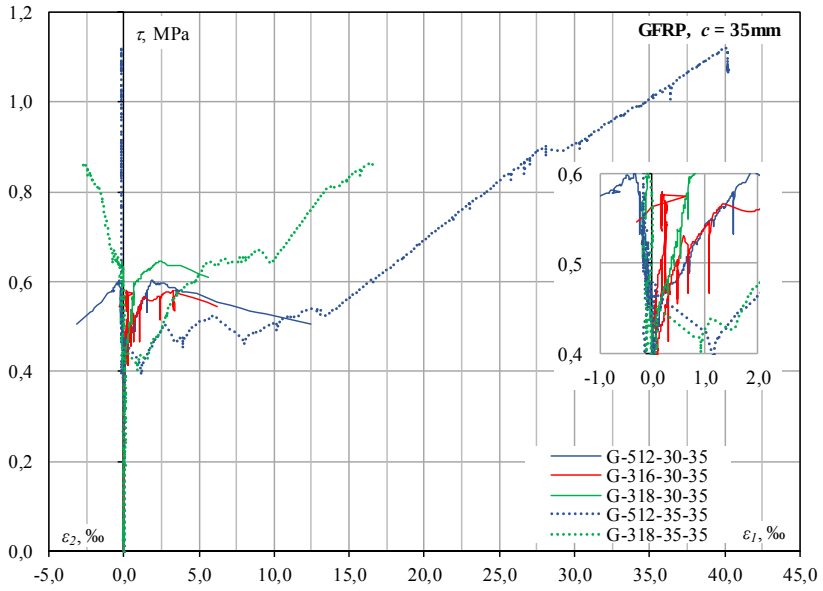
W elementach o niskim stopniu zbrojenia (około 1%) i betonowej otulinie grubości 15 mm, które uległy typowemu zniszczeniu ścinająco-rozciągającemu, widoczny jest znaczny wzrost wartości odkształceń od zarysowania do momentu osiągnięcia maksymalnych naprężeń ścinających, co wyraźnie obrazują wykresy na rysunku 3.29 dla elementów zbrojonych prętami GFRP oraz 3.31 dla elementów żelbetowych. Sztywność elementów o niskim stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1\%$, ulegała po zarysowaniu znaczącej redukcji, a w dodatku niski moduł sprężystości prętów szklanych spotęgował niską osiową sztywność zbrojenia, które mało skutecznie zabezpieczało element przed dalszą utratą sztywności i rozwijającym się zarysowaniem.

In members with low reinforcement ratio (around 1%) and a 15 mm-thick concrete cover, failed in ST, one can observe a considerable increase in the value of strain from crack development up to the moment of reaching maximum shear stress, which is clearly shown in the graphs of fig. 3.29 for members reinforced with GFRP bars and in fig. 3.31 for of RC members. Stiffness of members with low reinforcement ratio $\rho_l \sim 1\%$, was considerably reduced after cracking, and, what's more, low modulus of elasticity of glass bars escalated low axial stiffness of reinforcement, which protected the member against further loss of stiffness and developing cracking ineffectively.



Rys. 3.29. Zależność odkształceń głównych od naprężeń ścinających w badanych belkach ze zbrojeniem GFRP, c = 15 mm

Fig. 3.29. Principal strain and shear stress relationship in GFRP reinforced beams, c = 15 mm



Rys. 3.30. Zależność odkształceń głównych od naprężeń ścinających w badanych belkach ze zbrojeniem GFRP, c = 35 mm

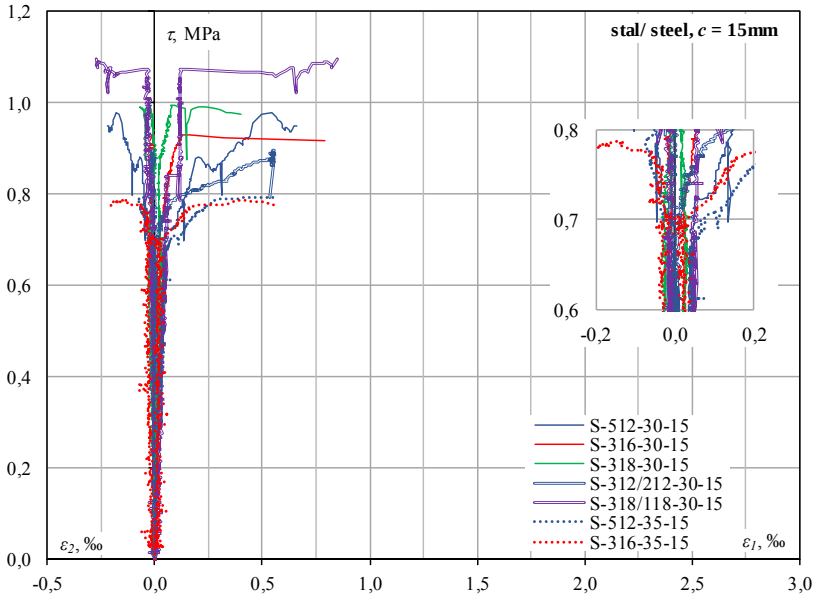
Fig. 3.30. Principal strain and shear stress relationship in GFRP reinforced beams, c = 35 mm

Wyraźny wpływ stopnia zbrojenia podłużnego na wartości stycznych naprężeń rysujących τ_{cr} zaobserwowano wyłącznie w belkach zbrojonych prętami GFRP z otuliną o grubości 15 mm, które zniszczyły się w sposób ścinająco-rozciągający. Zmiana nachylenia wykresu naprężeń rozciągających na rysunku 3.29, sygnalizująca moment zarysowania ukośnego, potwierdza wzrost wartości naprężeń rysujących τ_{cr} wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia. Wpływ stopnia zbrojenia podłużnego na wzrost stycznych naprężeń rysujących nie jest tak jednoznaczny w pozostałych elementach. Ułożenie zbrojenia w dwóch warstwach zamiast w jednej, opóźniło zarysowanie zarówno w wypadku elementów żelbetowych, jak i zbrojonych prętami GFRP. W belkach G-112/212-30-15 oraz S-312/212-30-15, o jednakowym stopniu zbrojenia ($\rho_l \sim 1\%$) zbrojonych na zginanie prętami ułożonymi w dwóch poziomach, zarejestrowano wzrost naprężeń rysujących w stosunku do odpowiadających im belek G-512-30-15 oraz S-512-30-15 (o tym samym stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1\%$, ale zbrojonych w jednym poziomie, rysunki 3.29 i 3.31).

Wyjaśnieniem takiego zachowania się belek jest udział siły klockującej zbrojenie podłużne w nośności na ścinanie. Ten wpływ jest znacznie słabszy w elementach zbrojonych jedną warstwą zbrojenia niż dwiema. Efekt siły klockującej jest również widoczny (choć znacznie słabszy niż w wypadku dwóch warstw) w elementach o tym samym stopniu zbrojenia, otulinie 15 mm, ale zbrojonych różną liczbą prętów różnej średnicy. Dla przykładu belka G-512-30-15 (zbrojona pięcioma prętami o średnicy 12 mm) zarysowała się szybciej niż belka G-316-30-15 o tym samym stopniu zbrojenia (zbrojona trzema prętami o średnicy 16 mm). Z porównania belek żelbetowych i zbrojonych prętami GFRP o tym samym stopniu zbrojenia (rysunki 3.29-3.32) widać wyraźny wpływ czterokrotnie wyższego modułu sprężystości stali w porównaniu z włóknem szklanym w postaci znacznie wyższych stycznych naprężeń rysujących w elementach żelbetowych.

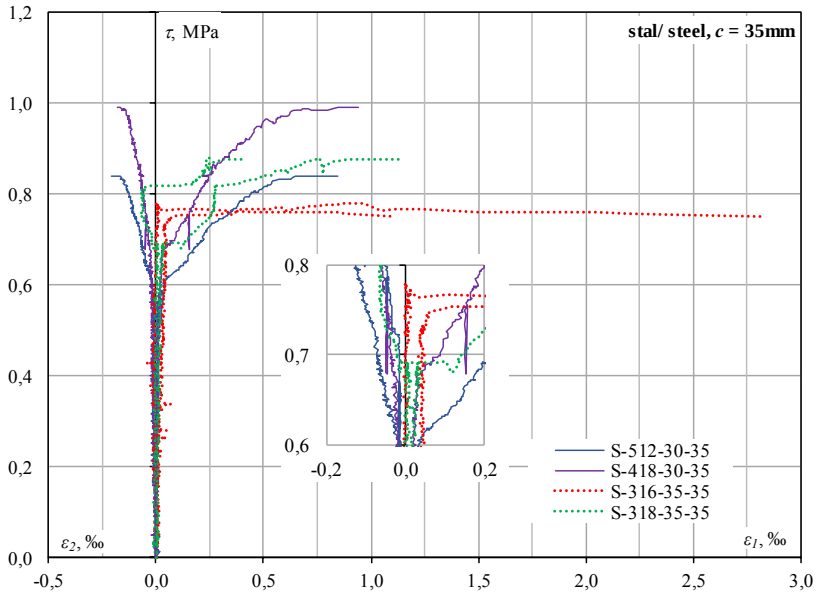
Clear influence of longitudinal reinforcement ratio on the values of cracking stress τ_{cr} was observed only in beams reinforced with GFRP bars with a 15 mm-thick cover, failed in shear tension. The change of inclination of the graph of tensile stress in fig.3.29, indicating diagonal cracking, proves the increase of the values of cracking stress τ_{cr} with the increase in reinforcement ratio. The influence of longitudinal reinforcement ratio on the increase of shear stress is not so unambiguous in other members. The arrangement of reinforcement in two layers instead of one, delayed cracking both in RC members and in the ones reinforced with GFRP bars. In beams G-112/212-30-15 and S-312/212-30-15, with identical reinforcement ratio ($\rho_l \sim 1\%$) and two longitudinal reinforcement layers, cracking stress was higher in comparison with corresponding beams G-512-30-15 and S-512-30-15 with the same reinforcement ratio $\rho_l \sim 1\%$ but reinforced at one level (see figures 3.29 and 3.31).

The explanation for such behaviour of beams is contribution of the dowel action force of the longitudinal reinforcement to the shear strength. This influence is much weaker in members with one layer of reinforcement than in members with two layers. The effect of dowel action is also evident (though it is much weaker than in case of two layers) in members with the same reinforcement ratio, a 15-mm cover, but reinforced with a different number of bars of various diameters. For example, beam G-512-30-15, reinforced with 5 bars with the diameter of 12 mm, cracked sooner than beam G-316-30-15 with the same reinforcement ratio, reinforced with three bars with the 16-mm diameter. The comparison of RC beams and the ones reinforced with GFRP bars with the same reinforcement ratio (figures 3.29-3.32) clearly shows the influence of four times higher modulus of elasticity of steel in comparison with glass fiber in the form of much higher shear stress in RC members.



Rys. 3.31. Zależność odkształceń głównych od naprężeń ścinających w badanych belkach ze zbrojeniem stalowym, c = 15 mm

Fig. 3.31. Principal strain and shear stress relationship in RC beams, c = 15 mm



Rys. 3.32. Zależność odkształceń głównych od naprężeń ścinających w badanych belkach ze zbrojenie stalowym, c = 35 mm

Fig. 3.32. Principal strain and shear stress relationship in RC beams, c = 35 mm

Należy również zwrócić uwagę na bardzo wyraźny wpływ wyższego modułu sprężystości stali na niską odkształcalność strefy przypodporowej belek żelbetowych w porównaniu z belkami zbrojonymi prętami szklanymi o tym samym stopniu zbrojenia. Główne odkształcenia rozciągające ε_1 w belkach żelbetowych odpowiadające maksymalnym naprężeniom stycznym τ_{max} są na ogół nawet prawie dziesięciokrotnie niższe niż w belkach zbrojonych kompozytami. Ten efekt był już sygnalizowany w podrozdziale 3.2.1, dotyczącym mechanizmów zniszczenia obu typów belek. Belki żelbetowe niszczyły się bardzo gwałtownie w porównaniu z belkami zbrojonymi prętami szklanymi.

One should also pay attention to very clear influence of higher modulus of elasticity of steel on low deformability of the support zone of steel RC beams in comparison with beams reinforced with GFRP bars with the same reinforcement ratio. Main tensile strain ε_1 in RC beams corresponding to maximum shear stress τ_{max} are usually even almost ten times lower than in beams reinforced with GFRP bars. This effect has already been signalled in subchapter 3.2.1 concerning failure mechanisms of both types of beams. The RC beams failed very rapidly in comparison with beams reinforced with glass bars.

Odkształcenia betonu w ściskanej i rozciąganej strefie belek

Odkształcenia betonu mierzono w poziomie ściskanej i rozciąganej strefy przy użyciu czujników indukcyjnych umieszczonych tak, jak pokazano na rysunku 2.10 w rozdziale 2. Wyniki pomiarów odkształceń betonu przedstawiono w postaci wykresów w Załączniku.

Podobnie jak w przypadku pomiarów odkształceń na bocznej powierzchni środnika, wskazania czujników ściśle zależały od położenia rysy. Ponadto sam moment zniszczenia, szczególnie gwałtowny w przypadku belek żelbetowych, był powodem nagłych niekontrolowanych deformacji belek zaburzających wyniki pomiarów.

W analizie odkształceń strefy ściskanej na uwagę zasługuje nagły przyrost wartości odkształceń rozciągających w strefie ściskanej, które są wynikiem pojawienia się rysy typu „G", na półce przekroju teowego w sąsiedztwie siły obciążającej. Zmiana odkształceń ściskających na rozciągające, rejestrowana przez czujnik nr 1, następowała w konsekwencji powstania pionowej rysy „G". Wyniki odkształceń ściskających i rozciągających w chwili zniszczenia belek zestawiono w formie tabelarycznej oraz na wykresach w Załączniku.

Concrete strain in compressive and tensile zone of beams

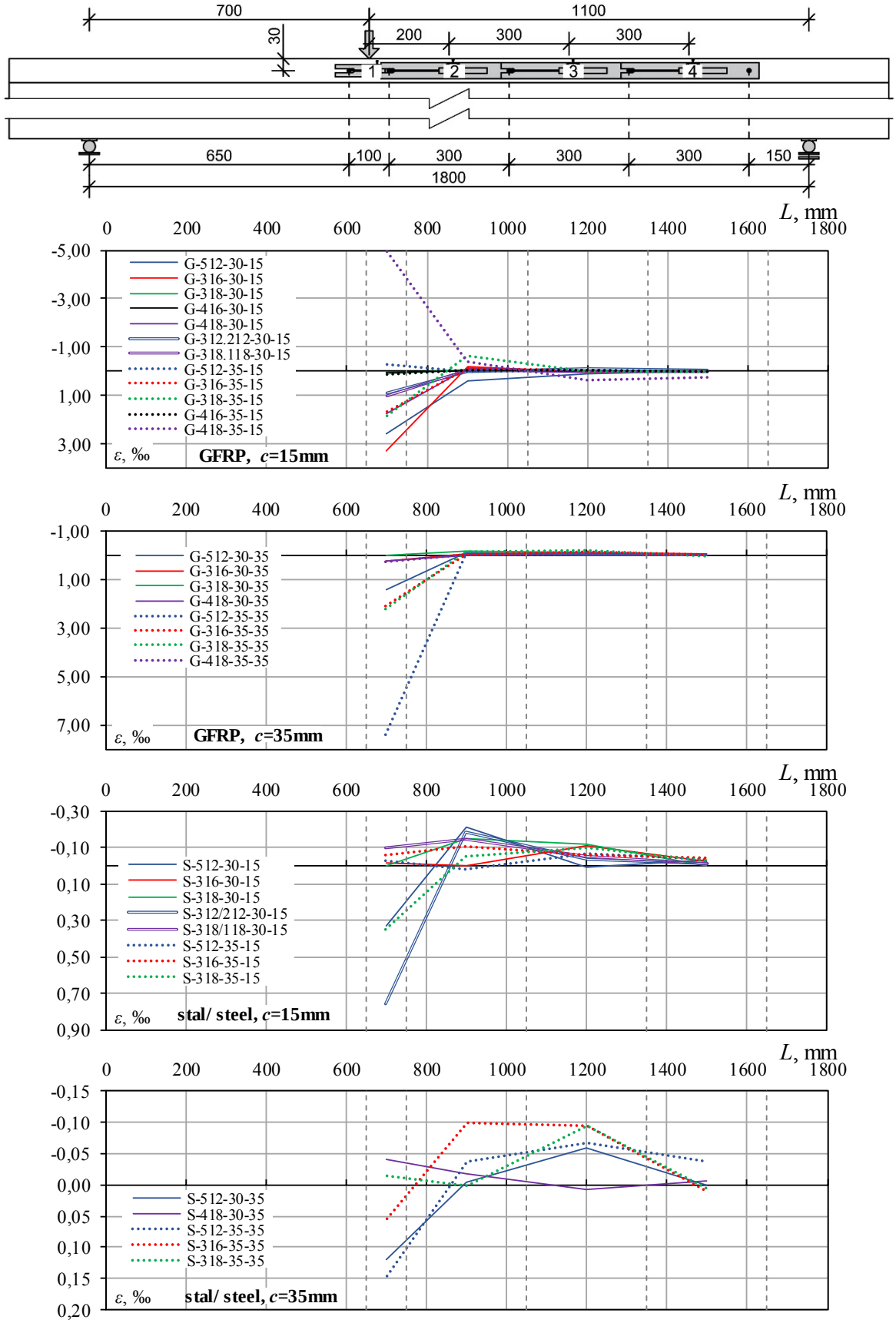
Concrete strain was measured at the level of compression and tensile zones with the use of LVDTs placed in the way shown in fig.2.10 in chapter 2. The results of measurements of strain in concrete are presented in the form of graphs in Appendix.

Similarly to measurements of strain on the lateral surface of the web, indications of strain gauges were strictly dependent on the location of a crack. Moreover, the moment of failure itself, especially rapid in case of RC beams, was the reason for sudden uncontrolled deformations of beams, upsetting the results of measurements.

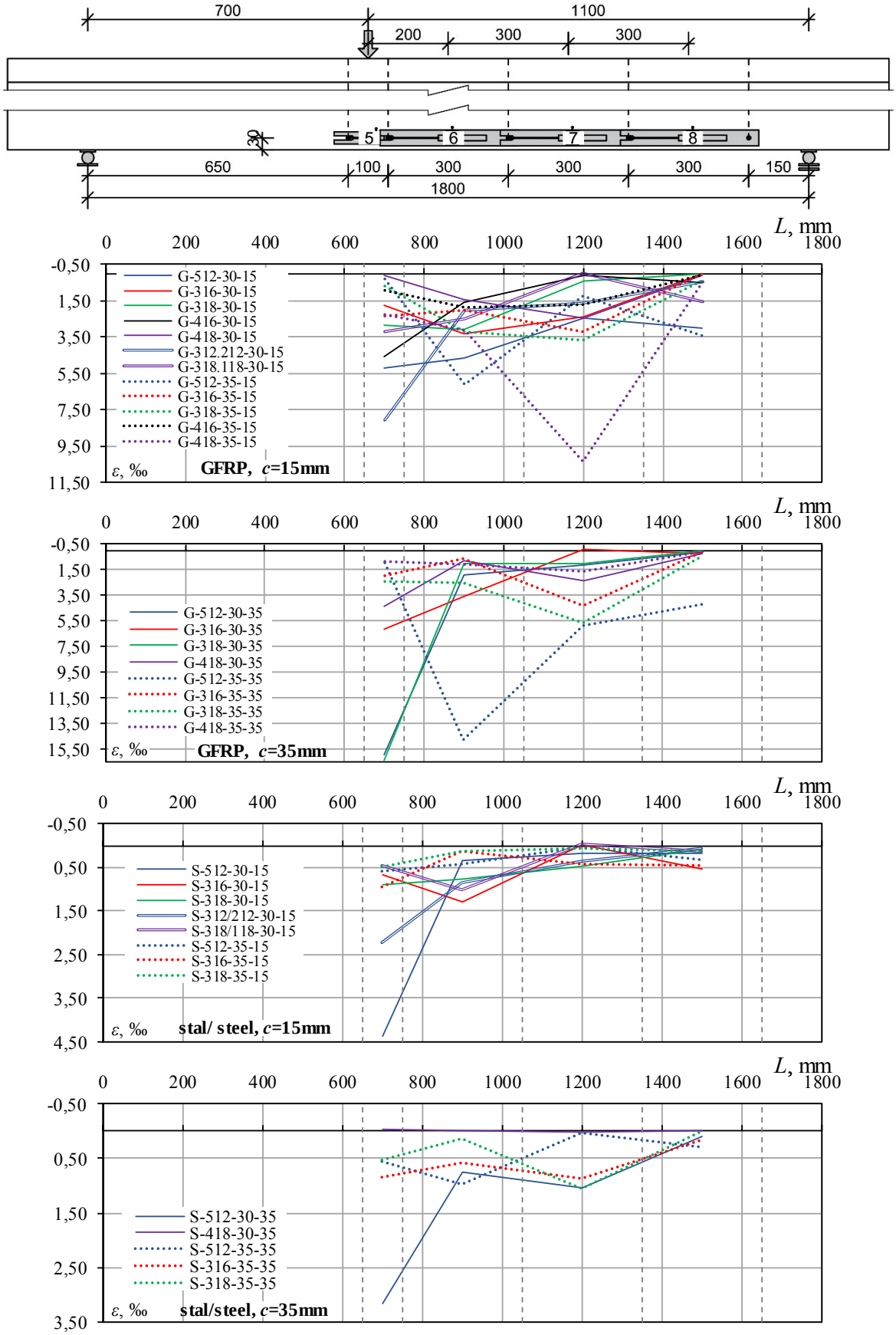
What is especially interesting in the analysis of strain in the compressive zone, is sudden growth of value of tensile strain in the compressive zone, resulting from formation of a crack of "G" type, on the flange of the T-section near the loading force. The change of compressive strain into tensile strain, registered by LVDT number 1, was the consequence of formation of vertical crack "G". The values of compressive and tensile strain at the moment of failure of beams are presented in the table and graphs in Appendix.

Wartości ujemne (ściskające) zarejestrowano wyłącznie w elementach, w których rysa typu „G” nie przecięła bazy pomiarowej czujnika.

Negative values (compressive) were registered only in the members in which crack of "G" type did not cross measuring base of the strain gauge.



Rys. 3.33. Odkształcenia w ściskanej strefie betonu odpowiadające maksymalnym naprężeniom ścinającym
Fig. 3.33. Compressive concrete strain for the failure load



Rys. 3.34. Odkształcenia w rozciąganej strefie betonu odpowiadające maksymalnym naprężeniom ścinającym
Fig. 3.34. Compressive concrete strain for the failure load

W części belek pojawiły się rysy typu „H", rozwijające się od górnej krawędzi przekroju, które przecinały bazy pomiarowe czujników o numerach 2, 3 i 4 zmieniając wskazania odkształceń ze ściskanych na rozciągane (rysunki 3.33 i 3.34). Wartości odkształceń w ściskanej i rozciąganej strefie betonu maleją wraz z oddalaniem się od punktu przyłożenia obciążenia, co w pełni odpowiada krzywiźnie elementów zginanych. Ponieważ zasadniczej ocenie w badaniach poddano ścinanie, nie analizowano w pracy wpływu parametrów zmiennych na odkształcenia w ściskanej i rozciąganej strefie przekroju od zginania.

Wykresy odkształceń w rozciąganej strefie betonu przedstawione w Załączniku odzwierciedlają rozwój zarysowania elementów. Z uwagi na to, że jako pierwsze pojawiały się rysy od zginania w środkowej strefie elementów, zmiana nachylenia wykresów odkształceń (τ–ε) wskazująca na zarysowanie tej strefy w pierwszej kolejności widoczna jest na czujnikach nr 5 i 6, a następnie na czujnikach nr 7 i 8. Pomimo poprawnego, tj. dodatniego znaku wartości odkształceń zarejestrowanych przez czujniki indukcyjne w rozciąganej strefie belek, należy pamiętać, że występujące tam rysy, pierwotne typu „A", wtórne „B" oraz rozwarstwiające „D" niewątpliwie wpływały na zmiany pomiarów, wynikające z procesu niszczenia belek na ścinanie.

Potwierdzeniem wyższej sztywności belek żelbetowych niż zbrojonych prętami GFRP są znacząco niższe odkształcenia strefy rozciąganej odpowiadające niszczącym naprężeniom ścinającym (Załącznik). Należy podkreślić, że ta opinia dotyczy belek, które zniszczyły się sposobem ścinająco-rozciągającym. Cztery belki zbrojone prętami GFRP, które zniszczyły się na skutek utraty przyczepności zbrojenia do betonu zostały wyłączone z takiej analizy z uwagi na odmienny sposób zniszczenia.

3.2.4. Przemieszczenia pionowe

Pionowe przemieszczenia elementów rejestrowano za pomocą ośmiu czujników indukcyjnych zamontowanych do niezależnej, stalowej ramy, jak przedstawiono na rysunku 2.10 w rozdziale 2. Szczegółowe wyniki przemieszczeń zarejestrowane dla wybranych poziomów obciążeń na długości elementów przedstawione w formie graficznej oraz w formie tabelarycznej dla obciążeń niszczących w Załączniku.

W celu porównania ugięć belek jako miarodajne przyjęto uśrednione wartości z dwóch czujników nr 24 i 25, położonych symetrycznie po obu stronach siły obciążającej.

Wykresy uśrednionego przemieszczenia $\delta_{śr}$ w funkcji naprężeń τ dla zbadanych belek przedstawiono na rysunkach od 3.35 do 3.38. Podstawowym kryterium podziału belek było zastosowane zbrojenie (GFRP lub stalowe) oraz grubości otuliny (15 mm lub 35 mm). Z porównania wykresów zbrojonych prętami szklanymi wynika, że wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia na zginanie rosła sztywność elementów. Jednak z porównania belek G-318-30-15 i G-416-30-15 (odpowiednio ρ_l = 1,35% i ρ_l = 1,42%) wynika, że zastosowanie większej liczby prętów mniejszej średnicy (4#16) wpłynęło na nieco niższą sztywność belki G-416-30-15, mimo że stopień zbrojenia belki G-318-30-15 był nieznacznie niższy.

In some beams cracks of "H" type appeared, developing from top edge of the section, crossing measuring bases of strain gauges numbered 2, 3 and 4 changing the indications of strain from compressive to tensile (figures 3.33 and 3.34). The farther from the load point, the smaller values of strain in compressive and tensile zones of concrete, which corresponds to the curvature of the bent members. As it was shear that what was mainly estimated in research, the influence of variable parameters on strain in compressed and tensile zone of the section from bending wasn't analysed.

The graphs of strain in tensile zone of concrete shown in Appendix illustrate the development of cracks on members. Due to the fact that the first appeared cracks from bending in the middle of the members, change of inclination of graphs illustrating strain (τ-ε) showing cracks in this zone is first observed on LVDTs No 5 and 6, and then on LVDTs No 7 and 8. Despite the correct, i.e. positive, value of strain registered by strain gauges in the tensile zone of beams, one should bear in mind that the cracks which are there, primary of "A" type, secondary "B" as well as delaminating "D" undoubtedly influenced the change in measurements, resulting from the process of failure of beams in shear.

Higher stiffness of RC beams than of beams reinforced with GFRP bars is proved by significantly lower strain of tensile zone corresponding to critical shear stress (Appendix). It should be stressed that this opinion refers to beams which failed due to ST. Four beams reinforced with GFRP bars, which failed due to bond loss of reinforcement to concrete were not considered in the analysis of due to different failure type.

3.2.4. Vertical displacements

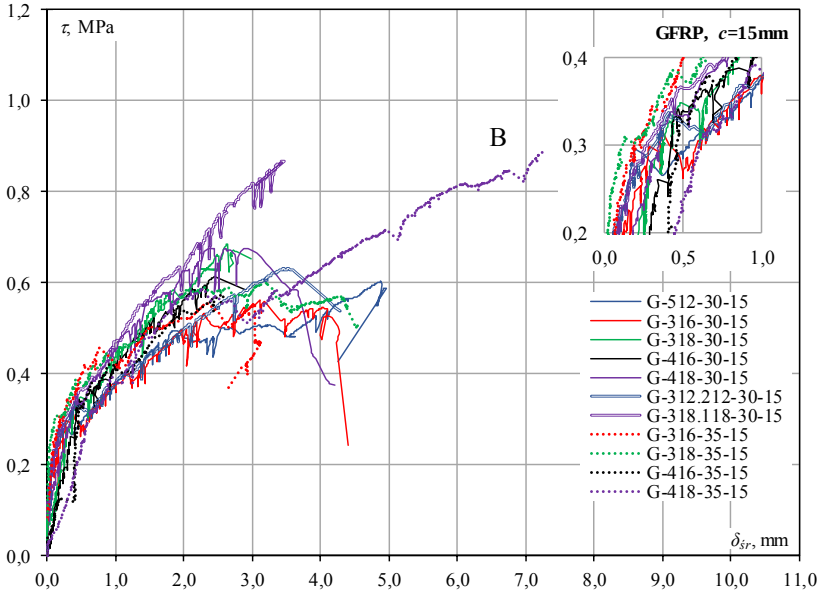
Vertical displacements of members were registered with the use of 8 LVDTs mounted on a separate steel frame, as presented in fig.2.10 in chapter 2. Detailed results of displacements registered for chosen levels of load over the length of members are shown in a graphic form as well as in table for maximum loads in Appendix.

For comparison of deflection of beams, average values obtained from two displacement transducers No 24 and 25, located symmetrically on both sides of loading force were used.

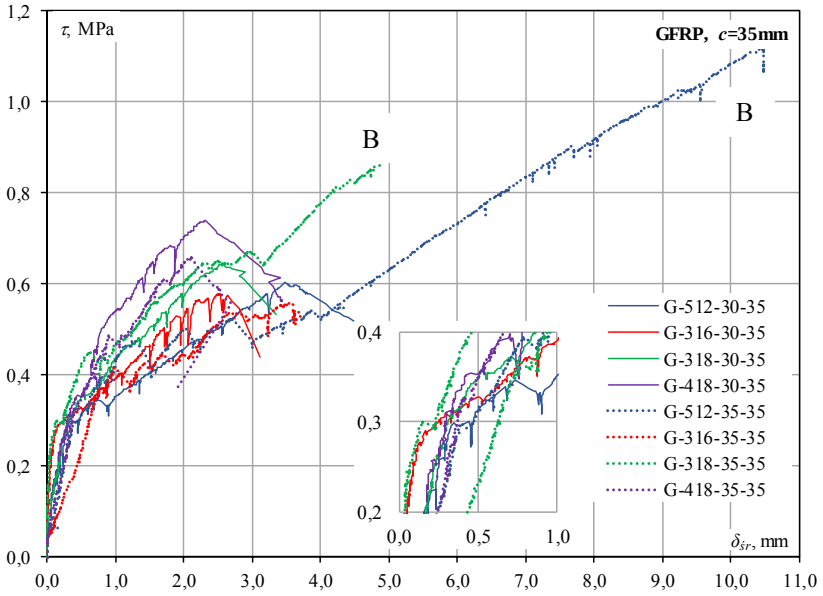
The graphs of average displacement $\delta_{śr}$ in the function of stress τ for tested beams are presented in figures 3.35-3.38. The basic criterion for the classification of beams was the type of reinforcement (GFRP or steel) as well as thickness of the concrete cover (15 mm or 35 mm). The conclusion from the comparison of graphs for beams reinforced with glass bars is that with the increase in longitudinal reinforcement ratio the stiffness of members grew. However, the conclusion from the comparison of beams G-318-30-15 and G-416-30-15 (ρ_l = 1.35% and ρ_l = 1.42%, respectively) is that the use of greater number of bars with smaller diameter (4#16) resulted in a little lower stiffness of G-416-30-15 beam, even though reinforcement ratio of G-318-30-15 beam was a bit lower.

Jak zauważono wcześniej, najwyższą sztywność i nośność jednocześnie osiągnęły belki ze zbrojeniem w dwóch poziomach, nawet przy jednakowym stopniu zbrojenia podłużnego. Mniejsze ramię sił wewnętrznych w belkach z większą otuliną betonową (35 mm) sprawiło, że różnice sztywności belek o podobnym stopniu zbrojenia były większe niż w odpowiadających belkach z otuliną 15 mm, co jest oczywiste z punktu widzenia zginania tych elementów.

As previously observed, the highest stiffness and shear capacity was reached simultaneously by beams with reinforcement in two levels, even if longitudinal reinforcement ratio was identical. Lower internal force arm was the reason why the differences in stiffness of beams with similar reinforcement ratio were greater than in corresponding beams with the cover of 15 mm, which is obvious if you consider bending of these members.



Rys. 3.35. Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla elementów zbrojonych prętami GFRP, c = 15 mm
Fig. 3.35. Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for GFRP reinforced elements, c = 15 mm



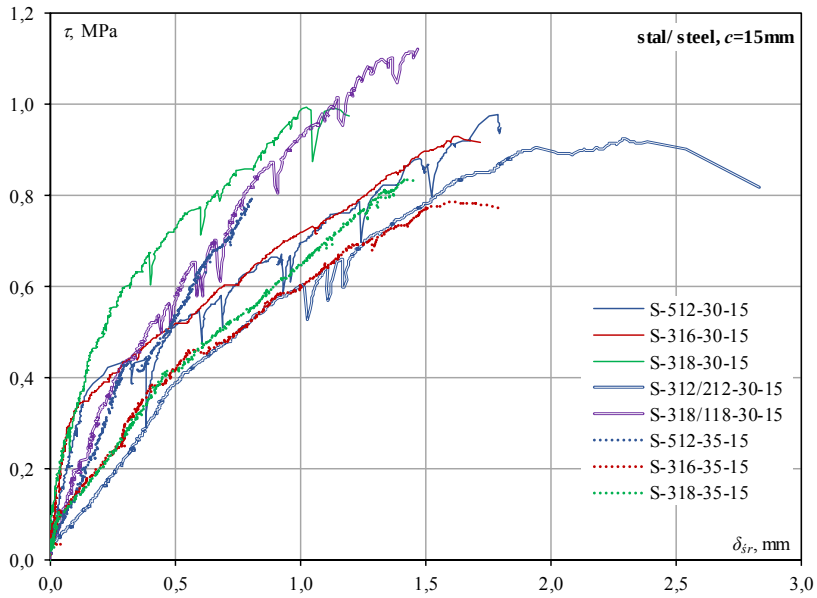
Rys. 3.36. Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla elementów zbrojonych prętami GFRP, c = 35 mm
Fig. 3.36. Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for GFRP reinforced elements, c = 35 mm

Z porównania wykresów 3.35 i 3.36 belek zbrojonych prętami GFRP odpowiednio z otuliną 15 mm i 35 mm wynika, że ścinające naprężenia rysujące są niewrażliwe na poziom zbrojenia. Na ogół do zarysowania od zginania dochodzi przy naprężeniach ścinających rzędu 0,3 MPa.

Comparing graphs 3.35 and 3.36 illustrating beams reinforced with GFRP bars with the cover of 15 mm and 35 mm respectively, can be seen that shear cracking stress is insensitive to the reinforcement location. Usually cracks from bending appear at shear stress of about 0.3 MPa.

Zmiana mechanizmu zniszczenia ze ścinająco-rozciągającego na utratę przyczepności zbrojenia podłużnego do betonu jest wyraźnie widoczna na rysunkach 3.35 i 3.36 dla belek G-418-35-15, G-512-35-35 oraz G-318-35-35, które po zarysowaniu doznały, jak pozostałe belki zmiany sztywności, a po uaktywnieniu odspojenia zbrojenia od betonu wykazywały liniowy, stabilny przyrost przemieszczeń wynikający jedynie z prostoliniowej odkształcalności zbrojenia kompozytowego (oznaczenie „B" na rysunkach 3.35 i 3.36).

Change in failure mechanism from ST to bond loss of longitudinal reinforcement to concrete is evident in figures 3.35 and 3.36 for G-418-35-15, G-512-35-35 and G-318-35-35 beams, whose stiffness after cracking changed, like in case of other beams, and after reinforcement had started debonding from concrete, showed linear, stable increase of displacements resulting only from linear-elastic behaviour of composite reinforcement (marked as "B" in figures 3.35 and 3.36).



Rys. 3.37. Zależność τ–$\delta_{śr}$ dla elementów zbrojonych prętami stalowymi, c = 15 mm
Fig. 3.37. Relationship τ–$\delta_{śr}$ for steel reinforced elements, c = 15 mm

Dobrze zakotwione na podporach zbrojenie podłużne zachowywało się jak zewnętrzny ściąg w łukowo-rozporowym modelu belki. W belce G-512-35-15, jako pierwszej wystąpiła niespodziewana utrata przyczepności zbrojenia do betonu, dlatego w obawie o bezpieczeństwo badanie przerwano, nie doprowadzając do zniszczenia elementu. W pozostałych trzech elementach II serii, które zniszczyły się w podobny sposób, badanie kontynuowano do chwili zniszczenia.

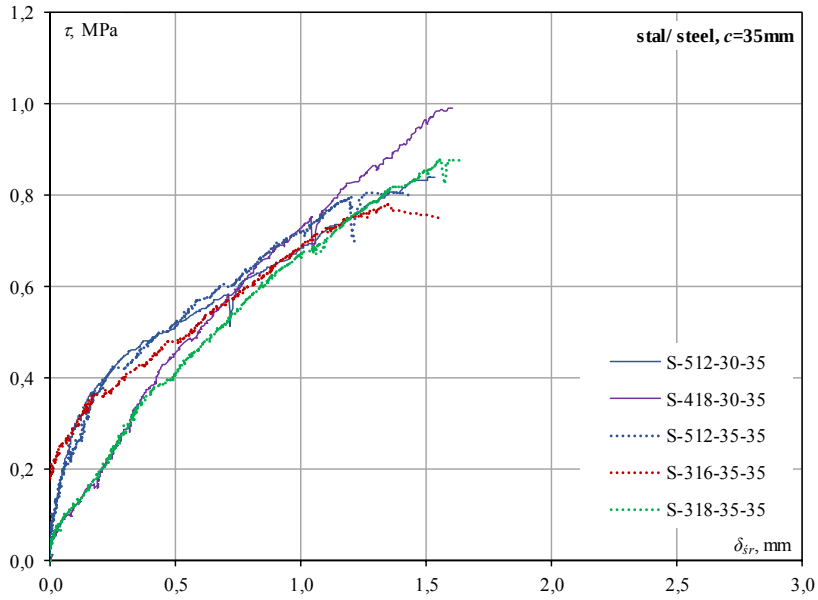
Elementy żelbetowe wykazywały znacznie wyższą sztywność po zarysowaniu w porównaniu z belkami zbrojonymi prętami GFRP, czego dowodem są znacznie niższe wartości ugięć odpowiadających maksymalnym naprężeniom, widoczne na rysunkach 3.35-3.38. Z porównania uśrednionych ugięć $\delta_{śr}$ w belkach zbrojonych stalą wyraźnie widać wpływ niszczenia na ścianie, które zaburzyło wyniki ugięć tych belek. Zaskakujące jest to, że sztywność belki S-318-30-15 (ρ_l = 1,35%) jest wyższa od sztywności belki S-318/118-30-15 (zbrojonej w dwóch poziomach, ρ_l = 1,85%)

Badane elementy były obciążane siłą skupioną w sposób niesymetryczny, czego odzwierciedleniem jest niesymetryczny rozkład ugięć na długości elementu w całym zakresie obciążeń, co zostało przedstawione w Załączniku.

Longitudinal reinforcement well-anchored in supports, behaved like external tie in beam arch effect. Beam G-512-35-15 was the first one to experience unexpected bond loss of reinforcement to concrete, so, for safety reasons, the test was stopped and did not lead to failure of the member. In other three members of the second series, which failed in a similar way, the test was continued until failure.

The RC members showed much higher stiffness after cracking in comparison with beams reinforced with GFRP bars, which is proved by much lower values of deflection corresponding to maximum stress, shown in figures 3.35-3.38. The comparison of average deflection $\delta_{śr}$ in beams reinforced with steel clearly shows the influence of failure in shear, which disturbed the values of deflection of these beams. The shocking fact is that stiffness of beam S-318-30-15 (ρ_l = 1.35%) is higher than the stiffness of beam S-318/118-30-15 (reinforced in two levels, ρ_l = 1.85%)

The tested members were loaded with asymmetrical static set-up, which is reflected in asymmetrical distribution of deflection over the length of the member in the full range of loads (see Appendix).



Rys. 3.38. Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla elementów zbrojonych prętami stalowymi, c = 35 mm
Fig. 3.38. Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for steel reinforced elements, c = 35 mm

3.2.5. Podsumowanie

W rozdziale przedstawiono wyniki badań materiałowych oraz szczegółowy opis 33 belek teowych bez zbrojenia poprzecznego zbrojonych prętami szklanymi (20 sztuk) oraz stalowymi (13 sztuk).

Najważniejsze wnioski z badań własnych można sprecyzować następująco:

- mimo planowanej różnicy betonu w belkach I i II serii, beton dostarczony do laboratorium miał zbliżoną wytrzymałość, ale inny niż beton I serii skład, określony dopiero na przełomie zniszczonych próbek II serii, jako bardziej piaskowy, o mniejszej zawartości grubego kruszywa; ta zasadnicza różnica w porównaniu z planowanym programem badań początkowo bardzo zaskakująca, okazała się jednak w pewnym sensie korzystna, ponieważ ujawniła nowy, nieoczekiwany mechanizm zniszczenia belek zbrojonych prętami GFRP;
- w badaniach belek zbrojonych prętami GFRP określono więc dwa mechanizmy zniszczenia: typowe zniszczenie na ścinanie (określone, jako zniszczenie ścinająco-rozciągające) oraz zniszczenie na skutek utraty przyczepności zbrojenia zwykłego do betonu (ten nieoczekiwany wcześniej mechanizm zaobserwowano w czterech belkach zbrojonych kompozytami);
- powodem utraty przyczepności zbrojenia głównego do betonu, zdaniem Autorek, jest zarówno skład betonu II serii, bardziej drobnoziarnisty niż w belkach I serii oraz gorsza przyczepność zbrojenia GFRP do betonu niż prętów stalowych; ten drugi wniosek został potwierdzony w badaniach przyczepności zbrojenia do betonu prowadzonych w Katedrze Budownictwa Betonowego i zrelacjonowanych w publikacjach (*Kotynia, Szczech i Kaszubska*, 2017; *Szczech i Kotynia*, 2017);
- wszystkie belki żelbetowe zniszczyły się typowo na ścinanie; zniszczenie belek było znacznie bardziej gwałtowne i kruche w porównaniu ze zniszczeniem belek zbrojonych prętami GFRP;

3.2.5. Summary

This chapter presents the results of tests on materials as well as a detailed description of 33 T-beams without transverse reinforcement with longitudinal GFRP (20 ones) and steel (13 ones) reinforcement.

The most important conclusions from authors' own research are the following ones:

- despite of difference in the planned concrete class in beams of II series, the concrete strength was similar to the series I but differed in the composition, which was determined only on the fracture of specimens of the second series after failure, as more sandy, of lower content of coarse aggregate; this crucial difference in comparison with planned programme of research, initially very surprising, turned out sort of beneficial because it had disclosed a new, unexpected failure mechanism of beams reinforced with GFRP bars;
- therefore, in beams GFRP reinforced, two mechanisms of failure were determined, i.e.: typical failure in shear (called ST failure) as well as failure due to bond loss of the reinforcement to concrete; this unexpected mechanism had been observed in four beams reinforced with composites;
- according to the Authors' opinion, the reason of GFRP to concrete bond loss was smaller grains of concrete of the beams in series II in comparison with the series I, and worse bond of GFRP reinforcement when compared with steel bars; the second conclusion was proved in the bond research conducted in the Department of Concrete Structures and published in (*Kotynia, Szczech and Kaszubska*, 2017; *Szczech and Kotynia*, 2017);
- all RC beams failed in shear; failure of beams was much more rapid and brittle when compared with failure of beams reinforced with GFRP bars;

– nadrzędną wartością dodaną tych badań jest wniosek o bardzo wyraźnym wpływie rodzaju zbrojenia podłużnego na zachowanie się belek bez zbrojenia poprzecznego; czterokrotnie niższy moduł sprężystości zbrojenia szklanego sprawił łagodnie postępujące zniszczenie ścinająco-rozciągające w porównaniu do bardzo gwałtownego zniszczenia belek żelbetowych;
– szczegółowa rejestracja badań belek przy użyciu systemu do optycznej rejestracji obrazu pozwoliła precyzyjnie określić sposób niszczenia ścinająco-rozciągającego oraz niszczenia przez utratę przyczepności zbrojenia GFRP do betonu;
– w sposób precyzyjny określono położenie i nachylenie rysy niszczącej;
– na uwagę zasługuje jedyne, jak dotąd wykonanie badań bez zbrojenia poprzecznego zbrojonych kompozytami o przekroju teowym.

– prevailing added value of this research is the conclusion about very clear influence of the type of longitudinal reinforcement on the behaviour of beams without transverse reinforcement; four times lower modulus of elasticity of glass reinforcement lead to softer ST failure in comparison with very rapid failure of RC beams;
– detailed registration of tests on beams with the use of system for optical image registration enabled precise definition of ST failure process and of failure due to bond loss of GFRP reinforcement to concrete;
– the location and inclination of critical shear crack were precisely determined;
– it should be noted that it has been the only so far conducted research on members without transverse reinforcement reinforced with composites of T-section.

4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ WŁASNYCH

Jak wcześniej wyjaśniono w związku ze zmianą wytrzymałości betonu II serii belek, średnia wytrzymałość betonu (35,9 MPa) była nieznacznie wyższa od średniej wytrzymałości betonu I serii (31,8 MPa), chociaż znacząco niższa niż planowana C50/60. Z tego powodu obie serie belek są analizowane łącznie. Z analizy sił niszczących wynika, że mimo iż beton II serii miał nieznacznie wyższą wytrzymałość na ściskanie, elementy, które zniszczyły się na ścianie, wykazały niższe nośności w porównaniu z odpowiadającymi elementami I serii.

W niniejszym rozdziale przedstawiono ocenę wpływu poszczególnych parametrów zmiennych na nośność na ścinanie elementów teowych bez zbrojenia poprzecznego, które zniszczyły się typowo na ścinanie. Analizie poddano: wpływ stopnia i rodzaju zbrojenia podłużnego, wpływ liczby warstw oraz średnicy zastosowanych prętów, a także wpływ grubości betonowej otuliny.

4.1. Wpływ stopnia zbrojenia podłużnego

Badania wykazały, że maksymalne naprężenia ścinające, $\tau_{max,}$ w elementach zbrojonych prętami GFRP wahały się w granicach 0,55 ÷ 0,60 MPa dla stopnia zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}0\%$; 0,57 ÷ 0,68 MPa dla $\rho_l \sim 1{,}4\%$ oraz 0,66 ÷ 0,74 MPa dla belek o $\rho_l \sim 1{,}8\%$ (Tabela 3.9). Wyniki badań własnych potwierdziły zatem opinię o wpływie stopnia zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów ze zbrojeniem kompozytowym. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego w elementach zbrojonych prętami GFRP, które zniszczyły się w sposób ścinająco-rozciągający widoczny był wzrost maksymalnych naprężeń ścinających τ_{max}, co wyraźnie obrazują wykresy na rysunku 4.1. Prawie dwukrotny wzrost stopnia zbrojenia (od wartości $\rho_l \sim 1\%$ do $\rho_l \sim 1{,}8\%$) skutkował wzrostem maksymalnych naprężeń ścinających od 12%, w przypadku elementów G-512-30-15 i G-418-30-15, do 22% dla elementów G-512-30-35 i G-418-30-35.

W elementach żelbetowych maksymalne naprężenia ścinające osiągały wyższe wartości τ_{max}: 0,78 ÷ 0,98 MPa dla $\rho_l \sim 1{,}0\%$; 0,83 ÷ 0,99 MPa dla $\rho_l \sim 1{,}4\%$ oraz 0,99 MPa dla belki o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}8\%$, co również pokazano w tabeli 3.9. Przedziały osiąganych maksymalnych naprężeń dla poszczególnych poziomów stopni zbrojenia są więc zbliżone. Jednak w ramach grupy elementów różniących się wyłącznie stopniem zbrojenia również widoczny jest wzrost maksymalnych naprężeń ścinających wraz ze wzrostem ρ_l w elementach zbrojonych stalą, czego potwierdzeniem jest rysunek 4.1. W elementach S-512-30-35 i S-418-30-35 wzrost stopnia zbrojenia od wartości $\rho_l = 1{,}05\%$ do $\rho_l = 1{,}91\%$ skutkował wzrostem maksymalnych naprężeń ścinających o 18%.

Wraz ze spadkiem stopnia zbrojenia ulega zwiększeniu zasięg prostopadłych rys od zginania, a tym samym zmniejszenie udziału ściskanej strefy betonu w nośności na ścinanie.

4. THE ANALYSIS OF RESULTS OF AUTHOR'S OWN RESEARCH

As it has been explained before, due to the change in concrete strength in series II, the average concrete compressive strength (35.9 MPa) was a little higher than the average concrete strength of series I (31.8 MPa), however much lower than it was expected to be C50/60. That is why both series of beams are analysed together. The analysis of the ultimate loads shows that even though the concrete of series II was higher, members which failed in shear showed lower shear capacity in comparison with corresponding members of series I.

This chapter presents an analysis of the influence of particular variable parameters on the shear capacity of T-members without transverse reinforcement. The following effects are considered: ratio and type of the longitudinal reinforcement, number of layers, bars diameter and concrete cover thickness.

4.1. Influence of reinforcement ratio

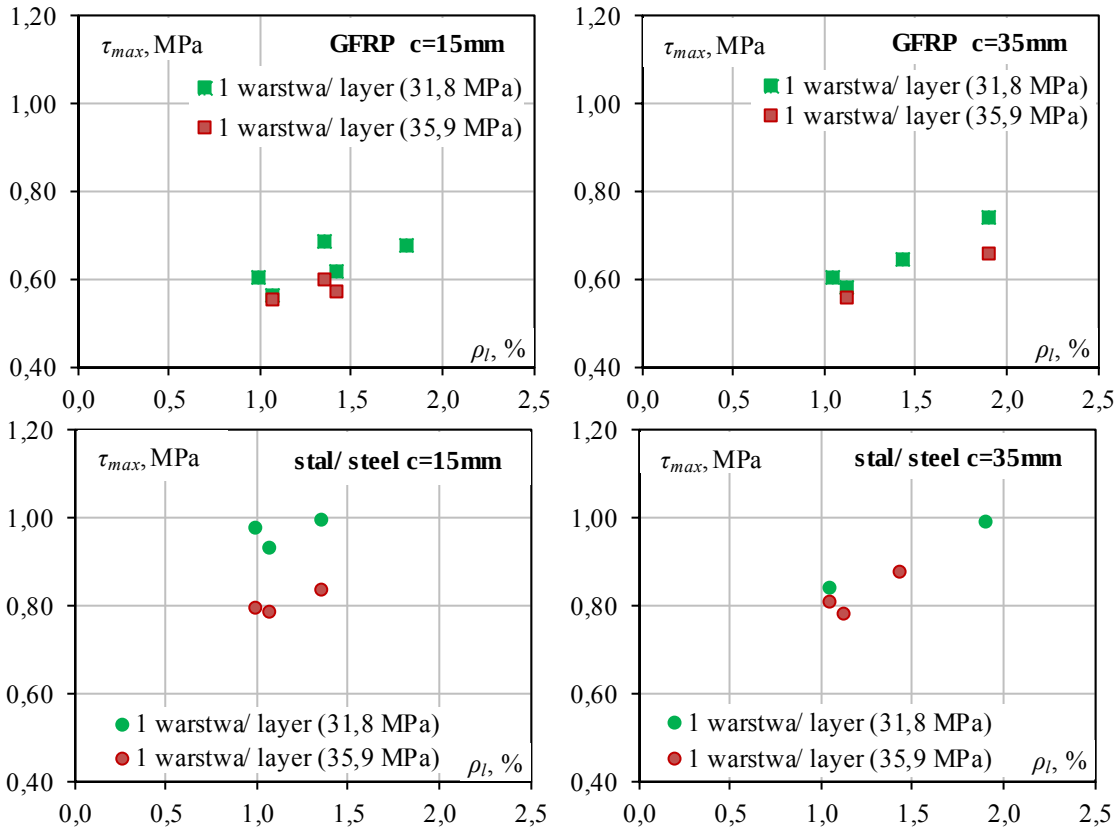
Test results indicated that the maximum shear stress τ_{max} in GFRP reinforced members ranged from 0.55 to 0.60 MPa for reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.0\%$; 0.57 ÷ 0.68 MPa for $\rho_l \sim 1.4\%$ and 0.66 ÷ 0.74 MPa for beams with $\rho_l \sim 1.8\%$ (Table 3.9). Test results confirmed the influence of longitudinal reinforcement ratio on the shear capacity of GFRP reinforced beams. The beams failed in shear-tension indicated the increase in the maximum shear stress τ_{max} with the increase in the longitudinal reinforcement ratio, which is clearly shown in Fig. 4.1. A nearly double increase in the reinforcement ratio (from $\rho_l \sim 1\%$ to $\rho_l \sim 1.8\%$) resulted in the increase in the maximum shear stress from 12% for G-512-30-15 and G-418-30-15 members to 22% for G-512-30-35 and G-418-30-35 members.

In steel reinforced beams the maximum shear stress reached higher values of τ_{max}: 0.78 ÷ 0.98 MPa for $\rho_l \sim 1.0\%$; 0.83 ÷ 0.99 MPa for $\rho_l \sim 1.4$ % and 0.99 MPa for beams with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.8$ %, which is shown in Table 3.9. Ranges of maximum shear stress for particular levels of reinforcement ratio are similar. However, within the group of members, which differ only in the reinforcement ratio, the increase in the maximum shear stress accompanying with the increase in ρ_l in the RC members can be observed, which is proved in Fig.4.1. In RC members S-512-30-35 and S-418-30-35, the increase in reinforcement ratio from $\rho_l = 1.05\%$ to $\rho_l = 1.91\%$ resulted in the increase in the maximum shear stress by 18%.

A decrease in the reinforcement ratio led the increase in extension of the perpendicular flexural cracks, thus the decrease in contribution of compressive zone to the shear capacity.

Różnice w zasięgu rys od zginania dla elementów z różnym stopniem zbrojenia, przy tym samym poziomie siły, można zaobserwować na zdjęciach wykonanych systemem Aramis (Załącznik). Szczególnie są one interesujące dla elementów II serii, ze względu na zwiększone pole obserwacji tej serii w porównaniu do serii I. Ponadto wzrost stopnia zbrojenia podłużnego ogranicza szerokość rozwarcia rys, zwiększając tym samym udział mechanizmu zazębiania się kruszywa. Siła klockująca również wzrasta wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia, jednak w elementach bez zbrojenia poprzecznego udział siły klockującej w nośności na ścinanie jest dość ograniczony, ponieważ brak skrępowania strzemionami istotnie osłabia ten efekt.

The differences in extension of flexural cracks for members with various reinforcement ratio and the same load level, can be observed in photographs taken by the Aramis system (Appendix). They are especially interesting for members of the series II, due to larger area of DIC observation for this series in comparison with series I. Moreover, the increase in the longitudinal reinforcement ratio limits the crack, thus increasing contribution of the aggregate interlock effect. Dowel action also is strengthen by the increase in the reinforcement ratio. However, in the members without transverse reinforcement the dowel action effect in shear capacity is quite limited because lack of the stirrups confinement.



Rys. 4.1. Zależność maksymalnych naprężeń ścinających od stopnia zbrojenia podłużnego w elementach zbrojonych prętami ułożonymi w jednej warstwie

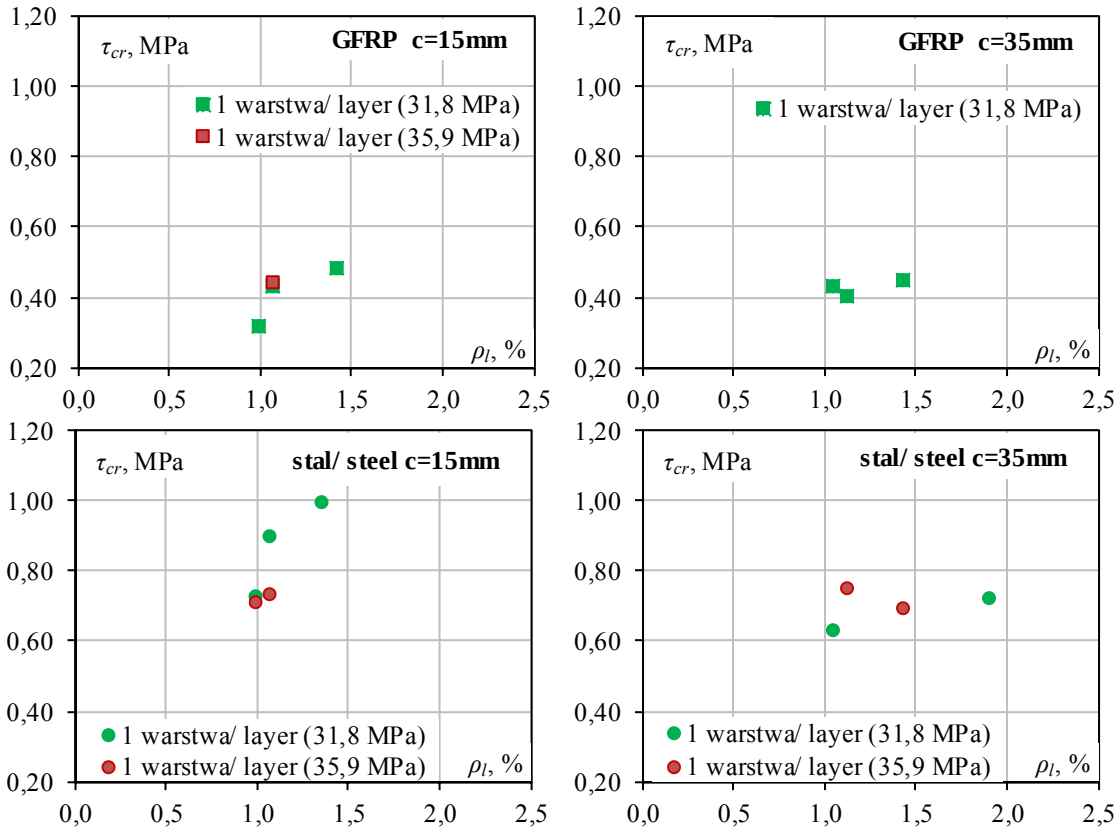
Fig. 4.1. Relationship of maximum shear stress and reinforcement ratio in beams with bars applied in one layer

Jak pokazano w podrozdziale 3.2.1 proces kształtowania się rysy krytycznej jest dość złożony. Z tego względu jednoznaczne sprecyzowanie momentu, który należałoby uznać za początek zarysowania ukośnego jest trudne i obarczone subiektywną oceną badaczy. W analizie badań własnych Autorki przyjęły zasadę opisu naprężeń rysujących τ_{cr}, jako naprężeń dla których główne odkształcenie rozciągające ε_1, obliczone na podstawie rozety przeciętej rysą ukośną, było równe co do wartości $\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_{cm}$ (wartości f_{ctm}, E_{cm} zostały policzone zgodnie z (PN-EN 1992-1-1, 2008) na podstawie doświadczalnej wartości wytrzymałości betonu na ściskanie, rozdział 3).

As shown in subchapter 3.2.1, the process of a critical shear crack formation is quite complex. For this reason it is difficult to define the shear cracking moment. The Authors adopted the cracking stress τ_{cr} approach determined by the shear stress, for which principle tensile strain ε_1 calculated on the basis of a rosette crossed by a diagonal crack, was $\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_{cm}$ (values of f_{ctm}, E_{cm} were calculated in accordance with PN-EN 1992-1-1, 2008, on the basis of the experimental compressive concrete strength, see chapter 3).

Na podstawie badań własnych wyraźny wzrost naprężeń rysujących τ_{cr} wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia zaobserwowano w elementach żelbetowych oraz zbrojonych prętami GFRP z otuliną 15 mm, co pokazano na rysunku 4.2. Nieznaczny wzrost naprężeń rysujących przy zwiększeniu stopnia zbrojenia jest widoczny w belkach zbrojonych prętami z włókien szklanych z otuliną 35 mm, przy zmianie stopnia zbrojenia z ρ_l = 1,0% do około 1,4%, a także w elementach żelbetowych I serii z otuliną 35 mm, przy zmianie stopnia zbrojenia z ρ_l = 1,0% do ρ_l = 1,9%. Natomiast w elementach ze zbrojeniem stalowym II serii i otuliną 35 mm, zaobserwowano spadek tych naprężeń przy wzroście stopnia zbrojenia ρ_l, co jest widoczne na rysunku 4.2.

Test results indicated clear increase in the cracking stress τ_{cr} with the increase in the reinforcement ratio in the steel and in the GFRP reinforced beams with a 15-mm cover (see Fg.4.2). Slight increase in the cracking stress with the increase in the reinforcement ratio is visible in GFRP reinforced beams with a 35-mm concrete cover, with the change of reinforcement ratio from ρ_l = 1.0% to about 1.4%, as well as in RC members of series I with a 35-mm concrete cover, with the change of reinforcement ratio from ρ_l = 1.0% to ρ_l = 1.9%. However, in RC members of series II with a 35-mm concrete cover, the decrease in the shear stress with the increase in the reinforcement ratio was observed ρ_l, (see Fig.4.2).



Rys. 4.2. Zależność naprężeń rysujących od stopnia zbrojenia podłużnego w belkach z pojedynczą warstwą zbrojenia

Fig. 4.2. Relationship of cracking stress and the reinforcement ratio in beams with bars applied in one layer

Wytrzymałość betonu na rozciąganie nie wpływała w sposób jednoznaczny na osiągane w poszczególnych elementach wartości naprężeń rysujących, co zobrazowano na rysunku 4.3. Jedynie w belkach żelbetowych I serii wzrostowi wartości τ_{cr} towarzyszył wzrost wytrzymałości betonu na rozciąganie. W przyjętym sposobie określenia momentu zarysowania ukośnego znaczący wpływ na wyniki miał stopień zbrojenia podłużnego, gdyż jego zwiększenie ograniczało rozwój szerokości powstających rys i opóźniało moment przecięcia rozety rysą ukośną.

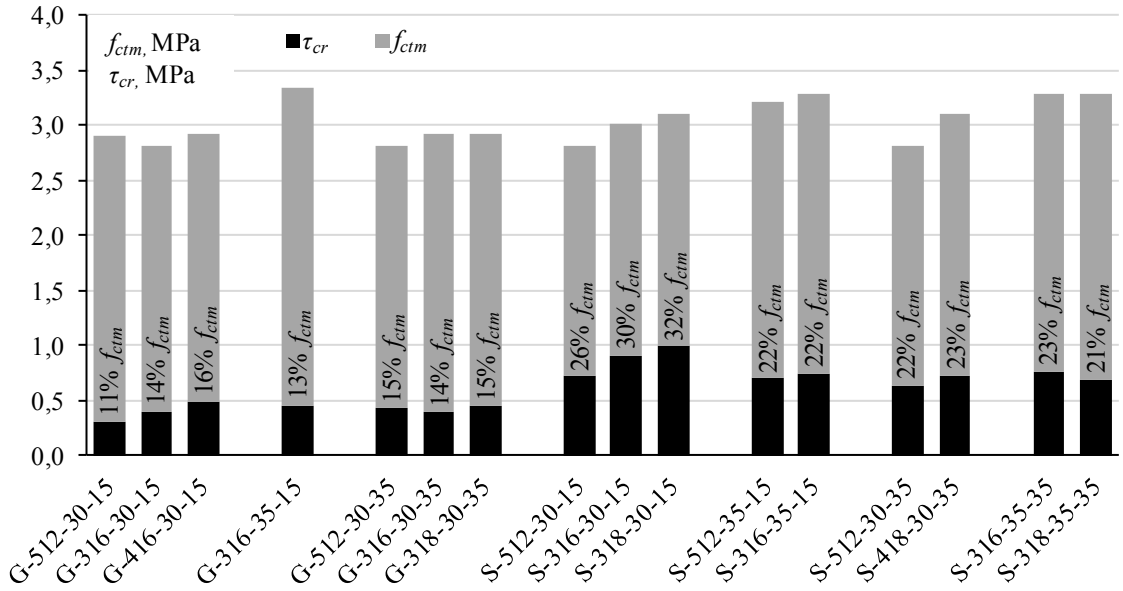
Kąt nachylenia ukośnej rysy niszczącej β, podobnie jak naprężenia rysujące rzadko jest precyzyjnie opisany w badaniach obcych, co uniemożliwia odniesienie obserwacji własnych do obserwacji innych badaczy.

The tensile concrete strength did not clearly influence cracking stress in particular members, (see Fig.4.3). Only in RC beams of series I, the increase in the tensile concrete strength led the increase in the shear cracking stress τ_{cr}. Diagonal cracking was significantly affected by the longitudinal reinforcement ratio, because its increase limited crack development and delayed the moment of crossing the rosette with the diagonal crack.

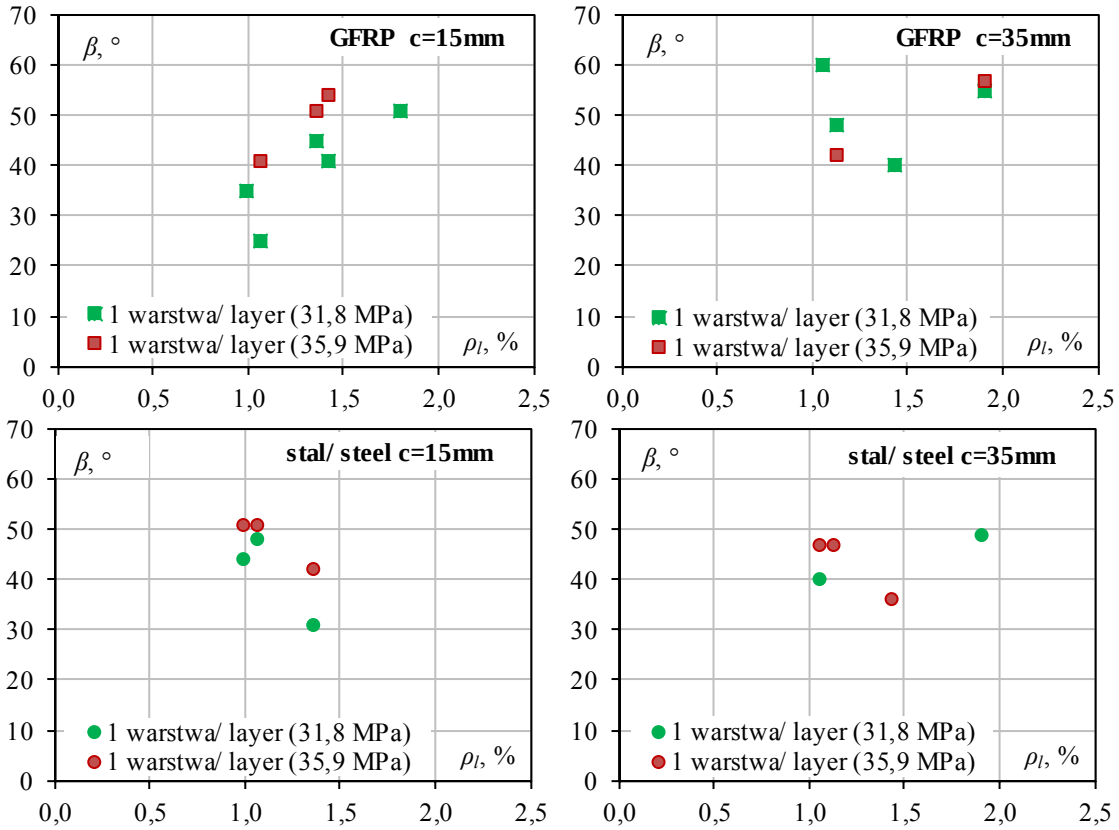
The angle between the diagonal critical shear crack β and longitudinal axis, similarly to the cracking stress, is not precisely described in literature, that makes it impossible to relate the authors' test results to other published results.

Ponadto wartość kąta nachylenia rysy krytycznej jest uzależniona od sposobu jego wyznaczenia. W niniejszej pracy, jak sprecyzowano już w rozdziale 3, kąt nachylenia rysy krytycznej został określony na podstawie linii łączącej punkt przecięcia rysy z linią zbrojenia dolnego oraz z linią poziomą położoną w połowie wysokości użytecznej elementu.

Moreover, the critical shear crack inclination is dependent on how it's determined. As it was described in chapter 3, the angle of inclination of the critical shear crack was determined on the basis of the line joining the point of intersection of the shear crack with the bottom reinforcement as well as with a horizontal line located in the mid effective beam's depth.



Rys. 4.3. Procentowy udział naprężeń rysujących τ_{cr} w wytrzymałości betonu na rozciąganie, f_{ctm}
Fig. 4.3. Percentage contribution of the cracking stresses τ_{cr} in the concrete tensile strength, f_{ctm}



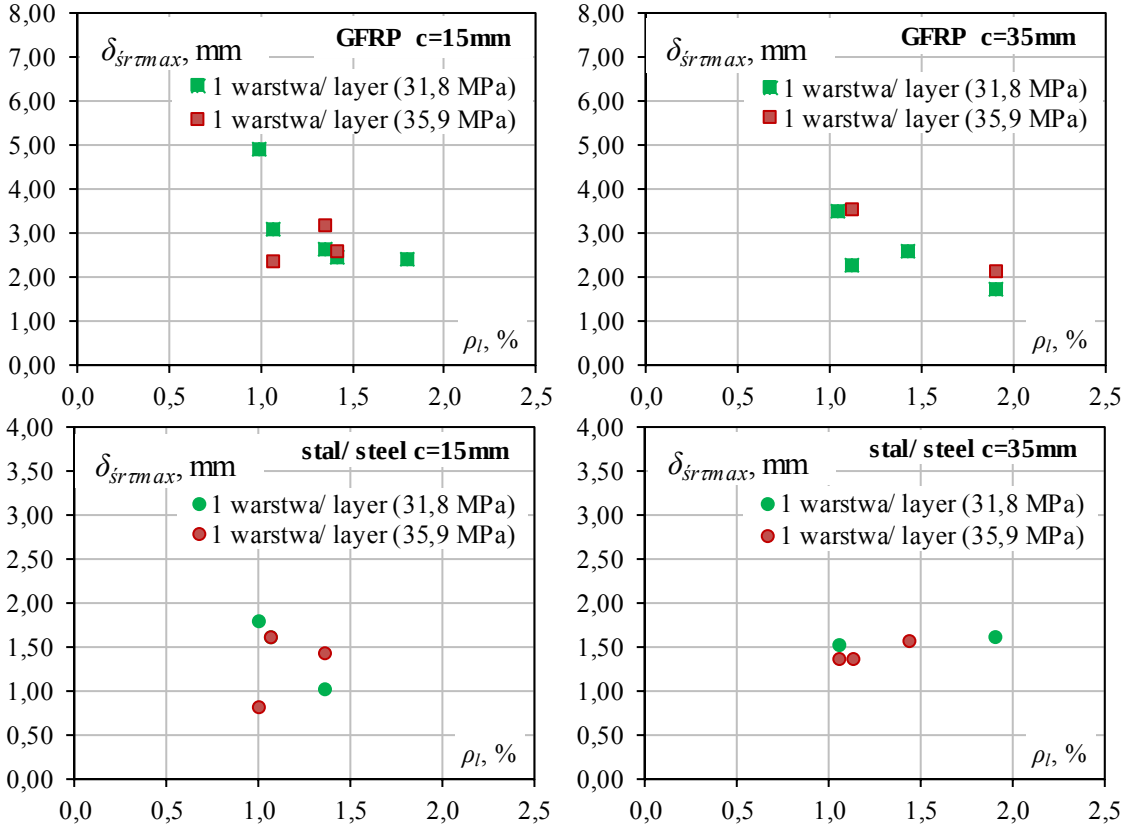
Rys. 4.4. Zależność kąta nachylenia rysy krytycznej od stopnia zbrojenia podłużnego w belkach żelbetowych z pojedynczą warstwą tego zbrojenia
Fig. 4.4. Relationship of the critical crack inclination and the longitudinal reinforcement ratio in RC beams reinforced with bars applied in one layer

Wyniki badań części elementów potwierdziły wpływ stopnia zbrojenia podłużnego na kąt nachylenia rysy niszczącej β. W belkach zbrojonych prętami GFRP z otuliną 15 mm wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia głównego rysy ukośne nachylone były pod wyższym kątem do podłużnej osi belki (dla $\rho_l \sim 1{,}0\%$, $\beta = 25 - 35°$; dla $\rho_l \sim 1{,}4\%$, $\beta = 41 - 45°$ oraz dla $\rho_l \sim 1{,}8\%$, $\beta = 47 - 51°$), co pokazano na rysunku 4.4. W belkach żelbetowych oraz zbrojonych prętami GFRP z otuliną 35 mm (za wyjątkiem elementu G-512-30-35), widoczny jest wzrost nachylenia rysy niszczącej przy zmianie stopnia zbrojenia z $\rho_l \sim 1{,}0\%$ do $\rho_l \sim 1{,}8\%$, jednak w elementach o $\rho_l \sim 1{,}4\%$ następował spadek kąta nachylenia w stosunku do elementów o $\rho_l \sim 1{,}0\%$.

Badania Cladera i in. (*Cladera i in.*, 2015), dotyczące elementów żelbetowych potwierdziły spadek nachylenia rysy wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia, ponieważ przy takim samym odkształceniu postaciowym, odkształcenie podłużne jest mniejsze. W przeprowadzonych badaniach zależność ta nie została więc potwierdzona. Jednak należy zauważyć, że rysa krytyczna najczęściej była złożona z więcej niż jednej rysy, a powstawanie kolejnych rys wpływa na rozkład naprężeń w elemencie. Ponadto chęć prowadzenia porównań między elementami wymagała zastosowania tego samego kryterium określania kąta β we wszystkich belkach, jednak linia wyznaczona na tej podstawie nie zawsze idealnie odwzorowywała kształt rysy krytycznej.

The test results of some beams proved the influence of the longitudinal reinforcement ratio on an inclination angle of the critical shear crack, β. In beams reinforced with GFRP bars and with a 15-mm concrete cover, the increase in the reinforcement ratio led the increase in the critical shear crack inclination angle (for $\rho_l \sim 1.0\%$, $\beta = 25\text{-}35°$; for $\rho_l \sim 1.4\%$, $\beta = 41\text{-}45°$ and for $\rho_l \sim 1.8\%$, $\beta = 47\text{-}51°$), which is presented in Fig.4.4. In the RC beams and the GFRP reinforced beams with the concrete cover of 35 mm (apart from the G-512-30-35 member), the increase in the critical shear crack inclination was observed with the increase in the reinforcement ratio from $\rho_l \sim 1.0\%$ to $\rho_l \sim 1.8\%$. However, in the beams with $\rho_l \sim 1.4\%$ there was a decrease in the inclination angle in comparison with members with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.0\%$.

Cladera's reserach (*Cladera et al*, 2015) of RC members, confirmed the decrease in inclination of the shear crack with the increase in the reinforcement ratio, because by the same shear strain, longitudinal strain is smaller. Therefore, in the conducted tests this dependency was not confirmed. However, one should be noted that the critical shear crack most often is formed by more than one crack, and formation of subsequent cracks affects the stress distribution. Moreover, the comparison of the members required using the same criterion of determining β angle in the beams. However, the line determined on this basis didn't always keep the shape of the critical crack.



Rys. 4.5. Zależność średnich ugięć i stopnia zbrojenia odpowiadających naprężeniem τ_{max}
Fig. 4.5. Relationship of average deflection and reinforcement ratio corresponding to τ_{max}

Analizę wpływu stopnia zbrojenia na przemieszczenia pionowe przeprowadzono w odniesieniu do ugięcia średniego $\delta_{śr}$, które jak już wskazano w rozdziale 3 zostało obliczone na podstawie wskazań dwóch czujników położonych w bezpośrednim sąsiedztwie siły obciążającej – czujnika nr 24 i 25, przedstawionych na rysunku 2.10. Z analizy ugięć wynika, że belki najsłabiej zbrojone osiągnęły najwyższe ugięcia od 2 mm do 5 mm w wypadku zbrojenia GFRP oraz w granicach 0,8 mm do 1,8 mm dla większości elementów żelbetowych ze stopniem zbrojenia ~ 1%. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia głównego odkształcalność belek malała, co widać po niższych wartościach przemieszczeń pionowych odpowiadających maksymalnej sile na rysunku 4.5. Jedynie elementy żelbetowe z otuliną 35 mm wykazywały znikomą wrażliwość $\delta_{śr\tau max}$ na zmiany stopnia zbrojenia podłużnego. Jak pokazano w rozdziale 3 na wykresach przedstawionych na rysunkach 3.35-3.38, wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia wzrastała sztywność elementów po zarysowaniu, co powodowało zmniejszenie wartości ugięć odpowiadających maksymalnym naprężeniom ścinającym w poszczególnych elementach.

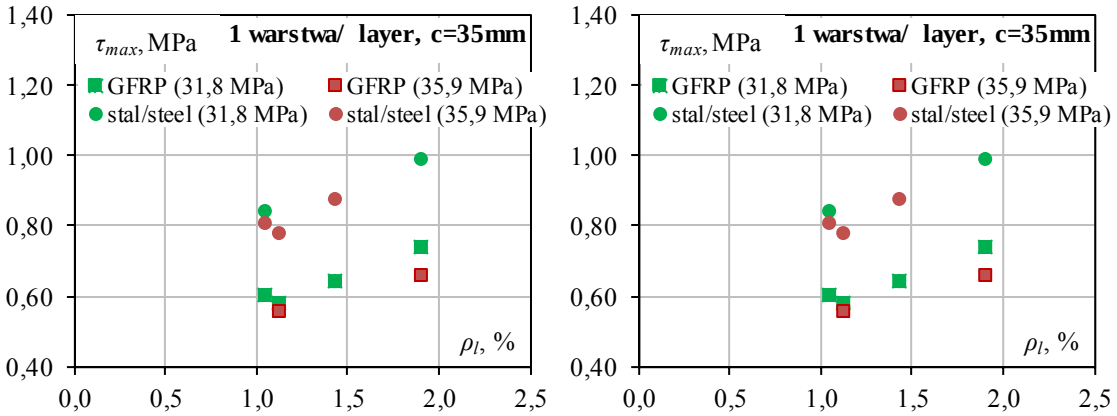
The analysis of the reinforcement ratio effect on vertical displacements was carried out with regard to the average deflection $\delta_{śr}$, which was calculated on the basis of two LVDTs gauges (number 24 and 25, as it was shown in Chapter 3) located in the vicinity of the loading force (see Fig. 2.10). The deflection analysis shows that beams with the lowest reinforcement ratio reached the highest deflection from 2 mm to 5 mm in case of GFRP reinforcement and 0.8 mm to 1.8 mm for majority of the RC members with reinforcement ratio ~ 1%. With the increase in reinforcement ratio, the deformability of beams decreased, which is demonstrated by the lower values of vertical displacements corresponding to the ultimate load in Fig.4.5. Only the RC members with the concrete cover of 35 mm showed negligible effect of the longitudinal reinforcement ratio on deflection $\delta_{śr\tau max}$. As has been shown in chapter 3, in graphs presented in Figures 3.35-3.38, the increase in reinforcement ratio, was accompanied by the increase in the beam stiffness after cracking, which caused a decrease in the deflection corresponding to the maximum shear stress.

4.2. Wpływ rodzaju zbrojenia

Zgodnie z oczekiwaniami, belki żelbetowe zbrojone prętami o czterokrotnie wyższym module sprężystości w porównaniu z prętami GFRP osiągnęły wyższą nośność na ścinanie niż odpowiadające im belki zbrojone kompozytami (Rys. 4.6).

4.2. Influence of type of reinforcement

As expected, the RC beams reinforced with bars with four times greater modulus of elasticity in comparison with GFRP bars, reached higher shear capacity than the equivalent beams reinforced with GFRP bars (Fig. 4.6).



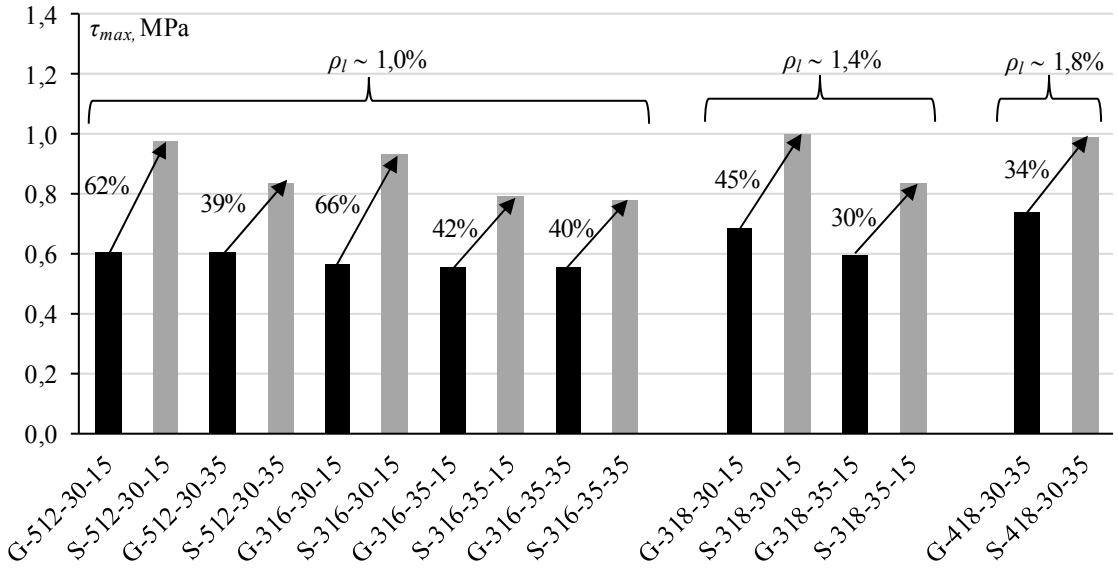
Rys. 4.6. Porównanie maksymalnych naprężeń ścinających w elementach zbrojonych prętami stalowymi oraz GFRP
Fig. 4.6. Comparison of maximum shear stresses in steel and GFRP reinforced beams

Porównanie elementów różniących się wyłącznie rodzajem materiału wykazało, że maksymalne naprężenia ścinające τ_{max} w belkach ze zbrojeniem stalowym były wyższe od naprężeń w belkach zbrojonych prętami GFRP: od 39% do 66% dla ρ_l ~ 1,0%; od 30% do 45% dla ρ_l ~ 1,4% oraz o 34% dla ρ_l ~ 1,8% (Rys. 4.7).

Na podstawie zdjęć wykonanych za pomocą systemu Aramis (zaprezentowanych w Załączniku) wyraźnie widać, że rysy ukośne pojawiały się w elementach żelbetowych przy wyższym poziomie obciążenia niż w elementach zbrojonych prętami GFRP.

The comparison between members which differ only in a type of reinforcement showed that the maximum shear stress τ_{max} in RC beams was higher than in GFRP reinforced beams: from 39% to 66% for ρ_l ~ 1.0%; from 30% to 45% for ρ_l ~ 1.4% and by 34% for ρ_l ~ 1.8%, (Fig. 4.7).

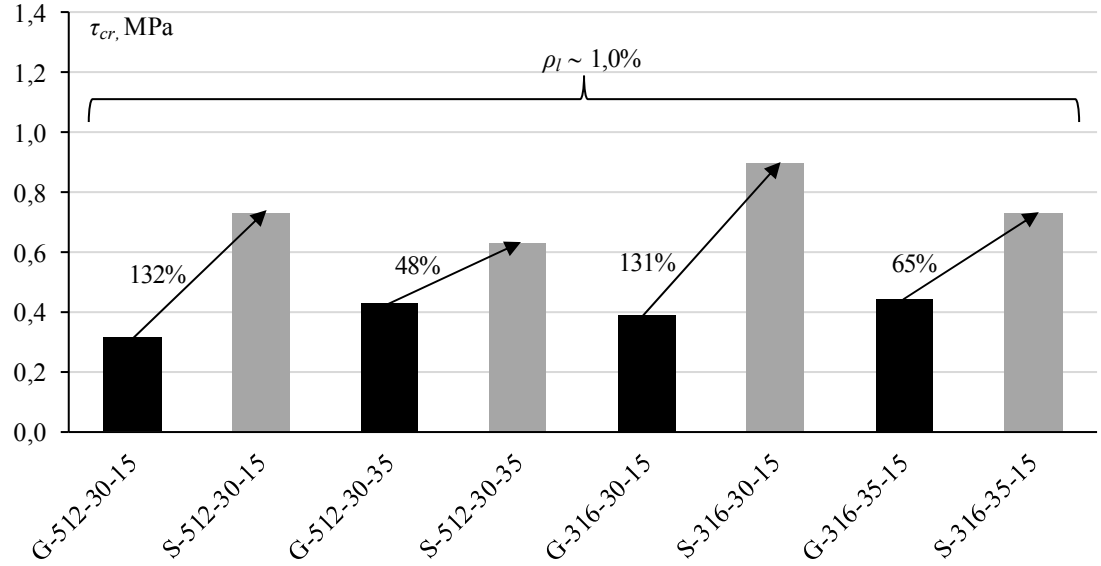
Based on the photos made by the Aramis system (presented in Appendix), it is visible that diagonal cracks appeared in the RC members at higher level of load than in GFRP reinforced members.



Rys. 4.7. Porównanie maksymalnych naprężeń ścinających w odpowiadających sobie elementach zbrojonych prętami stalowymi oraz GFRP
Fig. 4.7. Comparison of maximum shear stresses in corresponding elements reinforced with steel and GFRP bars

Analiza wartości naprężeń rysujących τ_{cr}, określonych zgodnie z regułą opisaną w rozdziale 3 oraz podrozdziale 4.1, była możliwa tylko w przypadku elementów o stopniu zbrojenia ρ_l ~ 1,0%. W pozostałych parach odpowiadających sobie elementów zbrojonych stalą i GFRP, zawsze dla jednej z belek wyniki nie były dostępne. W części elementów rysa nie przecięła rozety, a w części czujniki nie wskazywały żadnych wartości, pomimo przecięcia rysą, co dokładnie zaprezentowano w tabeli 3.10. Naprężenia rysujące τ_{cr} były od 48% do nawet 132% wyższe w elementach zbrojonych stalą niż w odpowiadających im elementach zbrojonych prętami GFRP o najniższym stopniu zbrojenia ρ_l ~ 1,0% (Rys. 4.8).

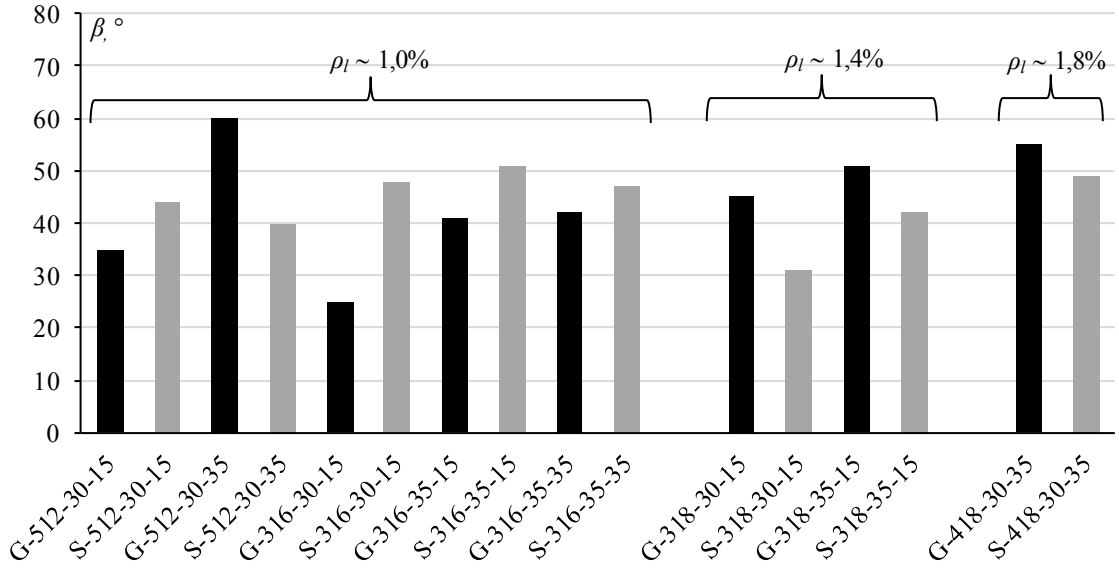
The analysis of cracking stress τ_{cr}, determined in accordance with the rule described in chapter 3 as well as in subchapter 4.1, was possible only in case of members with reinforcement ratio ρ_l ~ 1.0%. In other members reinforced with steel and GFRP, for one of beams in each pair results were not available. In some members the crack didn't cross the rosette, and for some members LVDTs did not show any value, despite crossing by a crack, which is precisely presented in table 3.10. Cracking stress τ_{cr} ranged from 48% to even 132% higher in members reinforced with steel than in corresponding members reinforced with GFRP bars with the lowest reinforcement ratio ρ_l ~ 1.0% (Fig. 4.8).



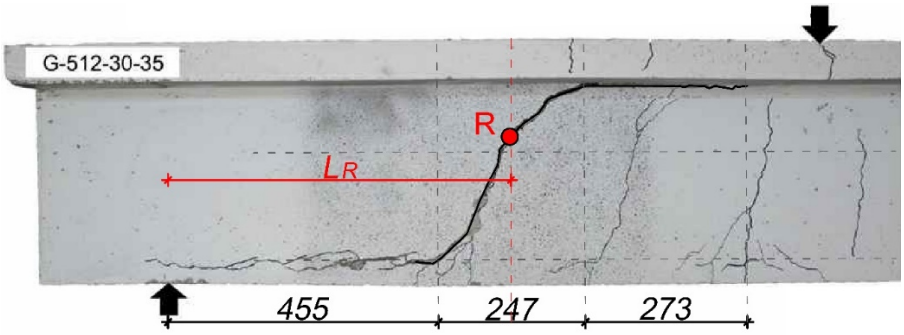
Rys. 4.8. Porównanie maksymalnych naprężeń rysujących τ_{cr} w odpowiadających sobie elementach zbrojonych prętami stalowymi oraz szklanymi
Fig. 4.8. Comparison of cracking stress τ_{cr} in corresponding RC and GFRP reinforced beams

Pomimo widocznych różnic w wartościach obciążenia, przy którym dochodziło do zarysowania ukośnego, nie zaobserwowano jednoznacznego wpływu rodzaju zbrojenia na kąt nachylenia rysy niszczącej β, co pokazano na rysunku 4.9. Porównując odpowiadające sobie elementy zbrojone stalą i prętami GFRP, dla najniższego stopnia zbrojenia rysa niszcząca przebiegała bardziej pionowo w elementach żelbetowych niż zbrojonych kompozytami (z wyjątkiem elementów G-512-30-35 oraz S-512-30-35). Jednak w wypadku najwyższego oraz pośredniego stopnia zbrojenia pod większym kątem były nachylone rysy w elementach zbrojonych prętami z włókien szklanych.

Despite evident differences in the shear cracking load values, explicit influence of type of reinforcement on the angle of the critical shear crack β wasn't observed, which is shown in Fig. 4.9. Comparing corresponding members reinforced with steel and GFRP bars, for the lowest reinforcement ratio the critical shear crack developed more vertically in the RC members than in the GFRP reinforced ones (except members G-512-30-35 and S-512-30-35). However, in case of the highest and medium reinforcement ratio, shear cracks inclination in GFRP reinforced beams was higher.



Rys. 4.9. Porównanie kąta nachylenia rysy krytycznej w belkach o różnych stopniach zbrojenia od 1,0% do 1,8%
Fig. 4.9. Comparison of inclination angle of critical crack in beams with reinforcement ratio from 1,0% to 1,8%



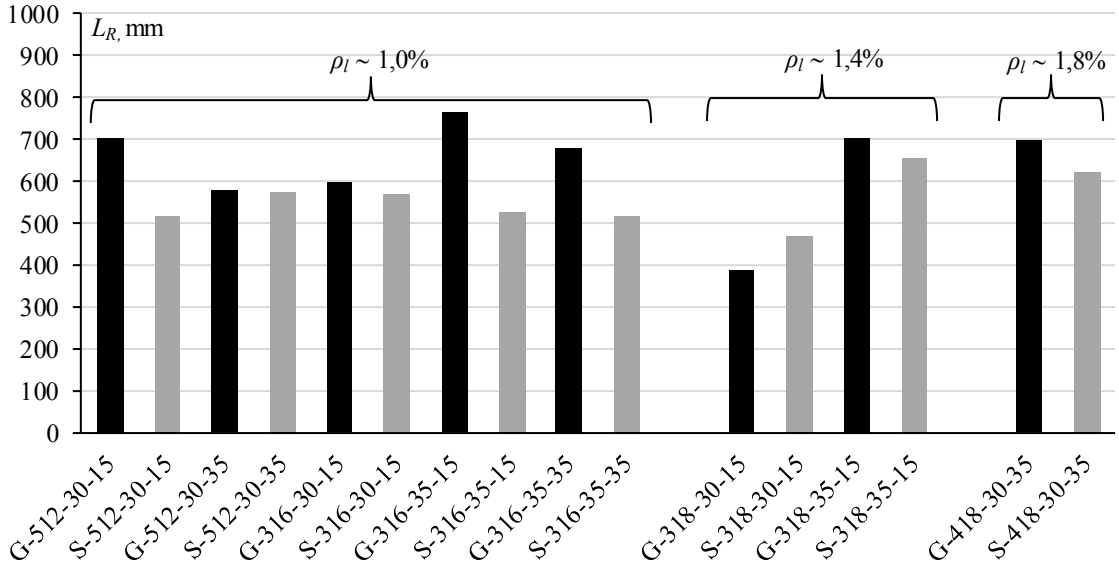
Rys. 4.10. Określenie odległości środka poziomego rzutu rysy od podpory L_R
Fig. 4.10. Distance of mid-projected horizontal length of critical shear crack from support axis L_R

Wstępne obserwacje zarysowania podczas prowadzenia badań, a także rysunki 3.19, 3.20, 3.24, 3.25 wskazują na różnice w miejscu powstawania rysy niszczącej w elementach żelbetowych oraz zbrojonych prętami GFRP. Jednoznaczne porównanie miejsca powstania rysy krytycznej w poszczególnych belkach jest utrudnione zarówno ze względu na zróżnicowanie kąta ich nachylenia, jak również długości odcinków rysy na poziomie zbrojenia i pod półką. W związku z tym jako punkt odniesienia do przeprowadzenia porównań, przyjęto odległość środka poziomego rzutu rysy niszczącej L_R od podpory, którą wyznaczano zgodnie z rysunkiem 4.10.

Preliminary observations of the cracking pattern, as well as Figures 3.19, 3.20, 3.24, 3.25 indicate the differences in the critical shear crack location in the RC and GFRP reinforced members. Unambiguous comparison of the critical shear crack formation in particular beams is difficult both due to differences in the inclination angle and in the length of parts of the crack line at the level of reinforcement and under the flange. Therefore, the point of reference for comparison was a distance from the mid-projected horizontal length of the critical shear crack and the support axis, L_R, which was determined in accordance with Fig. 4.10.

Na podstawie tego kryterium można zaobserwować, że w elementach zbrojonych prętami GFRP rysa niszcząca powstawała bliżej punktu przyłożenia obciążenia, niż w przypadku elementów żelbetowych, co z kolei pokazano na rysunku 4.11. Wyjątkiem były wspomniane elementy G-318-30-15 oraz S-318-30-15, w wypadku których to w elemencie żelbetowym rysa niszcząca powstała bliżej punktu przyłożenia obciążenia.

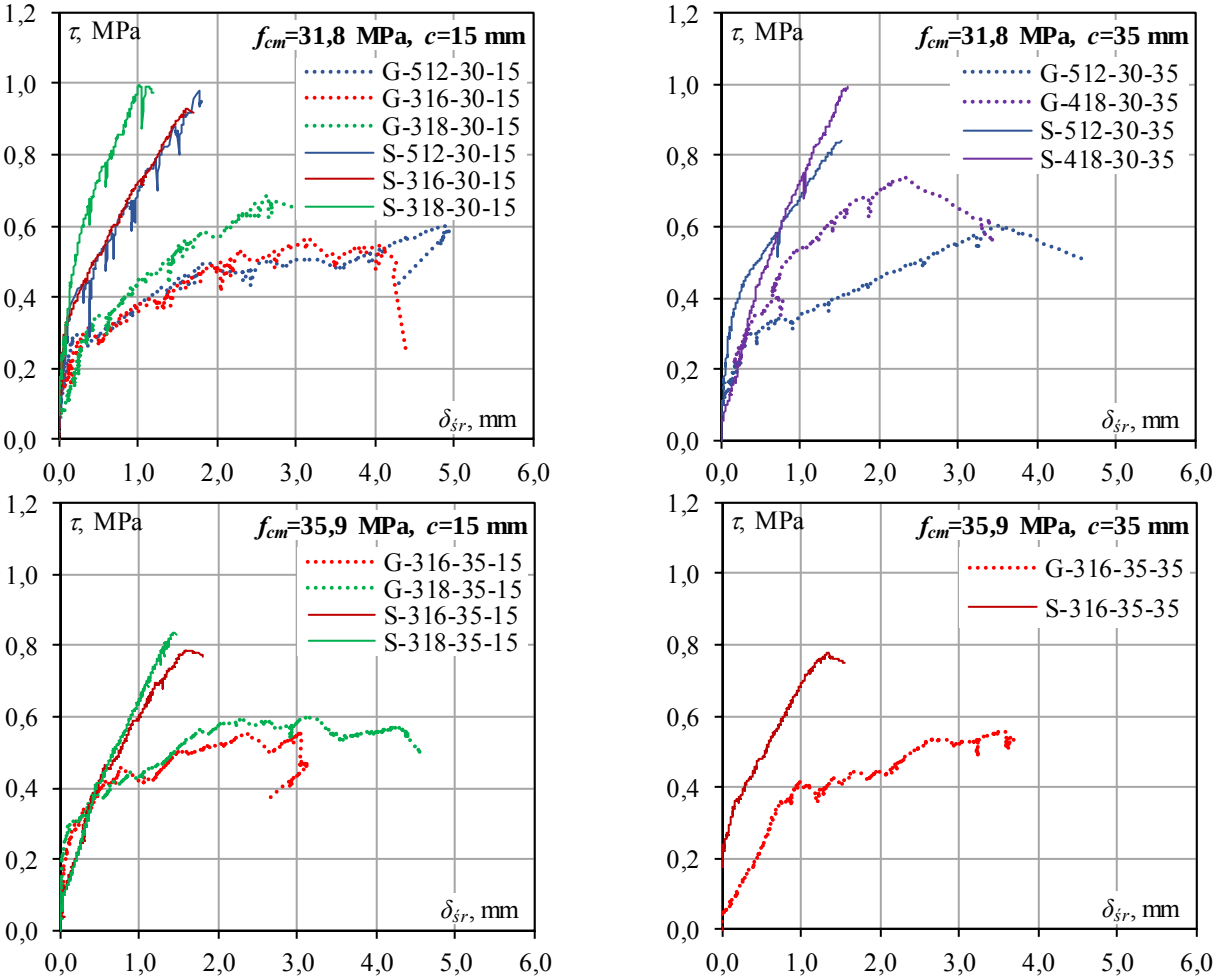
On the basis of this criterion, it can be observed that the critical shear crack was formed closer to the load point in members reinforced with GFRP bars than with steel bars, which is shown in Fig.4.11. The exceptions were G-318-30-15 and S-318-30-15 members, in case of which in the RC member critical shear crack appeared closer to the load point.



Rys. 4.11. Porównanie położenia środka rysy krytycznej (L_R)
Fig. 4.11. Comparison of mid-projected horizontal length of critical shear crack location (L_R)

Przyczyną osiągnięcia przez elementy żelbetowe wyższych wartości maksymalnych naprężeń ścinających oraz naprężeń rysujących w porównaniu z belkami zbrojonymi prętami GFRP jest czterokrotnie wyższy moduł sprężystości prętów stalowych, który wpływał na sztywność elementów po zarysowaniu, co potwierdzają wykresy zależności naprężenie – średnie ugięcie przedstawione na rysunku 4.12. Elementy zbrojone stalą wykazywały wyższą sztywność po zarysowaniu niż belki zbrojone prętami GFRP, co wpłynęło na niższe wartości ugięć w belkach żelbetowych ($\delta_{śr}$ < 2 mm) niż w belkach ze zbrojeniem szklanym ($\delta_{śr}$ < 5 mm). Elementy zbrojone prętami z włókien szklanych wykazywały również znacznie bardziej intensywne zarysowanie niż elementy żelbetowe, w których zbrojenie stalowe w znaczący sposób ograniczało rozwój szerokości rozwarcia rys.

The reason why the RC members reached higher value of maximum shear stress and of cracking stress in comparison with beams reinforced with GFRP bars is four times higher modulus of elasticity of steel bars, which influenced the stiffness of members after cracking. That is proved by the stress-average deflection relationship, shown in Fig.4.12. Members reinforced with steel showed higher stiffness after cracking than beams reinforced with GFRP bars, which had an influence on lower value of deflection in RC beams ($\delta_{śr}$ < 2 mm) than in beams with GFRP bars ($\delta_{śr}$ < 5 mm). Members reinforced with GFRP bars also showed much more intense cracking than the RC members, in which steel reinforcement considerably limited development of cracks' width.



Rys. 4.12. Porównanie średnich ugięć w elementach zbrojonych prętami stalowymi oraz GFRP

Fig. 4.12. Comparison of average deflection in RC and GFRP reinforced elements

4.3. Wpływ osiowej sztywności zbrojenia

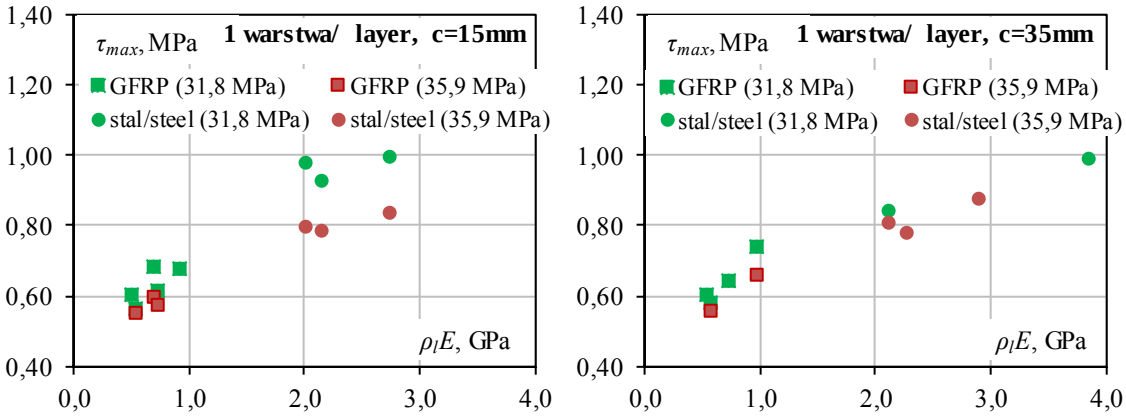
Parametrem, który pozwala na analizę elementów o zróżnicowanym module sprężystości jest osiowa sztywność zbrojenia $\rho_l E$. Stopień zbrojenia nie charakteryzuje elementu w sposób jednoznaczny. Osiowa sztywność zbrojenia łączy oba parametry i bardziej precyzyjnie charakteryzuje zbrojenie. Wyniki badań własnych potwierdziły wniosek o wpływie osiowej sztywności zbrojenia podłużnego na maksymalne naprężenie ścinające, co pokazano na rysunku 4.13.

Badania własne potwierdziły ponadto, że elementy o niższej osiowej sztywności zbrojenia ($\rho_l E$ < 1 GPa), wykazywały większą wrażliwość na zmiany $\rho_l E$ niż elementy o wyższej sztywności ($\rho_l E$ > 2 GPa). Zarówno zwiększenie stopnia zbrojenia, jak i modułu sprężystości zbrojenia skutkowało wzrostem maksymalnych naprężeń ścinających w badanych elementach, co omówiono szerzej w podrozdziale 4.1 i 4.2.

4.3. Influence of axial reinforcement stiffness

A parameter which allows to analyse members with different modulus of elasticity is axial stiffness of reinforcement $\rho_l E$. Axial stiffness of reinforcement combines both parameters (ρ_l and E) and characterises reinforcement more precisely. The results of authors' own research proved the conclusion about the influence axial stiffness of longitudinal reinforcement on maximum shear stress (see Fig. 4.13).

Moreover, tests proved that members with lower axial stiffness of reinforcement ($\rho_l E$ < 1 GPa) showed greater sensitivity to changes $\rho_l E$ than members with higher stiffness ($\rho_l E$ > 2 GPa). Increasing both reinforcement ratio and modulus of elasticity of reinforcement resulted in growth of maximum shear stress in tested members, which was broadly discussed in subchapters 4.1 and 4.2.



Rys. 4.13. Zależność maksymalnych naprężeń ścinających τ_{max} od osiowej sztywności zbrojenia $\rho_l E$

Fig. 4.13. Relationship of maximum shear stress τ_{max} and axial stiffness of reinforcement $\rho_l E$

4.4. Wpływ średnicy i liczby zastosowanych prętów

Powszechnie przyjętą praktyką jest traktowanie poszczególnych prętów zbrojenia podłużnego jako całości, a we wszystkich analizach i obliczeniach parametrem, który je reprezentuje jest sumaryczne pole przekroju zbrojenia bądź stopień zbrojenia. Oczywiście jest to uzasadnione szczególnie w praktyce inżynierskiej. Zróżnicowanie średnic prętów zbrojenia jest zazwyczaj podyktowane warunkami geometrycznymi elementu, dostępnością poszczególnych średnic, czy względami praktycznymi podczas wykonywania elementu na placu budowy. Z reguły nie rozważa się wpływu średnicy zbrojenia na nośność elementu na ścinanie. Jednak badania Leonhardta (*Leonhardt i Walther*, 1962a,b) potwierdziły ten wpływ i wykazały zwiększenie nośności na ścinanie związane ze zmianą średnicy prętów w ramach jednolitego stopnia zbrojenia podłużnego. Zmiana zbrojenia stalowego z dwóch prętów o średnicy 24 mm oraz jednego o średnicy 6 mm (2#24+1#6) na dwa pręty o średnicy 14 mm oraz 3 pręty o średnicy 16 mm (2#14+3#16) spowodowała zwiększenie nośności na ścinanie aż o 28%. Leonhardt argumentował wzrost nośności na ścinanie większą przyczepnością do betonu prętów o mniejszej średnicy w większej ilości sztuk. Natomiast według Yanga (*Yang*, 2014) rozwój rysy krytycznej jest ściśle związany z powstaniem poziomej rysy na wysokości zbrojenia podłużnego, która umożliwia poślizg dwóch krawędzi rysy ukośnej i aktywuje siłę przenoszoną przez zazębianie się kruszywa. Aby poziomy odcinek rysy mógł powstać potrzebna jest energia, która zależy nie tylko od pola przekroju zbrojenia podłużnego, ale także od jego sztywności. Pręty o większej średnicy powodują uwolnienie większej energii, a tym samym rozwój rysy jest możliwy przy niższej wartości szerokości rozwarcia rysy poziomej, co z kolei przekłada się na mniejszą wartość wzajemnego przemieszczenia krawędzi głównego odcinka rysy krytycznej i mniejszy udział efektu zazębiania się kruszywa.

W prezentowanym programie badawczym nie zaobserwowano tak znaczących, jak w przypadku badań Leonhardta, różnic w naprężeniach niszczących między belkami o podobnych stopniach zbrojenia głównego, ale różniących się liczbą prętów i ich średnicą.

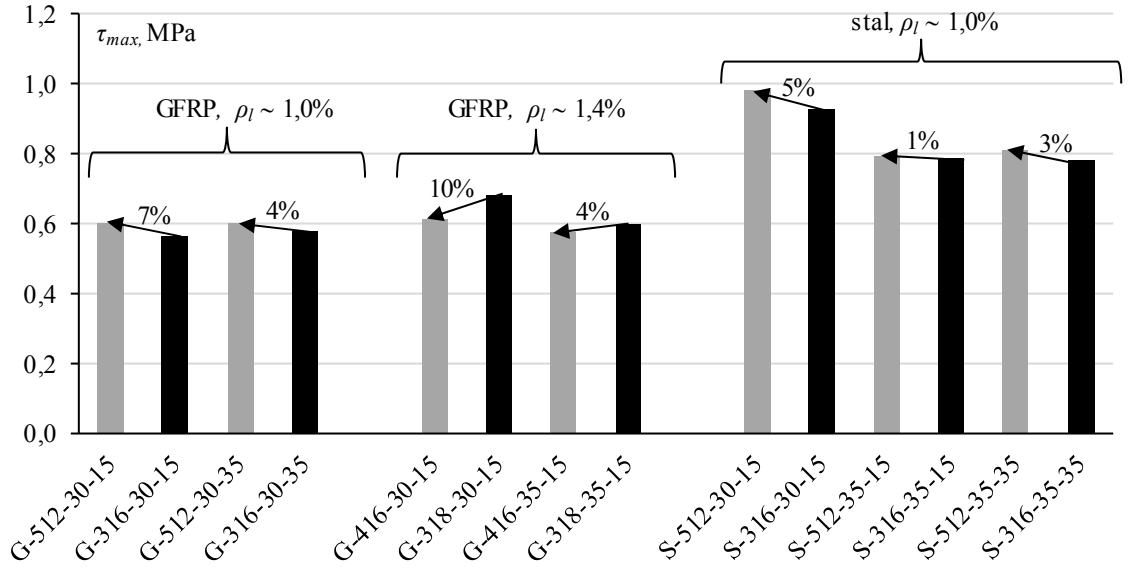
4.4. Influence of bar diameter and bars number

It is a common and well-established practice to treat particular bars of longitudinal reinforcement as a whole, and in all the analyses and calculations the parameter which represents them is total cross-section area of reinforcement or reinforcement ratio. Obviously, it is justified, especially in engineering practice. Differences in bars diameter are usually caused by geometry of a RC member and availability of particular diameters. The influence of the diameter of reinforcement on shear strength of a member usually isn't considered. However, Leonhardt's research (*Leonhardt and Walther*, 1962a,b) proved this influence and indicated the increase in shear capacity and change in diameters of bars within the same longitudinal reinforcement ratio. Change of steel reinforcement consisting of two bars with the diameter of 24 mm and one with the diameter of 6 mm (2#24+1#6) for two bars with the diameter of 14 mm and 3 bars with the diameter of 16 mm (2#14+3#16) caused the increase in shear capacity by as much as 28%. Leonhardt justified the increase of shear capacity with greater bond of bars with smaller diameter in a greater quantity to concrete. On the other hand, according to Yang (*Yang*, 2014), the development of critical shear crack is strictly connected with the appearance of horizontal crack at the height of longitudinal reinforcement, which enables slip of two edges of the diagonal crack and activates the force carried by the aggregate interlock action. Forming of horizontal section of the shear crack requires energy, which depends not only on the area of the section of longitudinal reinforcement, but also on its stiffness. Bars with larger diameter cause unleashing greater energy, and thus the development of a crack is possible at lower value of width of a horizontal crack, which in turn results in a smaller value of mutual displacement of the edges of the main section of the critical shear crack and smaller contribution of the effect of aggregate interlock.

In the presented research programme, the observed differences in shear stress between beams with similar ratio of the main reinforcement but different number of bars and their diameter were not as significant as in Leonhardt's research.

W elementach o stopniu zbrojenia ρ_l ~ 1%, zbrojonych zarówno prętami GFRP, jak i stalowymi, wyższą wartość naprężeń ścinających osiągnęły, tak jak w badaniach Leonhardta, belki z większą liczbą prętów o mniejszej średnicy. Zastosowanie pięciu prętów o średnicy 12 mm (5#12) spowodowało zwiększenie nośności na ścinanie od 1% do 5% w elementach ze zbrojeniem stalowym oraz od 4% do 7% w elementach zbrojonych prętami GFRP, w porównaniu do nośności elementów zbrojonych trzema prętami o średnicy 16 mm (3#16), co zobrazowano na rysunku 4.14.

In members of reinforcement ratio ρ_l ~ 1%, reinforced with both GFRP and steel bars, higher value of shear stress was reached, like in Leonhardt's research, in beams with more bars of smaller diameter. The use of five bars with the diameter of 12 mm (5#12) resulted in the increase in shear capacity from 1% to 5% in the members with steel reinforcement and from 4% to 7% in the members reinforced with GFRP bars, in comparison with shear strength of members reinforced with three bars with the diameter of 16 mm (3#16) (see Fig.4.14).



Rys. 4.14. Wpływ średnicy i liczby prętów na maksymalne naprężenia ścinające
Fig. 4.14. Influence of diameter and number of bars on maximum shear stress

Jednak w belkach ze zbrojeniem szklanym o ρ_l ~ 1,4% tendencja ta była odwrotna. W tych belkach wyższą nośność na ścinanie wykazały elementy zbrojone mniejszą liczbą prętów o większej średnicy. Zastosowanie czterech prętów o średnicy 16 mm (4#16) spowodowało spadek nośności na ścinanie od 4% do 10% w porównaniu z elementami zbrojonymi trzema prętami o średnicy 18 mm (3#18). Ponadto na podstawie rysunku 4.14 widać, że belki o stopniu zbrojenia głównego ρ_l ~ 1,4% w ramach tej samej grupy są bardziej wrażliwe na zmianę liczby prętów i średnicy niż belki słabiej zbrojone. W elementach o stopniu zbrojenia ρ_l ~ 1,4% wyższą wartość naprężeń ścinających w belkach zbrojonych 3#18 można częściowo powiązać z nieznacznie wyższą wartością wytrzymałości betonu na ściskanie w porównaniu z belką zbrojoną 4#16, co jest widoczne w tabeli 3.3 oraz 3.5.

Zgodnie z komentarzem Yanga (*Yang*, 2014) średnice zastosowanych prętów zbrojenia podłużnego wpływają na udział mechanizmu zazębiania kruszywa w nośności elementów na ścinanie. W celu dokładnej analizy siły poprzecznej przenoszonej przez efekt zazębiania kruszywa, podjęto próbę określenia teoretycznej wartości tej siły. Wzór (4.1) określający wartość siły poprzecznej wynikającej z zazębiania się kruszywa (*Yang*, 2014):

However, in beams with glass reinforcement with ρ_l ~ 1.4% the tendency was reversed. In these beams higher shear capacity was characteristic for members reinforced with smaller quantity of bars with greater diameters. The use of four bars with the diameter of 16 mm (4#16) resulted in the decrease of shear capacity from 4% to 10%, in comparison with members reinforced with three bars with the diameter of 18 mm (3#18). Moreover, Fig. 4.14 shows that beams with ρ_l ~ 1.4% for main reinforcement within the same group are more sensitive to change of the number of bars and the diameter than beams with lower reinforcement ratio. In members with reinforcement ratio ρ_l ~ 1.4%, higher value of shear stress in beams reinforced with 3#18 may be partly connected with a little higher value of concrete compressive strength in comparison with a beam reinforced with 4#16 (see table 3.3 and 3.5).

In accordance with Yang's comment (*Yang*, 2014), diameters of the used bars of longitudinal reinforcement influence the contribution of aggregate interlock action to shear strength capacity of beams. In order to analyse transverse force carried by the effect of aggregate interlock more precisely, the authors tried to determine theoretical value of this force. The equation (4.1) defining the value of transverse force resulting from aggregate action (*Yang*, 2014):

$$V_{ai} = R_a f_c^{0,56} z_{cr} b_w \frac{-0,03}{w_b - 0,01}\left(97\Delta_{cr}^2 - 85\Delta_{cr} + 0,27\right) \quad (4.1)$$

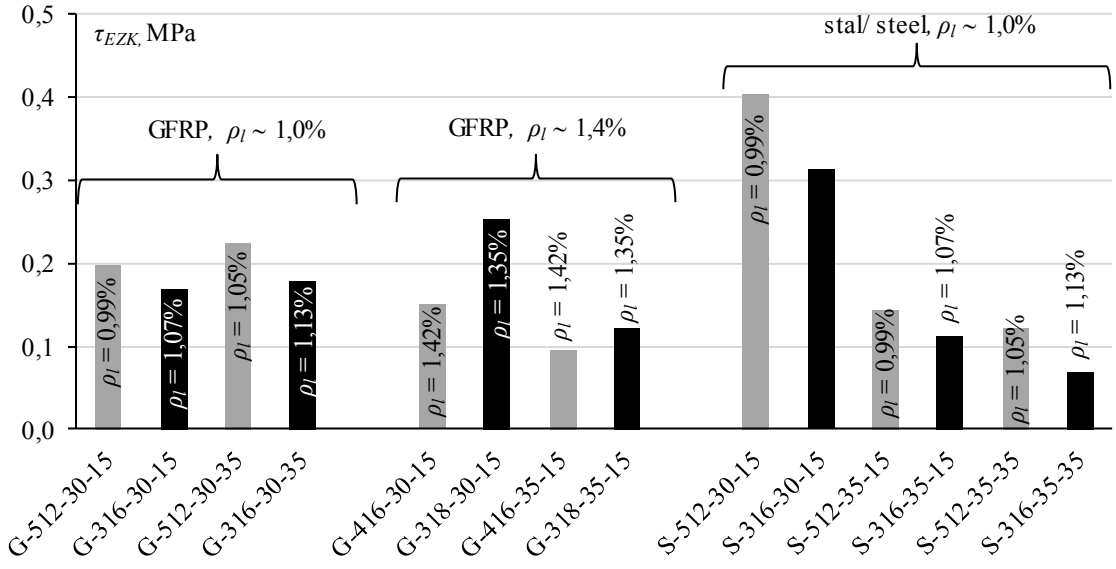
$$V_{ai} = R_a f_c^{0,56} z_{cr} b_w \frac{-0,03}{w_b - 0,01}\left(97\Delta_{cr}^2 - 85\Delta_{cr} + 0,27\right) \quad (4.1)$$

zawiera składnik Δ_{cr}, który wyznaczono w sposób empiryczny na podstawie grupy elementów o przekroju prostokątnym, zbrojonych prętami stalowymi. Ponieważ propozycja Yanga obliczania nośności na ścinanie nie do końca sprawdziła się w obliczeniowej analizie badań własnych o przekroju teowym (nie jak u Yanga prostokątnym), do określenia teoretycznej wartości siły wynikającej z zazębiania się kruszywa wykorzystano wzory zaproponowane w opracowaniu Cladery (*Cladera i in.*, 2016), które znacznie lepiej odzwierciedlały rzeczywistą nośność omawianych belek teowych.

Zgodnie z założeniem Cladery wpływ siły klockującej zbrojenie podłużne w elementach bez zbrojenia poprzecznego można pominąć (*Cladera i in.*, 2016). A więc siłę związaną z efektem zazębianie kruszywa obliczono jako różnicę nośności na ścinanie uzyskanej w badaniach i teoretycznej siły przenoszonej przez beton. Dalszą analizę podobnie, jak w pozostałych przypadkach przeprowadzono dla naprężeń ścinających przenoszonych przez efekt zazębiania kruszywa τ_{EZK} (rysunek 4.15). Uzyskany rozkład wartości odwzorowywał rozkład maksymalnych naprężeń ścinających przedstawionych na rysunku 4.14, a więc w elementach, które osiągnęły wyższą nośność na ścinanie zwiększeniu ulegała również składowa siły poprzecznej przenoszona przez efekt zazębiania kruszywa.

contains the Δ_{cr} component, which was determined empirically on the basis of groups of members with rectangular section, reinforced with steel bars. Because Yang's suggestion to calculate shear capacity didn't work for computational analysis, in own research on the T-section (as opposed to Yang's rectangular section), to determine theoretical value of force resulting from aggregate interlock, the Authors used equations from Cladera's work (*Cladera et al*, 2016), which reflected real load-bearing capacity of the discussed T-beams much better.

According to Cladera's assumption, the influence of dowel action on longitudinal reinforcement in members without transverse reinforcement is negligible (*Cladera et al*, 2016). Thus the force connected with the effect of aggregate interlock was calculated as a difference between shear capacity obtained in research and theoretical force carried by concrete. Further analysis, like in other cases, was carried out for shear stress carried by the effect of aggregate interlock τ_{EZK} (Fig. 4.15). The obtained range of values corresponded to distribution of maximum shear stress presented in Fig. 4.14, so in the members which reached higher shear capacity, contribution of the aggregate interlock was also greater.



Rys. 4.15. Wpływ liczby prętów i ich średnicy na udział efektu zazębiania kruszywa na niszczące naprężeniah ścinające

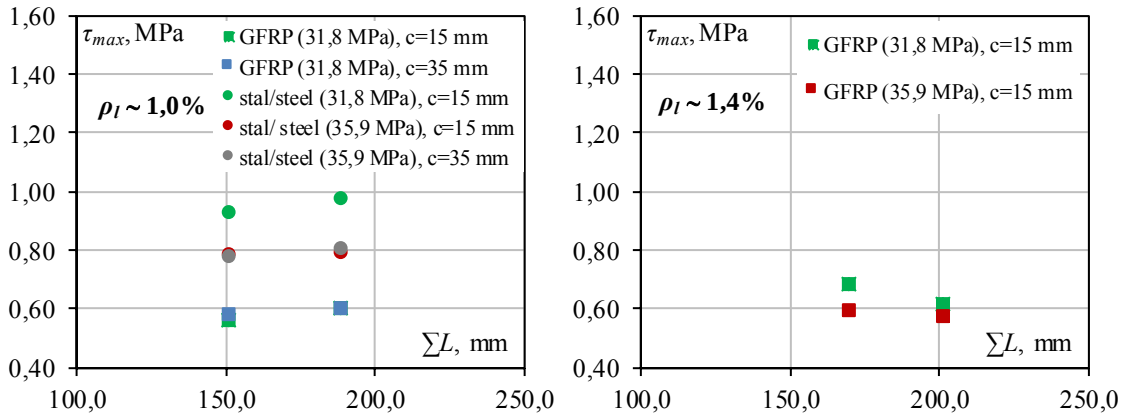
Fig. 4.15. Influence of bars number and their diameter on contribution of aggregate interlock effect on ultimate shear stress

W belkach zbrojonych GFRP oraz stalą o stopniu zbrojenia ρ_l ~ 1%, większą wartość naprężeń τ_{EZK} wykazywały elementy z większą liczbą prętów o mniejszej średnicy, zaś w wypadku ρ_l ~ 1,4% tendencja ta była odwrotna. Przyczyną tych różnic dla stopnia zbrojenia ρ_l ~ 1,0% oraz ρ_l ~ 1,4% są wielkości różnic pomiędzy średnicami poszczególnych prętów. Zmiana średnicy prętów z 16 mm na 12 mm, zastosowana w elementach o ρ_l ~ 1,0%, była bardziej radykalna niż w elementach o ρ_l ~ 1,4%, gdzie średnica uległa zmianie tylko o 2 mm.

In beams reinforced with GFRP and steel with reinforcement ratio ρ_l ~ 1%, members with more bars with smaller diameters showed higher value of stress τ_{EZK}, whereas in case of ρ_l ~ 1.4% this tendency was reversed. The reason for this difference for reinforcement ratio ρ_l ~ 1.0% and ρ_l ~ 1.4% is the difference in diameters of particular bars. Change in the diameter of bars from 16 mm to 12 mm, used in members with ρ_l ~ 1.0% was more radical than in members with ρ_l ~ 1.4%, where the diameter changed only by 2 mm.

Równocześnie w wypadku belek o stopniu zbrojenia ρ_l ~ 1,0% liczbę prętów zwiększono z 3 do 5, a w belkach o ρ_l ~ 1,4% liczba prętów wzrosła tylko o 1. Uzyskane wyniki sugerują, że wpływ średnicy zbrojenia na siłę poprzeczną związaną z zazębianiem kruszywa, a tym samym nośność na ścinanie jest bardziej widoczny w elementach o niższym stopniu zbrojenia podłużnego, a tym samym o niższej sztywności po zarysowaniu.

At the same time, in case of beams with reinforcement ratio ρ_l ~ 1.0%, the number of bars was increased from 3 to 5, and in beams with ρ_l ~ 1.4% the number of bars grew only by 1. The test results indicated the influence of the bars diameter on transverse force connected with aggregate interlock and thus the shear capacity is more evident in members with lower longitudinal reinforcement ratio and thus with lower stiffness after cracking.



Rys. 4.16. Wpływ sumarycznego obwodu prętów na maksymalne naprężenia ścinające
Fig. 4.16. Influence of total bar circumference on maximum shear stress

Do analizy wpływu liczby prętów i ich średnicy na nośność strefy ścinania belek, przyjęto również jako reprezentatywny parametr, sumaryczny obwód zbrojenia podłużnego $\sum L$. Na podstawie wyników badań zaprezentowanych na rysunku 4.16, nie można wysnuć jednoznacznych wniosków. Mianowicie z analizy belek o stopniu zbrojenia bliskim 1,0% widać, że wzrost $\sum L$ powodował wzrost naprężeń ścinających. Tej opinii nie potwierdzają jednak wyniki badań belek o stopniu zbrojenia zbliżonym do 1,4% (a dokładnie: ρ_l = 1,42% i ρ_l = 1,35%). Widać, że wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia podłużnego naprężenia niszczące τ_{max} są mniej wrażliwe na zmiany liczby i średnicy prętów.

Szukając wyjaśnienia różnego wpływu zmian średnicy i liczby prętów w belkach o ρ_l ~ 1,0% i ρ_l ~ 1,4% na nośność belek na ścinanie Autorki przeanalizowały także, czy przyczyną wyższych nośności na ścinanie w omawianych elementach nie są nieznaczne różnice w wytrzymałości betonu na ściskanie oraz w stopniu zbrojenia poszczególnych belek. Z całą pewnością stwierdzono, że niewielkie różnice w stopniu zbrojenia omawianych elementów nie miały wpływu na uzyskane wyniki. To właśnie elementy o nieznacznie niższym stopniu zbrojenia uzyskiwały wyższą nośność na ścinanie. Podobna sytuacja miała miejsce w odniesieniu do wytrzymałości betonu na ściskanie, ponieważ z reguły wyższą nośność uzyskiwały belki o nieznacznie niższej wytrzymałości betonu na ściskanie (tabele 3.3, 3.5 i 3.9).

Podsumowując, w dziesięciu z czternastu analizowanych belek potwierdzono, że zastosowanie większej liczby prętów o mniejszej średnicy w ramach jednakowego stopnia zbrojenia powodowało wzrost nośności belek na ścinanie.

For the analysis of the influence of bars number and their diameter on shear capacity of beams, total circumference of longitudinal reinforcement $\sum L$ was assumed as a representative parameter. On the basis of test results presented in Fig. 4.16, it is impossible to draw unambiguous conclusions. The analysis of beams with reinforcement ratio close to 1.0% shows that growth of $\sum L$ caused the increase in shear stress. However, this opinion is not proved by the results of tests on beams with reinforcement ratio close to 1.4% (precisely: ρ_l = 1.42% and ρ_l = 1.35%). It is clear that with the increase of longitudinal reinforcement ratio, shear stress τ_{max} is less sensitive to changes in the number and bars diameter.

In order to explain differences in the influence of change in diameter and bars number in beams with ρ_l ~ 1.0% and ρ_l ~ 1.4% on shear capacity, the authors also analysed whether the reason for higher shear capacity in the tested members are: small difference in compressive strength of concrete and the reinforcement ratio. It was stated, undoubtedly, that slight differences in reinforcement ratio of the discussed members had no influence on the obtained results. It was the members with a little lower reinforcement ratio that had higher shear capacity. It was similar in case of concrete compressive strength because beams with little lower concrete compressive strength usually achieved higher capacity (tables 3.3, 3.5 and 3.9).

Summing up, for ten out of fourteen analysed beams, it was proved that the use of greater number of bars with smaller diameter for the same reinforcement ratio caused increase in shear capacity of the beams.

Należy jednak zaznaczyć, że zmiany te z pewnością byłyby bardziej widoczne, gdyby porównywane średnice znacznie bardziej się różniły. W wypadku zmniejszenia średnicy prętów o 2 mm i zwiększenia ich liczby o 2 pręty, maksymalne zwiększenie nośności na ścinanie wyniosło zaledwie 7%.

4.5. Wpływ liczby warstw zbrojenia podłużnego

W praktyce inżynierskiej przy wysokim stopniu zbrojenia oraz ograniczonej szerokości gabarytach elementu powszechnym jest układanie zbrojenia w więcej niż jednej warstwie.

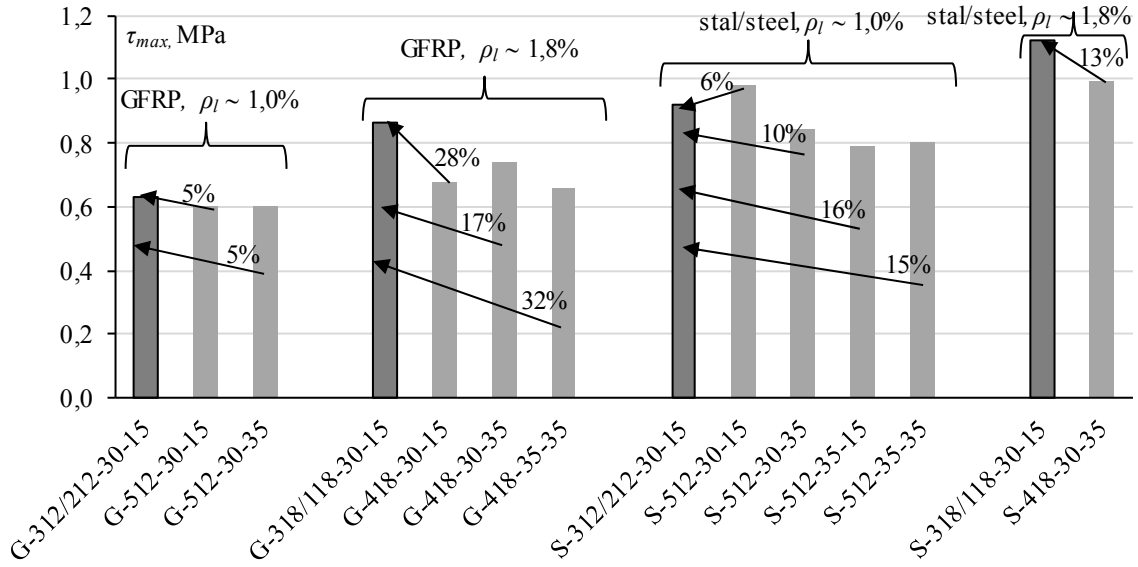
W elementach zbrojonych prętami GFRP o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}0\%$ zastosowanie dwóch warstw zbrojenia spowodowało nieznaczny wzrost wartości naprężeń ścinających, o około 5%, podczas gdy w wypadku stopnia zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}8\%$, wzrost ten wyniósł od 17% do 32%, co wyraźnie widać na rysunku 4.17.

However, it must be noted that these changes would be more obvious, if the differences in diameters were much bigger. Decreasing diameters of bars by 2 mm and increasing their number by 2 bars resulted in maximum increase in shear capacity by only 7%.

4.5. Influence of number of reinforcement layers

In engineering practice, if reinforcement ratio is high and the width of a member limited, reinforcement is usually laid in more than one layer.

In the GFRP reinforced members with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.0\%$, two reinforcement layers resulted in the slight increase in the shear stress, by about 5%, whereas in case of reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.8\%$, the increase was from 17% to 32%, which is clearly shown in Fig. 4.17.



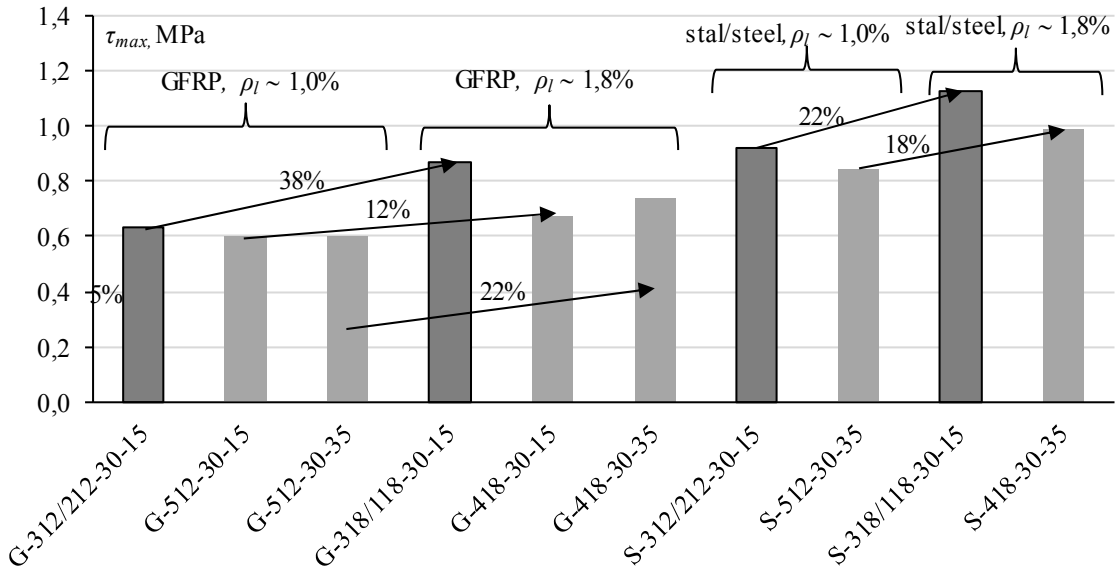
Rys. 4.17. Wpływ liczby warstw zbrojenia na maksymalne naprężenia ścinające
Fig. 4.17. Influence of number of reinforcement layers on maximum shear stress

Natomiast w belce żelbetowej S-312/212-30-15 (z dwiema warstwami zbrojenia) o stopniu $\rho_l \sim 1{,}0\%$ zaobserwowano nieznaczny spadek nośności na ścinanie (rzędu 6%) w stosunku do analogicznego elementu S-512-30-15 ze zbrojeniem ułożonym w jednej warstwie. Jednak w odniesieniu do elementów żelbetowych zbrojonych w jednej warstwie: S-512-30-35, S-512-35-35 oraz S-512-35-35 wzrost maksymalnych naprężeń ścinających w belce zbrojonej w dwóch warstwach (S-312/212-30-15) wahał się od 10% do 15% (rysunek 4.17). W elemencie o najwyższym stopniu zbrojenia stalowego, $\rho_l \sim 1{,}8\%$, wzrost maksymalnych naprężeń ścinających w porównaniu z elementem S-418-30-35, zbrojonym w jednej warstwie wyniósł 13%.

Elementy zbrojone dwiema warstwami prętów z włókien szklanych okazały się bardziej wrażliwe na wzrost stopnia zbrojenia.

In the RC beam S-312/212-30-15, with two layers of reinforcement, with $\rho_l \sim 1.0\%$, shear capacity decreased slightly, i.e. by about 6%, in comparison with a similar member S-512-30-15 with reinforcement laid in one layer. However, with regard to the RC members reinforced with one layer: S-512-30-35, S-512-35-35 and S-512-35-35, the increase in maximum shear stress in a beam reinforced in two layers (S-312/212-30-15) varied from 10% to 15% (Fig. 4.17). In the member with the highest steel reinforcement ratio, $\rho_l \sim 1.8\%$, the increase in maximum shear stress in comparison with member S-418-30-35, reinforced in one layer was equal to 13%.

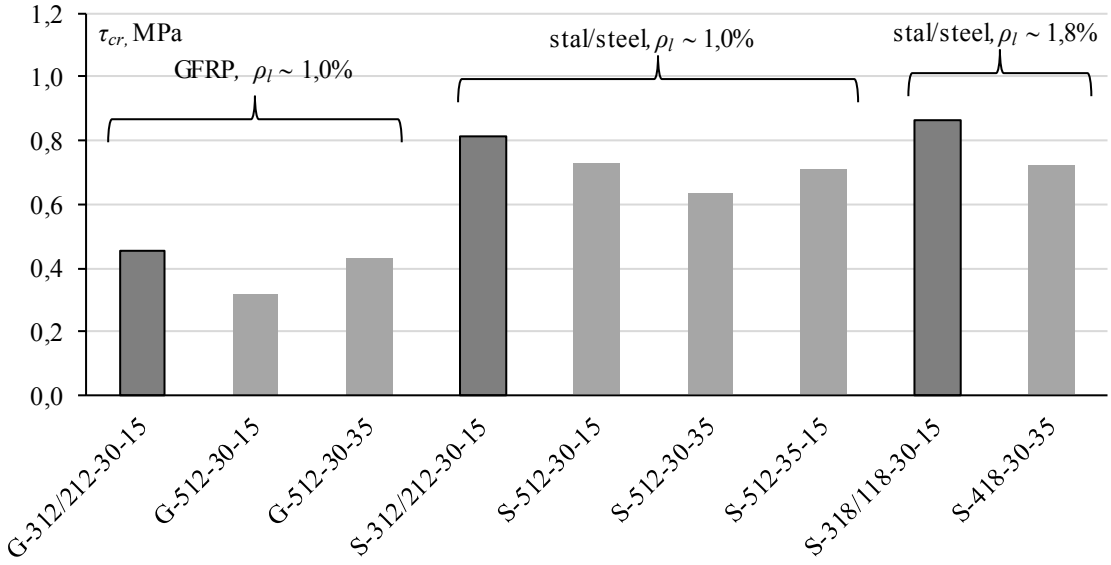
Members GFRP reinforced with two layers turned out to be more sensitive to growth of reinforcement ratio.



Rys. 4.18. Wpływ wzrostu stopnia zbrojenia na naprężenia ścinające w elementach zbrojonych dwiema i jedną warstwą zbrojenia
Fig. 4.18. Influence of increase in reinforcement ratio on shear stress in elements reinforced with two and one reinforcement layer

Wzrost ρ_l z 1,0% do 1,8% spowodował wzrost naprężeń ścinających o 38%, podczas gdy w elementach z jedną warstwą zbrojenia następował wzrost o 12% oraz 22%, odpowiednio w przypadku belek z otuliną 15 mm i 35 mm, co pokazano na rysunku 4.18. W elementach żelbetowych dwukrotne zwiększenie stopnia zbrojenia skutkowało zbliżonym zwiększeniem naprężeń ścinających 18% i 22%, odpowiednio w elementach zbrojonych jedną i dwiema warstwami prętów głównych.

The increase of ρ_l from 1.0% to 1.8% caused the growth of shear stress by 38%, whereas in members with one layer of reinforcement there was an increase by 12% and 22%, for beams with cover of 15 mm and 35 mm respectively, which is shown in Fig.4.18. In RC members double increase of reinforcement ratio resulted in similar increase in shear stress by 18% and 22%, in the members reinforced with one and two layers of main bars respectively.



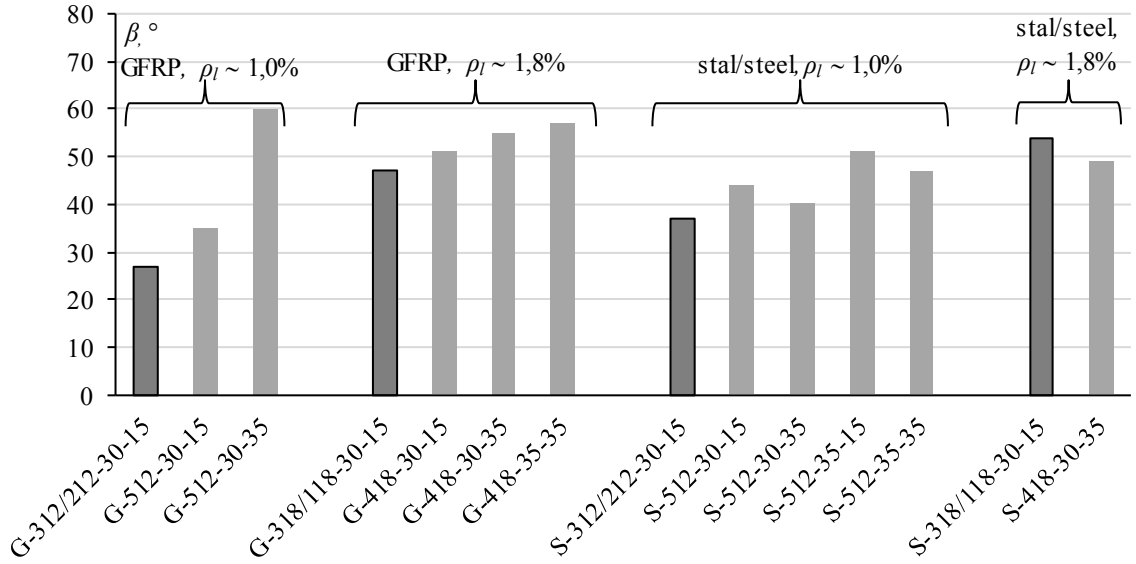
Rys. 4.19. Wpływ liczby warstw zbrojenia na naprężenia rysujące
Fig. 4.19. Influence of number of reinforcement layers on cracking stress

Wzrost stopnia zbrojenia podłużnego hamuje rozwój szerokości rozwarcia ukośnej rysy, przez co uaktywnia bardziej mechanizm zazębiania kruszywa oraz nieznacznie efekt siły klockującej, ale tylko w elementach ze zbrojeniem ułożonym w dwóch warstwach.

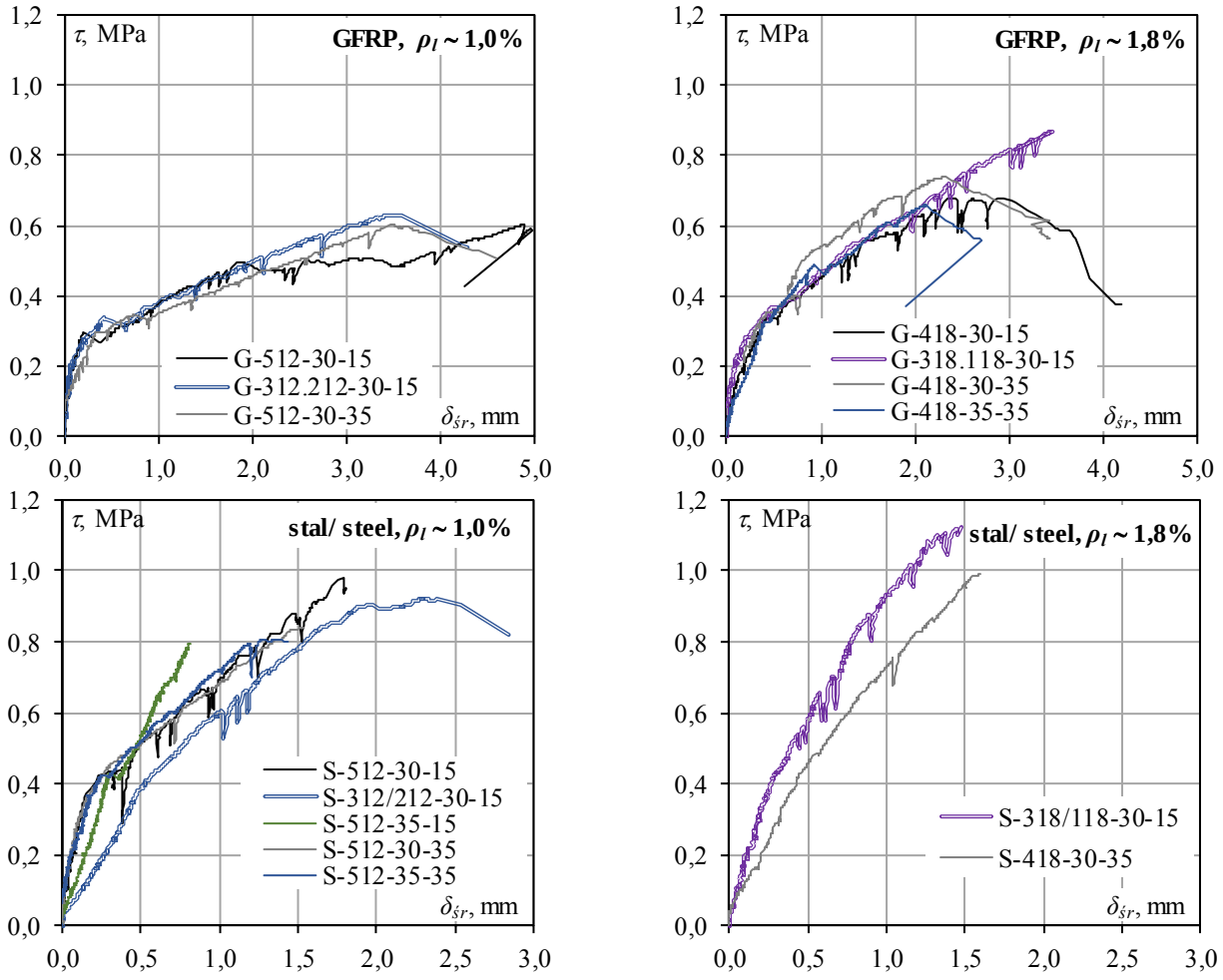
The increase in longitudinal reinforcement ratio inhibits its development of the crack width opening, thus activating the mechanism of aggregate interlock, and the dowel action slightly, but only in members with two layers of reinforcement.

Analiza naprężeń rysujących była możliwa tylko dla części wybranych belek (rysunek 4.19). Zbrojenie ułożone w dwóch warstwach skutecznie krępowało beton przed zarysowaniem, a tym samym wpłynęło na wzrost naprężeń rysujących τ_{cr} (rysunek 4.19).

The analysis of cracking stress was possible only for some chosen beams (Fig. 4.19). Reinforcement applied in two layers effectively confined concrete against cracking, thus influencing the increase of cracking stress τ_{cr} (Fig. 4.19).



Rys. 4.20. Wpływ liczby warstw zbrojenia na kąt nachylenia rysy niszczącej
Fig. 4.20. Influence of number of reinforcement layers on inclination angle of critical shear crack



Rys. 4.21. Zależność średniego ugięcia od naprężeń ścinających w elementach z jedną oraz dwiema warstwami zbrojenia
Fig. 4.21. Relationship of average deflection vs. shear stresses in elements with one and two reinforcement layers

Ponadto, jak wynika z rysunku 4.20, ułożenie zbrojenia w dwóch warstwach spowodowało nieznaczny spadek kąta nachylenia rysy niszczącej β. Wyjątkiem są tylko elementy żelbetowe o najwyższym stopniu zbrojenia, $\rho_l \sim$ 1,8%, gdzie w belce ze zbrojeniem ułożonym w dwóch warstwach rysa niszcząca była nachylona pod większym kątem niż w elemencie z jedną warstwą zbrojenia.

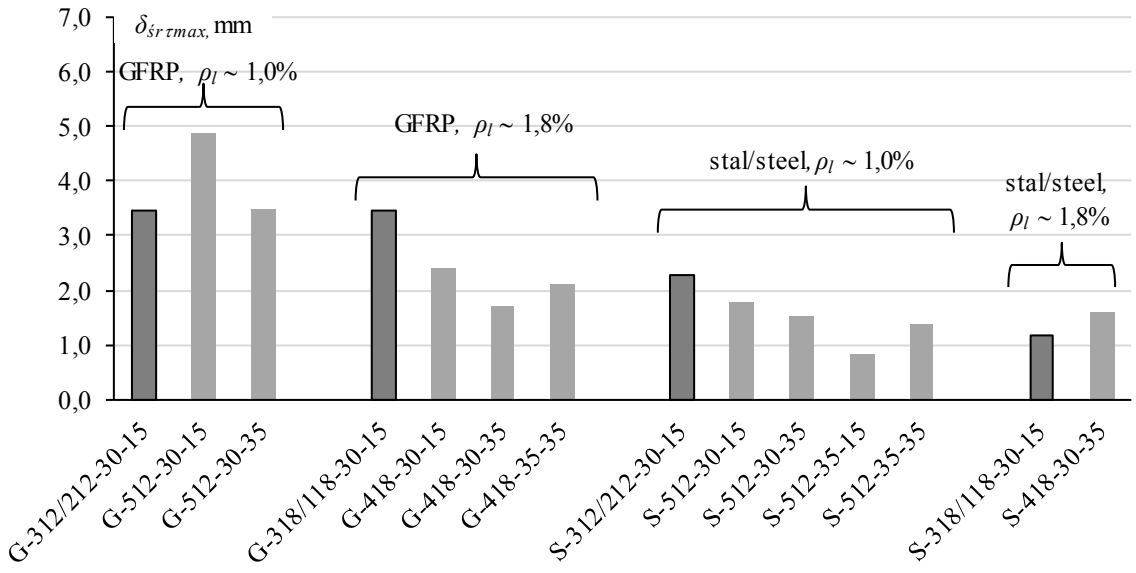
Zastosowanie dwóch warstw zbrojenia w elementach zbrojonych prętami GFRP o stopniu zbrojenia podłużnego $\rho_l \sim$ 1,0%, mimo niewielkiego wpływu na nośność, istotnie zwiększyło sztywność belki G-312/212-30-15 po zarysowaniu elementu, co pokazano na rysunku 4.21. W konsekwencji spowodowało to ograniczenie średniego ugięcia odpowiadającego maksymalnemu naprężeniu ścinającemu w porównaniu z ugięciem analogicznego elementu G-512-30-15, co jest widoczne na rysunku 4.22. W elemencie G-318/118-30-15 ze zbrojeniem szklanym o najwyższym stopniu zbrojenia, $\rho_l \sim$ 1,8%, dwie warstwy zbrojenia wzmocniły efekt „tension stiffening", przez co belka ta osiągnęła znacznie wyższą wartość maksymalnych naprężeń w porównaniu z belkami ze zbrojeniem ułożonym w jednej warstwie. W wypadku belki G-318/118-30-15 „zszycie" rys zbrojeniem ułożonym w dwóch warstwach zwiększyło jej odkształcalność, o czym świadczą wartości ugięć przedstawione na rysunku 4.22.

Element żelbetowy S-318/118-30-15 wykazał znaczne zwiększenie sztywności po zarysowaniu oraz przeciwnie do belki G-318/118-30-15, zmniejszenie wartości średniego ugięcia odpowiadającego maksymalnemu naprężeniu ścinającemu. Natomiast belka żelbetowa S-312/212-30-15 o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim$ 1%, zbrojona dwiema warstwami zbrojenia, osiągnęła wyższą w stosunku do analogicznych belek wartość średniego ugięcia odpowiadającego maksymalnej sile, co pokazano na rysunku 4.22. Powodem wyższej wartości ugięcia była niższa sztywność elementu S-312/212-30-15, co jest widoczne na rysunku 4.21.

Moreover, as it is shown in Figure 4. 20, two layers of reinforcement caused slight decrease in the angle of inclination of critical shear crack. The only exception are the RC members with the highest reinforcement ratio, $\rho_l \sim$ 1.8%, where in the beam with reinforcement laid in two layers, angle of critical shear crack was higher than that in the member with one reinforcement layer.

The application of two reinforcement layers in the GFRP reinforced members with longitudinal reinforcement ratio $\rho_l \sim$ 1.0%, despite small influence on load-bearing capacity, significantly increased the stiffness of beam G-312/212-30-15 after cracking, which is shown in Fig. 4.21. Consequently, it resulted in limiting average deflection corresponding to maximum shear capacity, in comparison with deflection of a similar member G-512-30-15, which is presented in Fig. 4.22. In member G-318/118-30-15 with the highest reinforcement ratio, $\rho_l \sim$ 1.8%, two layers of reinforcement enhanced the effect of „tension stiffening", due to which this beam reached much higher maximum stress in comparison with beams with one reinforcement layer. In case of beam G-318/118-30-15, "sewing cracks" with reinforcement laid in two layers increased its deformability, which is proved by deflections shown in Fig. 4.22.

The RC member S-318/118-30-15 showed considerable increase in stiffness after cracking and, contrary to beam G-318/118-30-15, decrease in average deflection corresponding to maximum shear capacity. On the other hand, the RC beam S-312/212-30-15 with reinforcement ratio $\rho_l \sim$ 1%, reinforced in two layers, reached a higher value of average deflection corresponding to maximum force in comparison with similar beams (see Fig. 4.22). The reason for higher value of deflection was lower stiffness of beam S-312/212-30-15 (see Fig.4.21).



Rys. 4.22. Wpływ liczby warstw zbrojenia na średnie ugięcie odpowiadające maksymalnym naprężeniom
Fig. 4.22. Influence of number of reinforcement layers on average deflection corresponding to maximum shear stresses

Elementy zbrojone dwiema warstwami prętów z włókien szklanych wykazywały znacznie bardziej intensywne zarysowanie w porównaniu z elementami z jedną warstwą zbrojenia o zbliżonym stopniu, co jest widoczne na rysunkach 3.8, 3.9 i 3.12 w rozdziale 3. W belkach ze zbrojeniem ułożonym w dwóch warstwach dochodziło do rozwoju większej ilości rys pierwotnych oraz wtórnych, a rysa niszcząca powstawała niemal w środku rozpiętości odcinka ścinania poprzez połączenie trzech rys ukośnych. Z tego względu rysa ta była dłuższa niż w elementach z jedną warstwą zbrojenia, na co wskazują rysunki 3.19 i 3.20. Ułożenie zbrojenia GFRP w dwóch warstwach opóźniało zniszczenie i pozwalało na łagodny rozwój kolejnych rys w tych elementach. Nieco inaczej zachowywały się belki żelbetowe, w których zastosowanie dwóch warstw zbrojenia zabezpieczyło belkę przed zarysowaniem na zginanie bardziej skutecznie niż w elementach z jedną warstwą zbrojenia (rysunek 3.10 i 3.24).

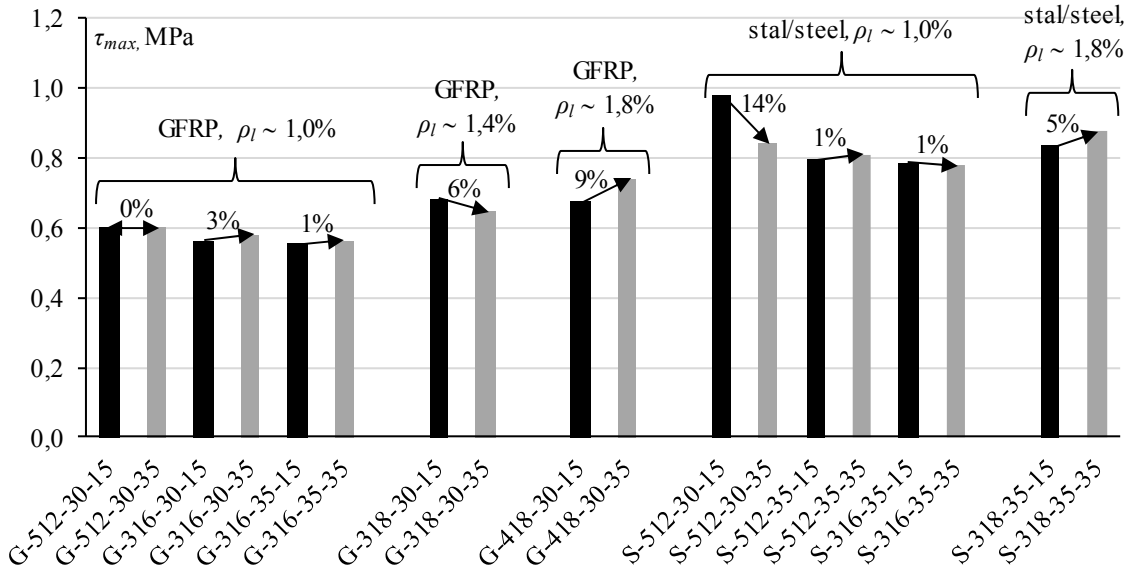
4.6. Wpływ grubości betonowej otuliny

Betonowa otulina odgrywa istotną rolę w ochronie zbrojenia przed czynnikami zewnętrznymi, a jej grubość jest zależna w dużej mierze od warunków środowiskowych. Zwiększanie grubości betonowej otuliny w elemencie o ustalonej wysokości, zmniejsza ramię sił wewnętrznych, a tym samym obniża nośność na zginanie. Jednak w elementach bez zbrojenia poprzecznego pionowe przemieszczenie zbrojenia podłużnego jest ograniczane wyłącznie poprzez betonową otulinę. W związku z tym przy wysokim poziomie obciążenia, wzdłuż zbrojenia pojawiła się charakterystyczna rysa rozwarstwiająca, która wpływała na zmniejszenie udziału siły klockującej zbrojenie podłużne oraz szczątkowych naprężeń rozciągających w betonie w nośności na ścinanie (*Marí i in.*, 2014).

Members reinforced with two layers of GFRP bars showed much more intense cracking in comparison with members one-layer reinforcement and with similar reinforcement ratio (Figures 3.8, 3.9 and 3.12 in chapter 3). In beams with two-layer reinforcement development of a greater number of primary and secondary cracks occurred and the critical shear crack developed almost in the middle of the shear span by joining of three diagonal cracks. For this reason, this crack was longer than in members with one-layer reinforcement, which is shown in Figures 3.19 and 3.20. The GFRP reinforcement in two layers delayed failure and enabled mild development of subsequent cracks in these members. It was a little difference in the RC beams, where the use of two layers of reinforcement protected the beam against flexural cracking more effectively than in members with one layer of reinforcement (Fig.3.10 and 3.24).

4.6. Influence of concrete cover thickness

Concrete cover plays an important role in protecting reinforcement against external factors, and its thickness largely depends on environmental conditions. Increasing concrete cover thickness decreases the arm of internal forces, thus decreasing flexural load-bearing capacity. However, in the members without transverse reinforcement vertical displacement of longitudinal reinforcement is limited only by a concrete cover. Therefore, at a high load, a characteristic splitting crack appeared along reinforcement and influenced the decrease of the dowel action contribution as well as of residual tensile stress in concrete in shear capacity (*Marí et al*, 2014).



Rys. 4.23. Wpływ grubości otuliny betonowej na maksymalne naprężenia niszczące
Fig. 4.23. Influence of concrete cover thickness on maximum shear stresses

W programie badań własnych grubość betonowej otuliny była jednym z parametrów zmiennych, którego wpływ został omówiony w niniejszym podrozdziale. Zastosowano dwie grubości otuliny betonowej: 15 mm oraz 35 mm. Zmniejszenie grubości otuliny poniżej 15 mm przyspiesza powstanie rysy rozwarstwiającej na poziomie zbrojenia zwykłego (Mazaheripour *i in.*. 2013). W elementach zbrojonych prętami GFRP w wypadku najniższego oraz najwyższego stopnia zbrojenia, zwiększenie betonowej otuliny z 15 mm do 35 mm spowodowało wzrost naprężeń ścinających odpowiednio od 1% do 3%, dla $\rho_l \sim 1{,}0\%$, oraz o 9%, dla $\rho_l \sim 1{,}8\%$, co pokazano na rysunku 4.23. Natomiast w elemencie G-318-30-35 o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}4\%$ zarejestrowano spadek maksymalnych naprężeń ścinających o 7% w porównaniu do naprężeń uzyskanych w belce G-318-30-15. W belkach żelbetowych o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1\%$, zmniejszenie maksymalnych naprężeń ścinających wraz ze wzrostem betonowej otuliny wystąpiło w dwóch wypadkach, co jest widoczne na rysunku 4.23. W elemencie S-316-35-35, z otuliną 35 mm, maksymalne naprężenie ścinające było o 1% niższe niż w analogicznej belce z otuliną 15 mm (S-316-35-15). Natomiast znaczący spadek maksymalnego naprężenia ścinającego wystąpił w elemencie S-512-30-35 w porównaniu z elementem S-512-30-15 i wyniósł aż 14%. W belkach S-512-35-15 oraz S-512-35-35 zwiększenie grubości betonowej otuliny spowodowało wzrost maksymalnego naprężenia ścinającego zaledwie o 1%. Jedynie w elemencie S-318-35-35 zaobserwowano korzystny wpływ zwiększenia otuliny, gdyż maksymalne naprężenia ścinające były o 5% wyższe w porównaniu z analogiczną belką S-318-35-15 (i otuliną 15 mm).

Należy zwrócić uwagę, że belki zbrojone prętami z włókien szklanych z otuliną 35 mm były bardziej wrażliwe na zmiany stopnia zbrojenia. Prawie dwukrotny wzrost stopnia zbrojenia w elementach z otuliną 15 mm spowodował wzrost maksymalnych naprężeń ścinających od 12% do 20%, podczas gdy w elementach z otuliną 35 mm od 22% do 27% (tabela 3.9).

Zwiększenie grubości betonowej otuliny w elemencie G-512-30-35 w porównaniu do belki G-512-30-15 nie miało wpływu na maksymalne naprężenia ścinające, co pokazano na rysunku 4.23. Jednak z porównania obu belek odnotowano znaczną różnicę w kącie nachylenia rysy krytycznej, co jest widoczne na rysunku 4.24. W elemencie G-512-30-35 rysa krytyczna powstała prawie na środku odcinka ścinania, osiągnęła wysokość półki teowej zachowując znaczne nachylenie, a w kierunku punktu przyłożenia obciążenia rozwijała się wzdłuż styku półki ze środnikiem, co zobrazowano na rysunku 3.9 w rozdziale 3. Nachylenie rysy pod wyższym kątem wystąpiło również we wszystkich rozważanych elementach ze zbrojeniem GFRP, w których wraz ze zwiększeniem grubości betonowej otuliny zaobserwowano wzrost maksymalnych naprężeń ścinających, czyli w belkach o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}0\%$ i $\rho_l \sim 1{,}8\%$ (rysunek 4.24). W elemencie G-318-30-35 nastąpił spadek nachylenia rysy niszczącej w porównaniu z elementem G-318-30-15, co potwierdza jednakową tendencję w wypadku maksymalnych naprężeń ścinających τ_{max}.

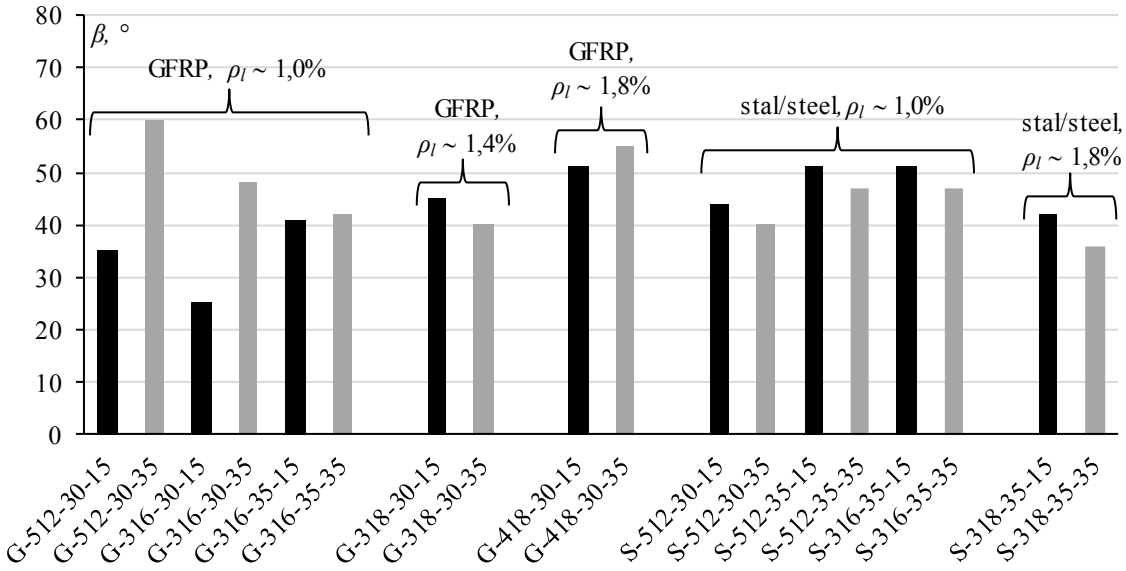
In authors' research programme, thickness of concrete cover was one of variable parameters, whose influence is discussed in this subchapter. Two thickness values of concrete cover were used: 15 mm and 35 mm. Decreasing cover thickness below 15 mm accelerates the formation of the splitting crack at the level of bottom reinforcement (Mazaheripour *et al.* 2013). In members reinforced with GFRP bars, for the lowest and the highest reinforcement ratio, enlarging the concrete cover from 15 mm to 35 mm resulted in the increase in shear stress respectively from 1% to 3%, for $\rho_l \sim 1.0\%$, and by 9%, for $\rho_l \sim 1.8\%$, which is shown in Fig. 4.23. In G-318-30-35 member with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.4\%$ maximum shear stress decreased by 7% in comparison with stress obtained in beam G-318-30-15. In the RC beams with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1\%$, in two cases, with increase in the concrete cover thickness the drop in maximum shear stress was observed, which is presented in Fig. 4.23. In member S-316-35-35, with a 35-mm cover, maximum shear stress was by 1% lower than in a similar beam with a 15-mm cover (S-316-35-15). A significant decrease in maximum shear stress occurred in member S-512-30-35, in comparison with member S-512-30-15 and was equal to as much as 14%. In beams S-512-35-15 and S-512-35-35 increasing the concrete cover thickness caused the increase in maximum shear stress by as little as 1%. The only member in which beneficial influence of increasing the cover was observed was S-318-35-35, because maximum shear stress was by 5% higher in comparison with a similar beam S-318-35-15 (with 15-mm cover).

It should be pointed out that beams reinforced with GFRP bars with a 35-mm cover were more sensitive to changes in reinforcement ratio. Nearly double increase in reinforcement ratio in members with a 15-mm cover caused the increase of maximum shear stress from 12% to 20%, whereas in the members with a 35-mm cover from 22% to 27% (Table 3.9).

Increasing concrete cover thickness in G-512-30-35 member, in comparison with beam G-512-30-15, did not influence maximum shear stress, which is shown in Fig. 4.23. However, the comparison of both these beams shows big difference in the angle of inclination of the critical shear crack (see Fig. 4.24). In G-512-30-35 member the critical shear crack appeared almost in the middle of shear span, then reached the T-section flange, retaining considerable inclination. This crack towards the load point developed along the junction of the flange with the web (see Fig. 3.9 in chapter 3). Inclination of the crack at a greater angle also occurred in all GFRP reinforced members, in which the increase in the concrete cover thickness was accompanied by the increase in maximum shear stress, i.e. in beams with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.0\%$ and $\rho_l \sim 1.8\%$ (Fig. 4.24). In G-318-30-35 member there was a decrease in inclination of the critical shear crack in comparison with G-318-30-15 member, which proves identical tendency in case of the maximum shear stress τ_{max}.

Natomiast we wszystkich rozważanych elementach żelbetowych o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}0\%$ oraz $\rho_l \sim 1{,}4\%$ nastąpiło zmniejszenie kąta nachylenia rysy krytycznej (rysunek 4.24).

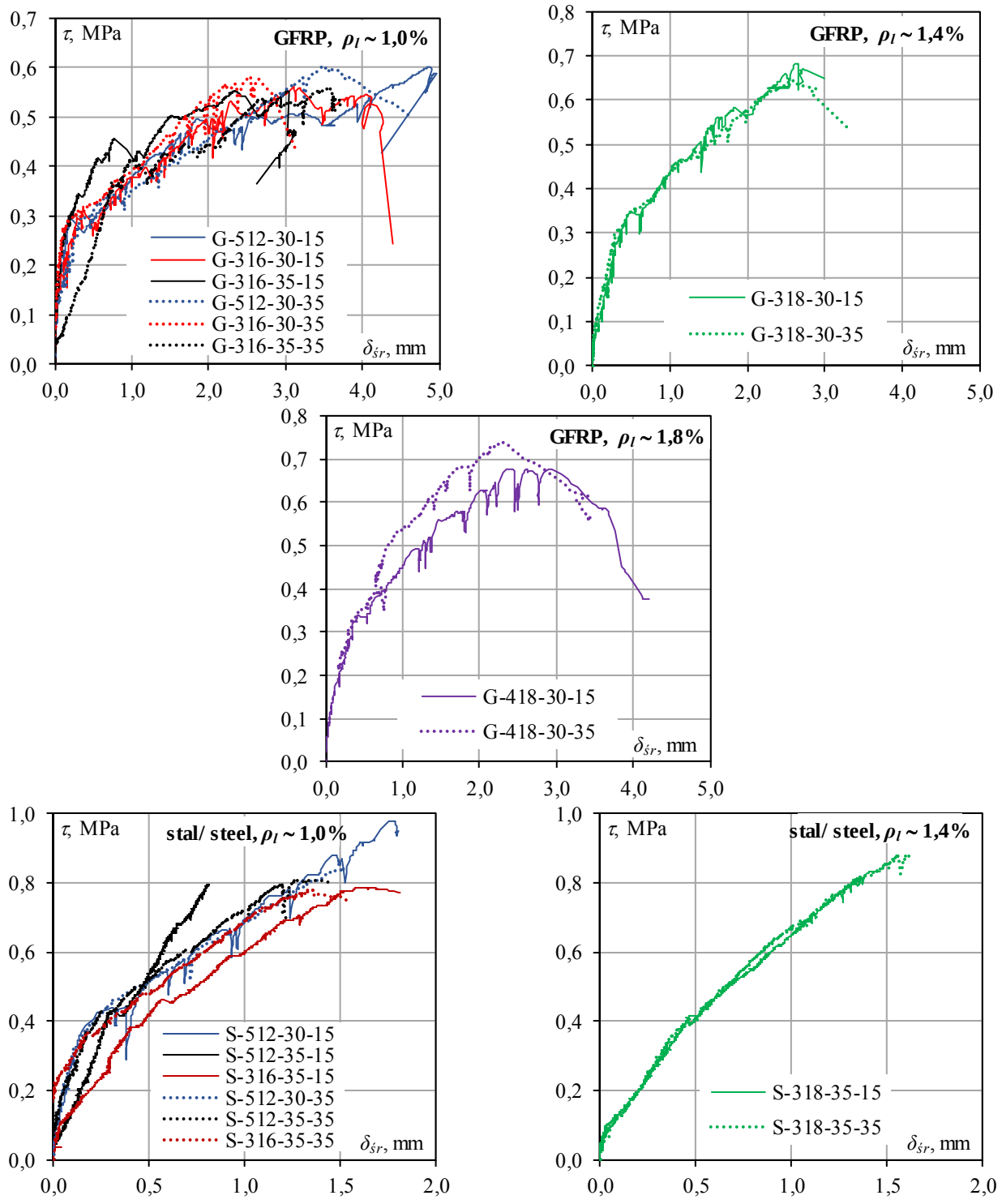
On the other hand, in all considered RC members with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.0\%$ and $\rho_l \sim 1.4\%$, the angle of the critical shear crack inclination decreased (Fig. 4.24).



Rys. 4.24. Wpływ grubości otuliny betonowej na kąt nachylenia rysy niszczącej
Fig. 4.24. Influence of concrete cover thickness on inclination angle of critical crack

Analiza obrazu zarysowania belek przedstawiona w rozdziale 3 na rysunkach 3.8-3.13 wykazała, że w belkach z otuliną 35 mm niezależnie od typu zbrojenia, zarysowanie od zginania było intensywniejsze niż w odpowiadających belkach z otuliną 15 mm. Jest to oczywiste z uwagi na mniejsze ramię sił wewnętrznych, które obniża nośność belki na zginanie. Na podstawie rysunku 4.25 można określić, że w elementach ze zbrojeniem szklanym, zmniejszenie ramienia sił wewnętrznych nie wpłynęło istotnie na zmianę sztywności elementów, a tym samym na różnice wartości średniego ugięcia odpowiadającego maksymalnym naprężeniom ścinającym, które pokazano na rysunku 4.26. Wśród elementów zbrojonych prętami GFRP o stopniu zbrojenia $\rho_l \sim 1{,}0\%$ wyjątek stanowiła belka G-316-35-35, która od samego początku wykazywała niższą sztywność niż element G-316-35-15. Z tego względu wartość średniego ugięcia w belce G-316-35-35 była o około 50% wyższa niż w belce G-316-35-15. Natomiast elementy G-318-30-15 i G-318-35-35 w całym zakresie naprężeń zachowywały się w sposób zbliżony. W elementach żelbetowych S-512-30-15 i S-512-30-35 oraz S-318-35-15 i S-318-35-35, zwiększenie grubości betonowej otuliny nie wpłynęło na zmianę sztywności, gdyż w całym zakresie obciążeń zależność $\tau - \delta_{śr}$ była niemal identyczna dla obu porównywanych elementów (rysunek 4.25).

The analysis of crack pattern of beams presented in chapter 3 in Figures 3.8-3.13 showed that in beams with a 35-mm cover, regardless of the type of reinforcement, flexural cracking was more intense than in corresponding beams with a 15-mm cover. It is obvious due to smaller internal force arm, which decreases flexural bending capacity. On the basis of Figure 4.25 one can state that in the GFRP reinforced members, decreasing internal force arm did not considerably change stiffness of the members, thus did not influence the differences in values of average deflection corresponding to maximum shear stress shown in Fig. 4.26. The exception among GFRP reinforced members with reinforcement ratio $\rho_l \sim 1.0\%$ was beam G-316-35-35, which from the very load beginning had lower stiffness than G-316-35-15. For this reason, the value of average deflection in beam G-316-35-35 was by about 50% higher than in beam G-316-35-15. When it comes to members G-318-30-15 and G-318-35-35, they behaved in a similar way in the full range of stress. In the RC members S-512-30-15 and S-512-30-35 as well as S-318-35-15 and S-318-35-35, the increase in the concrete cover thickness did not influence the change of stiffness, because in the full range of loads the relationship $\tau - \delta_{śr}$ was almost identical for both compared members (Fig. 4.25).



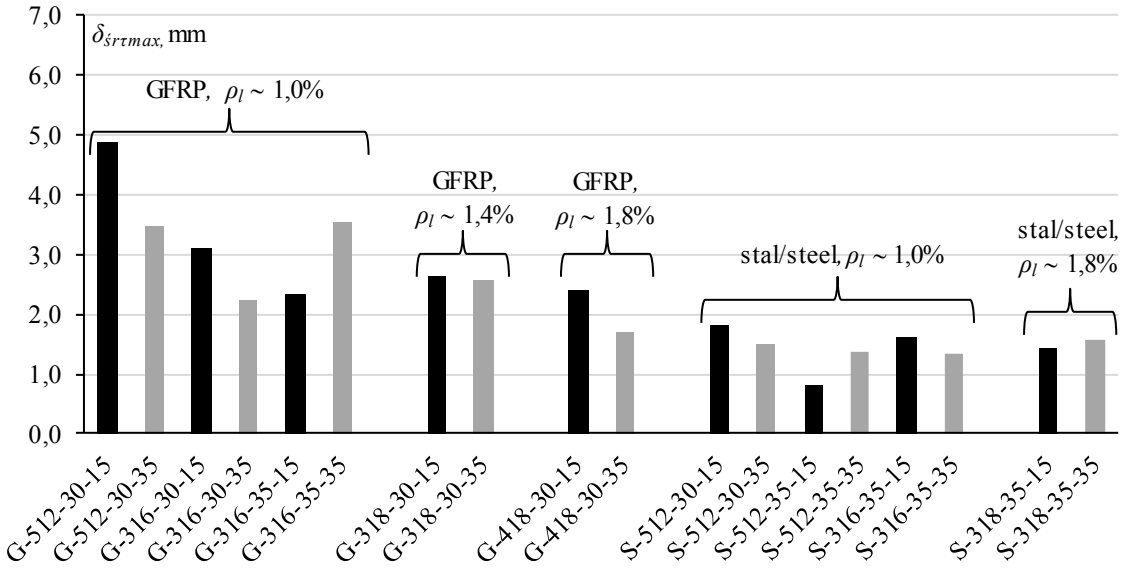
Rys. 4.25. Wpływ grubości otuliny betonowej na zależność τ - $\delta_{śr}$
Fig. 4.25. Influence of concrete cover thickness on relationship τ - $\delta_{śr}$

Jak wcześniej wspomniano zwiększenie grubości otuliny w elemencie S-512-35-35 nie wpłynęło znacząco na maksymalne naprężenie ścinające, ale wystąpiła tu znaczna redukcja sztywności w porównaniu z elementem S-512-35-15, co przyczyniło się do zwiększenia wartości średniego ugięcia odpowiadającego maksymalnemu naprężeniu ścinającemu. W jednej z rozważanych par belek żelbetowych (S-316-35-15 i S-316-35-35), widoczne jest zwiększenie sztywności elementu wraz ze zwiększeniem

As has been mentioned before, increasing the thickness of the concrete cover in member S-512-35-35 did not significantly influence maximum shear stress, but stiffness was reduced considerably in comparison with member S-512-35-15, which contributed to the increase of average deflection corresponding to maximum shear capacity. In one of the considered RC beams (S-316-35-15 and S-316-35-35), one can observe the increase in stiffness of the member accompanying the increase in thickness of the

grubości betonowej otuliny, a tym samym zmniejszenie wartości średniego ugięcia odpowiadającego maksymalnemu naprężeniu ścinającemu.

concrete cover, thus the decrease in the value of average deflection corresponding to maximum shear capacity.



Rys. 4.26. Wpływ grubości betonowej otuliny na średnie ugięcie odpowiadające maksymalnym naprężeniom ścinającym
Fig. 4.26. Influence of concrete cover thickness on average deflection for maximum shear stress

Analizując obraz zarysowania omawianych w niniejszym podrozdziale belek, zawrócono uwagę na jeszcze jeden aspekt zarysowania. W elementach, w których zaobserwowano wyraźny wzrost maksymalnych naprężeń ścinających wraz ze wzrostem grubości betonowej otuliny (co dotyczy par: G-316-30-15 i G-316-30-35, G-418-30-15 i G-418-30-35 oraz S-318-35-15 i S-318-35-35) widoczne jest bardziej intensywne zarysowanie belek wzdłuż zbrojenia głównego od początku rysy w stronę podpory w belkach z otuliną 35 mm, w porównaniu z analogicznymi elementami z otuliną 15 mm. Z obserwacji położenia rysy niszczącej w porównywanych parach elementów różniących się grubością otuliny, wyraźnie widać, że w elementach z większą otuliną (35 mm) rysa położona jest dalej od podpory niż w elementach z otuliną 15 mm. Wobec tego utrata przyczepności zbrojenia głównego, licząc od początku rysy niszczącej do podpory, występuje w belkach z większą otuliną na dłuższym odcinku, co powoduje, że do zniszczenia w tych belkach dochodzi później (przy większych naprężeniach niszczących τ_{max}) niż w belkach z mniejszą otuliną (15 mm).

The analysis of the crack pattern leads to observation of another aspect of cracking. In the members in which the increase in the concrete cover thickness was accompanied by clear increase in maximum shear stress (i.e. in the pairs: G-316-30-15 and G-316-30-35, G-418-30-15 and G-418-30-35, as well as S-318-35-15 and S-318-35-35), beams were cracked more intensely along the main reinforcement from the beginning of the crack towards the support in beams with a 35-mm cover, in comparison with similar members with a 15-mm cover. On the basis on the observation of the location of the critical shear crack in the compared members differing in thickness of the cover, one can state that in the members with a larger, 35-mm, cover the crack is located farther from the support than in the members with a 15-mm cover. Thus concrete bond loss of the main reinforcement, from the beginning of the critical shear crack to the support, occurs in beams with a larger cover on a longer segment, which is the reason why failure in these beams occurred later (for greater shear stress τ_{max}) than in beams with a smaller 15-mm cover.

4.7. Wpływ sposobu zniszczenia

Planowana w programie druga seria belek miała na celu analizę wpływu wytrzymałości betonu na nośność na ścinanie. Jednak na skutek pomyłki wytwórni betonu (opisanej szerzej w rozdziale 3), uzyskano w drugiej serii belek beton o wytrzymałości zbliżonej do tej w serii pierwszej (I seria: f_{cm} = 31,8 MPa, II seria: f_{cm} = 35,9 MPa). Pomimo wyższej wytrzymałości betonu na ściskanie elementy z serii drugiej, które uległy zniszczeniu ścinająco-rozciągającemu, uzyskały niższą siłę niszczącą

4.7. Influence of failure mode

The second series of beams planned for the programme was prepared to analyse the influence of concrete strength on shear capacity. However, as a result of concrete manufacturer's mistake, described in chapter 3, the delivered concrete had the strength similar to the first series (series I: f_{cm} = 31.8 MPa, series II: f_{cm} = 35.9 MPa). Despite higher compressive strength of the concrete, members of II series, which failed in shear- tension, achieved lower failure load than similar

niż analogiczne belki z serii pierwszej. Sytuacja taka powtórzyła się zarówno w elementach ze zbrojeniem stalowym, jak i zbrojeniem GFRP, co wyjaśniono wpływem bardziej „piaskowej" struktury betonu II serii, a tym samym gorszymi warunkami przyczepności zbrojenia do otaczającego je betonu, a także osłabionym wpływem udziału efektu zazębiania kruszywa.

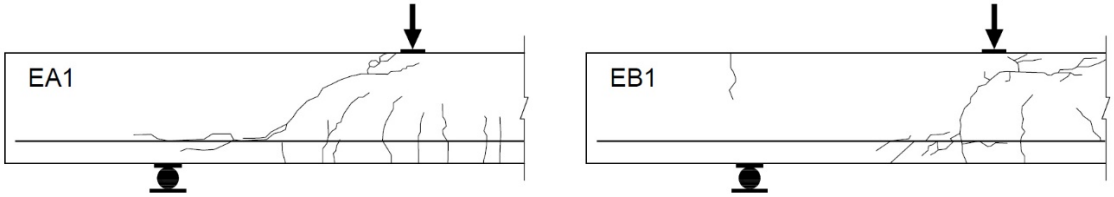
Jak podkreślono w rozdziale 4, w czterech elementach II serii (G-512-35-15, G-512-35-35, G-418-35-15 oraz G-318-35-35) wystąpił odmienny od pozostałych sposób zniszczenia. Nieoczekiwane zniszczenie nastąpiło z powodu utraty przyczepności zbrojenia podłużnego w miejscu powstania pionowej rysy, postępujące w kierunku podpory. Z analizy tego mechanizmu zniszczenia wyeliminowano pierwszą z belek II serii, która zniszczyła się przez utratę przyczepności (G-512-35-15). Jak już wyjaśniono w pracy w obawie przed niekontrolowanym zniszczeniem elementu G-512-35-15 i z uwagi na konieczność zachowania zasad bezpieczeństwa badania, przerwano je, kiedy pozioma rysa wzdłuż zbrojenia głównego, świadcząca o utracie przyczepności zbrojenia do betonu dotarła do podpory.

Bezpośredniej jednak przyczyny zniszczenia należy upatrywać w utracie przyczepności zbrojenia do betonu. W poszukiwaniu wyjaśnienia tego mechanizmu zniszczenia Autorki dotarły do wspomnianych wcześniej badań Leonhardta (*Leonhardt i Walther*, 1962b). W badaniach Leonhardta belki miały podobny przekrój i smukłość ścinania (a/d = 2,8). Jedyną różnicą był rodzaj zbrojenia. Leonhardt badał dwa typy belek zbrojonych stalą żebrowaną i gładką. W belce EA1 zbrojenie podłużne stanowiły pręty żebrowane, a w belce EB1 gładkie. Element EB1 osiągnął nośność o 94% wyższą od nośności elementu zbrojonego stalą żebrowaną, co odpowiadało siłom poprzecznym o wartościach 113 kN i 58 kN, odpowiednio w belce EB1 i EA1. Na rysunku 4.27 wyraźnie widoczne są różnice w zarysowaniu obu elementów, które pozwalają uzasadnić różnice w maksymalnych wartościach siły ścinającej. W belce EB1 rysa była położona blisko punktu przyłożenia obciążenia i przebiegała prawie pionowo, co umożliwiło bezpośrednie przekazanie siły na podporę i uaktywnienie mechanizmu łukowo-rozporowego (*Muttoni i Ruiz*, 2008). Natomiast w elemencie EA1 rysy rozwinęły się wzdłuż odcinka ścinania, a rysa krytyczna niemal połączyła punkt przyłożenia obciążenia z podporą. Z tego względu w przenoszeniu siły poprzecznej uczestniczyły mechanizmy belkowe, które są mniej efektywne niż mechanizm łukowo-rozporowy.

beams of the I series. It was true for both members with steel and GFRP reinforcement, which was explained as the influence of more "sandy" concrete mixture of the II series, and thus worse bond conditions between the reinforcement and the surrounding concrete and as weakened influence of aggregate interlock.

As it was pointed out in chapter 4, in four members of the second series (G-512-35-15, G-512-35-35, G-418-35-15 and G-318-35-35) a way failure was different from other members. Unexpectedly, failure happened due to the bond loss of in the place where vertical crack developing towards support was formed. The analysis of this failure mechanism did not consider the first of beams of II series, which failed due to concrete bond loss (G-512-35-15). As it has already been explained, for fear of uncontrolled failure of member G-512-35-15 and for safety reasons, the test was stopped when the horizontal crack along the main reinforcement, indicating the bond loss reached the support.

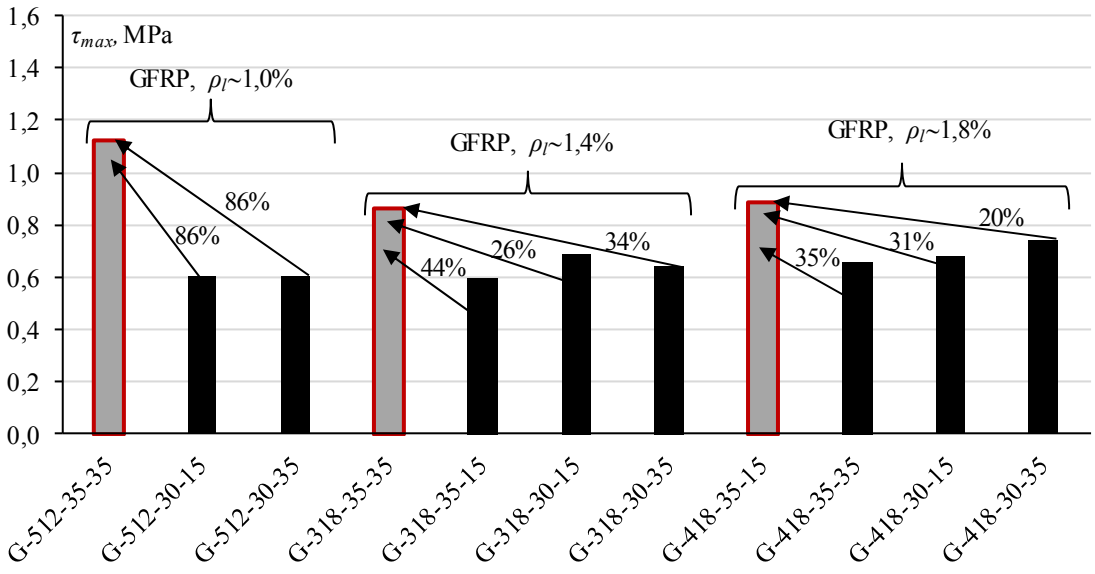
However, the main cause of the failure was the bond loss of reinforcement to concrete. Looking for the explanation of this failure mechanism, the authors reached for the already mentioned Leonhardt's research (*Leonhardt and Walther*, 1962b). In Leonhardt's research beams had similar section and shear span to depth ratio (a/d = 2,8). The only difference was the kind of reinforcement. Leonhardt tested two types of beams reinforced with ribbed and plain steel. Longitudinal reinforcement consisted of ribbed bars in beam EA1 and of smooth ones in beam EB1. The EB1 member reached 94% higher load-bearing capacity than the member reinforced with ribbed steel, which corresponded to transverse forces of 113 kN and 58 kN, in beams EB1 and EA1 respectively. Figure 4.27 shows clear differences in cracks in both members, which makes it possible to justify the differences in maximum values of shear force. In beam EB1, the crack was located near the load point and developed almost vertically, which enabled both direct transfer of the force onto the support and the activation of the arch mechanism (*Muttoni and Ruiz*, 2008). On the other hand, in member EA1 cracks developed along shear span, and the critical shear crack almost connected the load point with the support. For this reason, beam mechanisms, which are less effective than arch mechanism, participated in the transfer of transverse force.



Rys. 4.27. Zarysowanie zaobserwowane w elementach badanych przez Leonhardta (*Leonhardt i Walther*, 1962b)
Fig. 4.27. Crack pattern observed in elements tested by Leonhardt (*Leonhardt i Walther*, 1962b)

Badanie belki EB1 ujawniło zniszczenie przez utratę przyczepności zbrojenia głównego do betonu. Podobny mechanizm zniszczenia ujawnił się w czterech belkach własnych II serii. Utrata przyczepności zbrojenia GFRP do betonu w tym wypadku była spowodowana lokalnie słabszą przyczepnością zbrojenia GFRP, które mimo żeberek ma bardzo gładką powierzchnię między żeberkami, a dodatkowo beton II serii wyraźnie różnił się stwardniałą strukturą, która w przeciwieństwie do belek I serii miała mniej grubych frakcji kruszywa i bardziej piaskową strukturę przełomu próbki. Elementy G-512-35-35, G-418-35-15 oraz G-318-35-35 z badań własnych osiągnęły znacznie wyższą wartość maksymalnych naprężeń ścinających niż pozostałe elementy z I oraz II serii z odpowiadającym zbrojeniem podłużnym, co pokazano na rysunku 4.28. Zniszczenie na zginanie w tych elementach zostało wykluczone ze względu na wartość siły poprzecznej odpowiadającej nośności na zginanie obliczonej zgodnie z (CEN, 2017), która wynosi odpowiednio 180,95 kN dla G-512-35-35, 194,63 kN dla G-318-35-35 oraz 256,02 kN dla G-418-35-15. Maksymalne naprężenia ścinające uzyskane w belkach, które zniszczyły się w związku z utratą przyczepności były o 86% dla belek o ρ_l ~ 1% oraz od 20% do 35% większe odpowiednio dla belek o ρ_l ~ 1,4% i ρ_l ~ 1,8% w porównaniu z odpowiadającymi elementami, które zniszczyły się typowo na ścinanie.

The test on beam EB1 showed failure due to bond loss of the main reinforcement to concrete. A similar mechanism of failure occurred in four beams of the II series from authors' own research. In this case, the bond loss of GFRP reinforcement to concrete was caused by locally weaker bond of GFRP reinforcement, which, despite ribs, has very smooth surface between the ribs. Moreover, concrete of the second series was clearly different because of its hardened structure, which, contrary to beams of series I, had fewer large aggregate fractions and more sandy structure of the fracture of a specimen. G-512-35-35, G-418-35-15 members and G-318-35-35 member from authors' own research reached much higher value of maximum shear stress than the rest of members of the first and second series with the same longitudinal reinforcement (see Fig. 4.28). Flexural failure in these members was out of question because of the value of transverse force corresponding to flexural load-bearing capacity calculated in accordance with (CEN, 2017), which is respectively 180.95 kN for G-512-35-35, 194,63 kN for G-318-35-35, and256.02 kN for G-418-35-15. Maximum shear stress obtained in beams, which failed due to bond loss were higher in comparison with corresponding members, which failed in shear: by 86% for beams with ρ_l ~ 1% and 20% to 35% for beams with ρ_l ~ 1.4% and ρ_l ~ 1.8%, respectively.



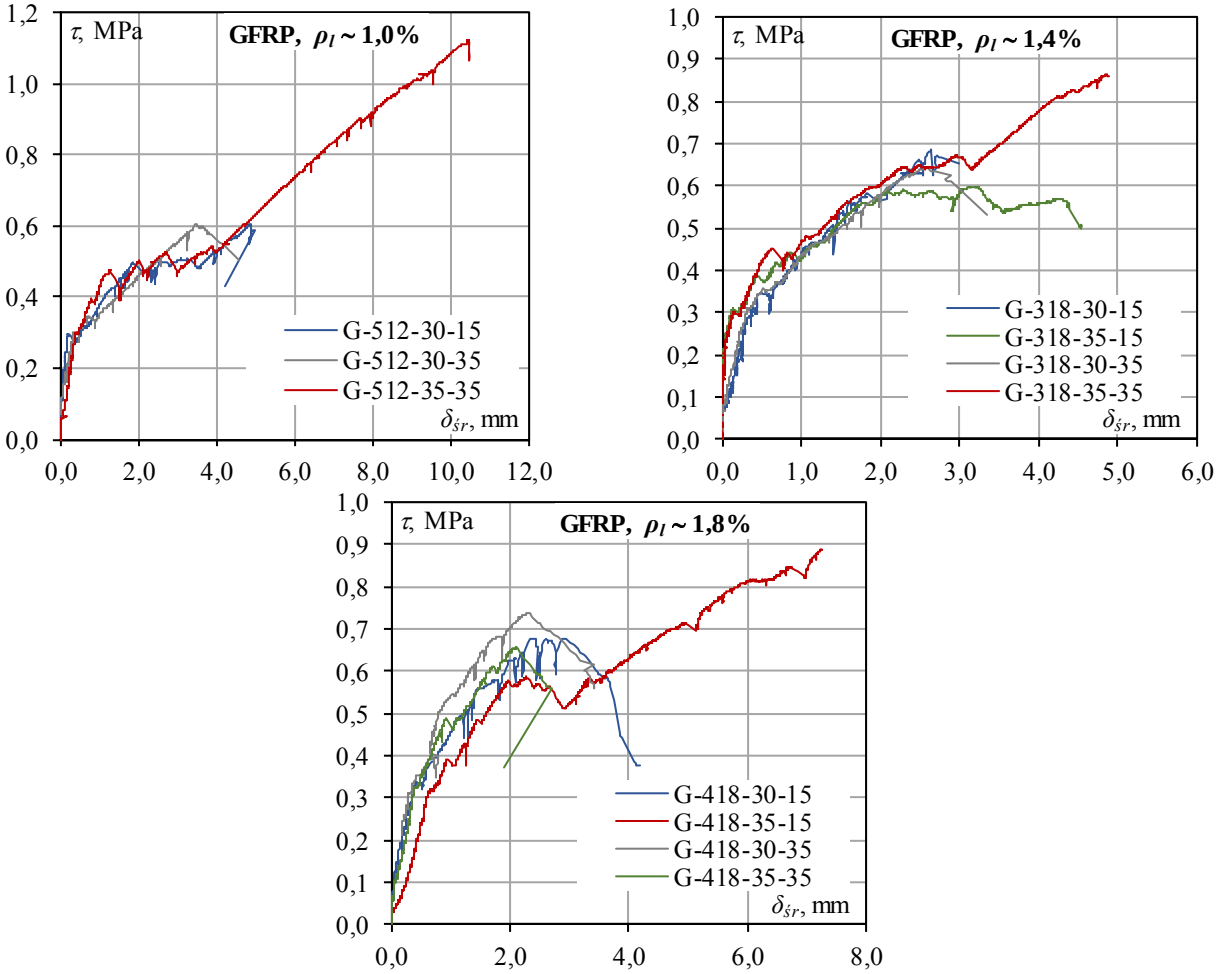
Rys. 4.28. Wpływ sposobu zniszczenia na maksymalne naprężenia niszczące
Fig. 4.28. Influence of failure mode on the maximum shear stress

Tak jak w przypadku badań Leonhardta przyczyna osiągnięcia wyższych wartości maksymalnych naprężeń ścinających przez te elementy tkwi w rozwoju rysy krytycznej. Rysy powstające w procesie obciążania tych belek były skupione w pobliżu punktu przyłożenia obciążenia, a strefa przypodporowa pozostawała niemal niezarysowana, za wyjątkiem rys na poziomie zbrojenia. Dzięki temu nie dochodziło do uszkodzenia krzyżulca ściskanego, a silnie zakotwione zbrojenie dolne działało jak ściąg, co doprowadziło do uaktywnienia mechanizmu łukowo-rozporowego i przekazania siły poprzecznej bezpośrednio na podporę.

As in case of Leonhardt's research, the reason for reaching greater maximum values of shear stress by these members is the critical crack development. The cracks appearing during point load were concentrated in the vicinity of thid point and the support zone remained almost non-cracked, apart from cracks at the level of reinforcement. The strut was not damaged and strongly-anchored bottom reinforcement worked like a tie, which resulted in activating of the arch mechanism and transferring transverse force directly onto the support.

Zaskakujące jest to, że wśród elementów zniszczonych w związku z utratą przyczepności najwyższą wartość τ_{max} uzyskał element o najniższym stopniu zbrojenia. Wytłumaczenie tego zjawiska jest również związane kształtem rysy krytycznej. Na rysunku 3.11 wyraźnie widoczne jest, że w elemencie G-512-35-35 rysa niszcząca rozwinęła się w sposób najmniej zaburzający bezpośrednie przekazanie siły na podporę w porównaniu z pozostałymi elementami, które zniszczyły się przez utratę przyczepności zbrojenia dolnego.

The surprising fact is that among members which failed due to bond loss, the highest value of τ_{max} was achieved by the member with the lowest reinforcement ratio. The explanation for this phenomenon is also connected with the shape of the critical crack. Figure 3.11 clearly shows that in G-512-35-35 member critical shear crack developed in a way least upsetting directing of transfer force onto the support in comparison with the rest of members, which failed due to concrete bond loss of the bottom reinforcement.

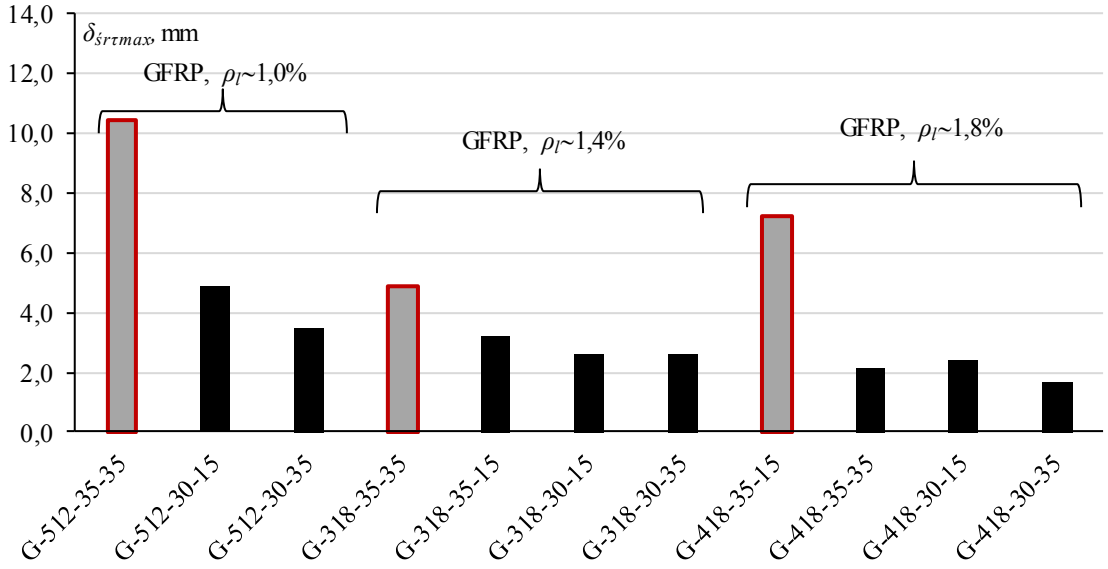


Rys. 4.29. Porównanie zależność naprężenie ścinające – średnie ugięcie w odpowiadających elementach I i II serii, które zniszczyły się na ścinanie i przez utratę przyczepności zbrojenia do betonu
Fig. 4.29. Comparison of relationship of shear stress - average deflection in corresponding elements I and II series, which failed by shear and loss of bond of reinforcement to concrete

W elementach G-512-35-35, G318-30-15 oraz G-418-35-15 od pewnego poziomu wyraźnie widoczny jest wzrost sztywności elementu oraz niemal liniowy przebieg zależności τ - $\delta_{śr}$ aż do zniszczenia. Taka prostoliniowość wykresu potwierdza pracę zbrojenia głównego jako ściągu o liniowo-sprężystej charakterystyce τ - ε. Łukowo-rozporowy mechanizm pracy belki sprawił, że po zarysowaniu zarejestrowano wzrost sztywności elementu aż do zniszczenia, które nastąpiło przy obciążeniu ponad 30% wyższym w belkach G-418-35-35 i G-318-35-35 w porównaniu z odpowiadającymi im belkami G-418-30-35 i G-318-30-35 z I serii, które zniszczyły się typowo na ścinanie.

What can be observed from a certain level in G512-35-35, G318-30-15 and G-418-35-15 members is the increase of stiffness of a member and almost linear τ-$\delta_{śr}$ relationship up to failure. Such a straight-line graph proves that the main reinforcement works as a tie with linear elastic strain – stress characteristics ε. The result of arch mechanism of beam work up to caused the increase in stiffness of the member until failure, which happened at the load greater by 30% in beams G-418-35-35 and G-318-35-35 in comparison with corresponding beams G-418-30-35 and G-318-30-35 from series I.

Na uwagę zasługuje jeszcze wyższy przyrost nośności w belce G-512-35-35 (z I serii), który osiągnął aż 86%. Nowy mechanizm pracy belki wpłynął również znacząco na graniczną odkształcalność tych belek, co wyraźnie widać w przyroście średnich przemieszczeń $\delta_{śr}$ na rysunkach 4.29 i 4.30.



Rys. 4.30. Wpływ sposobu zniszczenia na średnie ugięcie odpowiadające maksymalnym naprężeniom niszczącym
Fig. 4.30. Influence of failure mode on average deflection corresponding to maximum shear stress

5. WNIOSKI

Szczegółowa analiza parametrów zmiennych pozwoliła sformułować następujące wnioski z badań własnych:

- stopień zbrojenia podłużnego niewątpliwie ma wpływ na nośność ścinania belek bez zbrojenia poprzecznego zarówno tradycyjnych belek żelbetowych, jak również tych zbrojonych prętami GFRP;
- zwiększenie stopnia zbrojenia podłużnego ogranicza rozwój zarysowania i redukuje szerokość rozwarcia powstałych rys, ponadto zwiększa sztywność elementów po zarysowaniu przyczyniając się do zmniejszenia ugięć belek;
- elementy żelbetowe osiągają znacznie wyższą nośność niż odpowiadające im elementy zbrojone prętami GFRP o tym samym stopniu zbrojenia; jest to oczywiście związane z czterokrotnie mniejszą wartością modułu prętów GFRP niż stali, dlatego też parametrem, który pozwala na jednolitą analizę wpływu stopnia zbrojenia na nośność i odkształcalność belek jest osiowa sztywność zbrojenia $\rho_l E$;
- ułożenie zbrojenia podłużnego istotnie wpływa na nośność ścinania belek, zastosowanie dwóch warstw zbrojenia było szczególnie korzystne w elementach zbrojonych prętami GFRP, gdyż znacząco ograniczyło szerokość rozwarcia rys;
- wpływ zmiany średnicy zastosowanych prętów głównych był szczególnie widoczny w elementach o niskim stopniu zbrojenia, gdzie zmiana średnicy była większa niż w pozostałych belkach;
- zauważono korzystny wpływ zwiększenia betonowej otuliny w elementach zbrojonych prętami GFRP, chociaż ponad dwukrotne zwiększenie grubości betonowej otuliny spowodowało relatywnie mały wzrost maksymalnych naprężeń ścinających τ_{max};
- zmiana sposobu zniszczenia w czterech elementach II serii ze ścinająco-rozciągającego na wyraźną utratę przyczepności zbrojenia podłużnego, ujawniła zaskakujący mechanizm zniszczenia i przyczyniła się do znacznego wzrostu nośności na ścinanie.

5. CONCLUSIONS

The detailed analysis of variable parameters made it possible to formulate the following conclusions:

- longitudinal reinforcement ratio undoubtedly influences the shear strength of beams without transverse reinforcement, in both RC beams and GFRP reinforced ones;
- increasing longitudinal reinforcement ratio limits the development of cracks and reduces the width of the formed cracks; moreover, it increases stiffness of members after cracking, contributing to decrease in the beams deflection;
- RC members reach much higher load-bearing capacity than corresponding members reinforced with GFRP bars with the same reinforcement ratio; obviously, it is due to four times smaller Young modulus of elasticity value of GFRP bars when compared with steel ones; that is why the parameter which enables a homogeneous analysis of the influence of reinforcement ratio on the load-bearing capacity and deformability of beams is axial stiffness of reinforcement $\rho_l E$;
- arrangement of longitudinal reinforcement significantly influences the shear capacity of beams; the use of two layers of reinforcement was especially beneficial in members reinforced with GFRP bars because it significantly limited the crack width;
- influence the bar diameter was especially evident in members with low reinforcement ratio, where the diameter change was greater than in the other beams;
- influence of higher concrete cover thickness was observed for the members reinforced with GFRP bars; nevertheless, over twice greater thickness of the concrete cover resulted in relatively small increase in the maximum shear stress τ_{max};
- change in failure mode in four members of the II series from the shear tension to the bond loss of longitudinal reinforcement to concrete, disclosed a surprising mechanism of failure and contributed to significant increase in shear capacity.

PIŚMIENNICTWO / REFERENCES

Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M. i Muttoni, A. (2015) „Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results", Engineering Structures, 103, ss. 157–173. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.09.015.

CEN (2017) CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 1 N 110 Draft Reinforcing With FRP.

Cladera, A. i in. (2015) „Predicting the shear-flexural strength of slender reinforced concrete T and I shaped beams", Engineering Structures, 101, ss. 386–398. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.07.025.

Cladera, A. i in. (2016) „The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams", Structural Concrete, 17(6), ss. 1017–1032. doi: 10.1002/suco.201500214.

DIN EN 10002-1 (2001) Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of testing at ambient temperature.

International Organization for Standardization (ISO) (2015) „10406-1. Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete Test methods Part 1: FRP bars and grids".

Kotynia, R., Szczech, D. i Kaszubska, M. (2017) „Bond Behavior of GRFP Bars to Concrete in Beam Test", Procedia Engineering, 193, ss. 401–408. doi: 10.1016/j.proeng.2017.06.230.

Kowalewski, Z. i in. (2016) „Nowoczesne systemy optyczne w badaniach mechanicznych – budowa, działanie, zastosowania", w XXII Seminarium Nieniszczące badania materiałów. Zakopane.

Krawczyk, Ł., Gołdyn, M. i Urban, T. (2017) „O niedokładnościach systemów cyfrowej korelacji obrazu", Journal of Civil Engineering, Enviroment and Architecture, XXXIV(64), ss. 259–270.

Leonhardt, F. i Walther, R. (1962a) „Schubversuche an einfeldigrn Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung", DAfSt.

Leonhardt, F. i Walther, R. (1962b) „Shear Tests on Beams With and Without Shear Reinforcement", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 151(151), s. 83.

Marí, A. i in. (2014) „Shear design of FRP reinforced concrete beams without transverse reinforcement", Composites Part B: Engineering, 57, ss. 228–241. doi: 10.1016/j.compositesb.2013.10.005.

Mazaheripour, H. i in. (2013) „Experimental study on bond performance of GFRP bars in self-compacting steel fiber reinforced concrete", Composite Structures, 95, ss. 202–212. doi: 10.1016/j.compstruct.2012.07.009.

Muttoni, A. i Ruiz, M. F. (2008) „Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width", ACI Structural Journal, 105(2), ss. 163–172. doi: 10.1139/l96-004.

Perry, C. C. (1989) „Data-Reduction Algorithms for Strain Gage Rosette Measurements", Experimental Techniques, ss. 13-18.

PN-EN 1992-1-1 (2008) Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

PN-EN 206-1 (2003) Beton. Cz.1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.

PN-EN ISO 6892-1 (2016) Metale - Próba rozciągania - Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej, Pn-En Iso. Dostępne na: http://sklep.pkn.pl/pn-en-iso-6892-1-2016-09e.html.

Szczech, D. i Kotynia, R. (2017) „Beam bond test of GFRP and steel reinforcement to concrete", Archieves of Civil Engineering.

Taylor, H. P. J. (1969) Investigation of the dowel shear forces carried by tensile steel in reinforced concrete beams. Cement and Concrete Association, Technical Report no. TRA 431, London (UK). London.

Taylor, H. P. J. (1970) Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate. Cement and Concrete Association, Technical Report No. 42.77, London (UK). Londyn.

Yang, Y. (2014) Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement, a new look at an old problem. PhD thesis. Delft University of Technology.

Załącznik

Wyniki pomiarów

Badania zostały wykonane w Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego.

Uczestniczyli w nich:
tech. Andrzej Banasiak
mgr inż. Jacek Łapiński
mgr inż. Radosław Walendziak
tech. Mariusz Zajączkowski

W załączniku zamieszczono wyniki badań elementów w postaci wykresów i tabel.

Appendix

Results of measurements

Tests were carried out at the Laboratory of the Department of Concrete Structures.

The participants were as follow:
tech. Andrzej Banasiak
mgr inż. Jacek Łapiński
mgr inż. Radosław Walendziak
tech. Mariusz Zajączkowski

The appendix contains the tests results of the elements in the diagrams and tables.

Szczegółowe wyniki badań materiałowych/ Detailed results of material tests

Wyniki badań betonu - I seria
Test results of concrete - series I

	Jednostka/ Unit	Nr próbki/ No. of specimen	G-318-30-35 G-416-30-15 G-316-30-35	G-418-30-35 G-512-30-15	G-316-30-15 G-318-30-15 G-418-30-15 G-512-30-35 S-512-30-15 S-512-30-35	S-312/212-30-15 G-318/118-30-15 G-312/212-30-15 S-316-30-15	S-318-30-15 S-318/118-30-15 S-418-30-35
Data betonowania/ Date of casting	-		16-05-05	16-05-05	16-05-05	16-05-05	16-05-05
Data badania/ Date of test	-		16-06-03	16-06-06	16-06-10	16-06-13	16-06-15
Wiek betonu/ Age of concrete	dni		29	32	36	39	41
Wytrzymałość na ściskanie walcowa / Cylinder compressive strength, f_c	MPa	1 2 3 4	31,0 30,0	30,2 30,2 29,9	24,4* 31,3 30,8	31,0 32,4 33,6	35,3 33,1 33,1 33,8
Wartość średnia/ Average value			30,5	30,1	31,1	32,3	33,8
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			0,5	0,1	0,3	1,1	0,9
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation COV	%		1,64	0,47	0,81	3,29	2,66
Wytrzymałość na ściskanie kostkowa/ Cubic compressive strength $f_{c,cube}$	MPa	1 2 3 4	29,6 31,1 31,4	32,1 30,7 32,1	33,2 32,3 34,1	33,4 35,2 33,8	35,0 32,9 33,0 33,6
Wartość średnia/ Average value			30,7	31,6	33,2	34,1	33,6
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			0,8	0,7	0,7	0,8	0,8
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	%		2,56	2,09	2,21	2,26	2,49
Wytrzymałość na rozciąganie/ Tensile strength f_{ct}	MPa	1 2 3 4	2,8 2,8 2,6	2,9 2,7 2,7	3,1 3,1 2,7	3,1 3,0 3,0	2,8 2,6 2,6 3,4
Wartość średnia/ Average value			2,7	2,8	2,9	3,0	2,8
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			0,1	0,1	0,2	0,05	0,3
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	%		3,13	2,57	6,87	1,55	11,91
Moduł sprężystości / Elasticity modulus, E_c	MPa	1 2 3 4	25800 26400	27800 23500 26400	25900 25500 30600	26700 25800 25600	29300 26000 25500 27000
Wartość średnia/ Average value			26100	25900	27333	26033	26950
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			300	1791	2316	478	1460
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	%		1,15	6,91	8,47	1,84	5,42

* próbka odrzucona ze względu na dużą rozbieżność w stosunku do pozostałych próbek
* sample rejected due to the large discrepancy with other samples

Szczegółowe wyniki badań materiałowych
Detailed results of material tests

Wyniki badań betonu - II seria
Test results of concrete - series II

	Jednostka/ Unit	Nr próbki/ No. of specimen	G-512-35-15 G-416-35-15		S-512-35-15 G-512-35-35 G-318-35-35	G-418-35-15 G-316-35-35 G-418-35-35 S-512-35-35		S-318-35-15	G-316-35-15 G-318-35-15 S-316-35-35 S-318-35-35 S-316-35-15	
Data betonowania/ Date of casting	-		16-09-22	16-09-22	16-09-22	16-09-22	16-09-22	16-09-22	16-09-22	16-09-22
Data badania/ Date of test	-		17-03-15	17-03-17	17-03-29	17-04-03	17-04-04	17-04-21	17-04-24	17-04-27
Wiek betonu/ Age of concrete	dni		174	176	188	193	194	211	214	217
Wytrzymałość na ściskanie walcowa / Cylinder compressive strength, f_c	MPa	1 2 3 4	36,6	35,4	34,5 35,4		34,2 35,8	38,8 35,9	36,4 37,7	34,9
Wartość średnia/ Average value			36,0		35,0	35,0		37,4	36,3	
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			0,6		0,4	0,8		1,5	1,1	
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation COV	%		1,61		1,29	2,29		3,88	3,15	
Wytrzymałość na ściskanie kostkowa/ Cubic compressive strength $f_{c,cube}$	MPa	1 2 3 4	35,1	36,2	39,5 37,9	38,9 39,4		40,3 35,6	38,4 40,3 39,1 37,7	39,5 40,9
Wartość średnia/ Average value			35,7		38,7	39,2		38,0	39,3	
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			0,6		0,8	0,25		2,4	1,1	
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	%		1,54		2,07	0,64		6,19	2,75	
Wytrzymałość na rozciąganie/ Tensile strength f_{ct}	MPa	1 2 3 4	3,9		3,5 3,5	3,8 3,2		3,35 3,15	3,4 3,2 3,4	3,0 3,4
Wartość średnia/ Average value			3,9		3,5	3,5		3,3	3,3	
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			-		0,0	0,28		0,1	0,1	
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	%		-		0,00	7,91		3,08	4,49	
Moduł sprężystości / Elasticity modulus, E_c	MPa	1 2 3 4	26400		25400 25000		25100 26200	27300 26000	25400 26300	25700
Wartość średnia/ Average value			26400		25200	25650		26650	25800	
Odchylenie standardowe/ Standard deviation			-		200	550		650	374	
Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	%		-		0,79	2,14		2,44	1,45	

Szczegółowe wyniki badań materiałowych
Detailed results of material tests

Wyniki badań prętów GFRP
Test results of GFRP bars

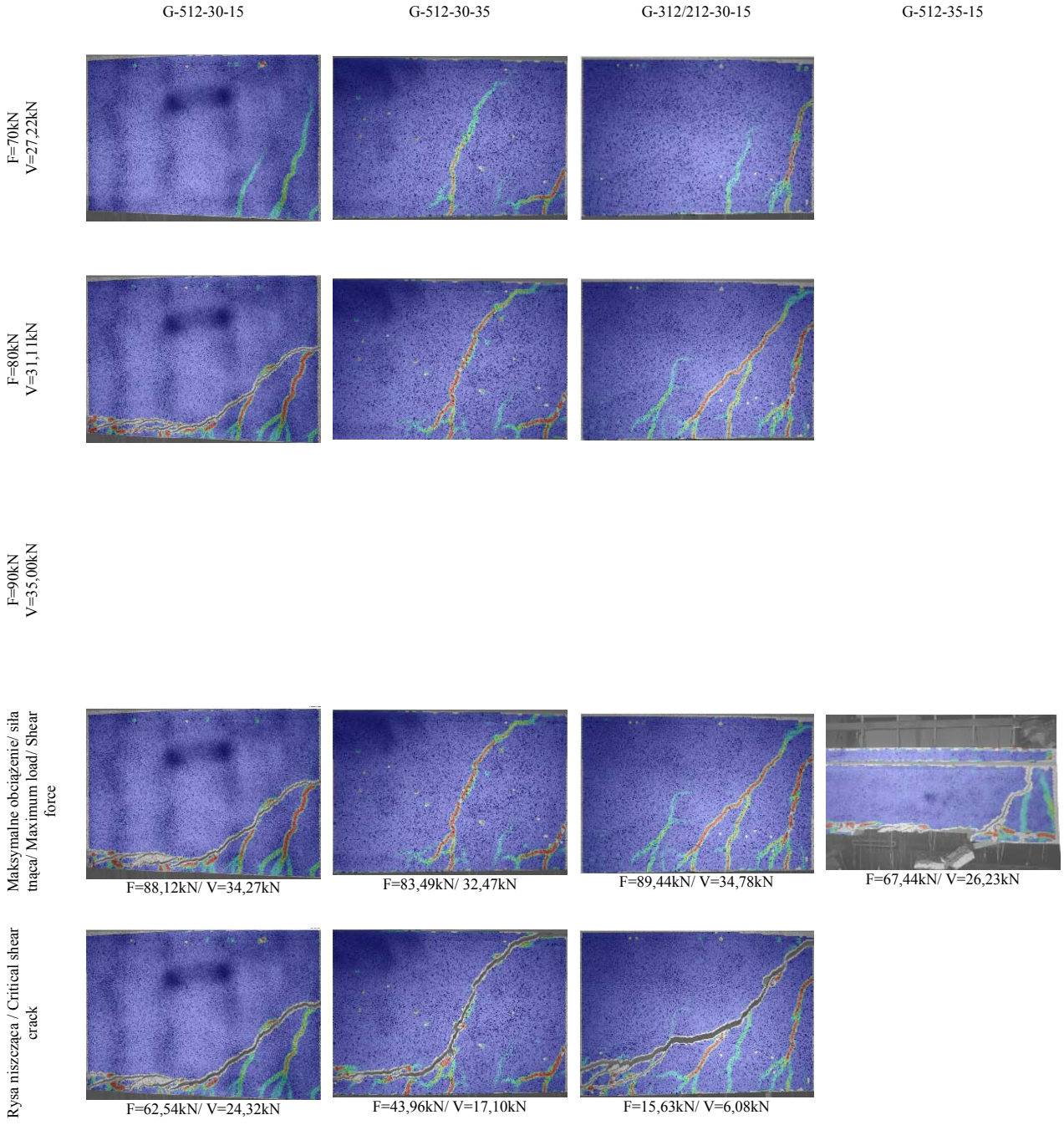
	Numer próbki / No. of specimen						Średnice/ Diameters			Średnia/ Average		
	1	2	3	4	5	6						
Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter	Wytrzymałość na rozciąganie/ Tensile strength, f_{fu}						Średnia/ Average value	Odchylenie standardowe/ Standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	Średnia/ Average value	Odchylenie standardowe/ Standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation
[mm]	[MPa]						[MPa]		[%]	[MPa]		[%]
12	1240	1281	1190	1183	1176	1101	1195	56	4,7	1071	124	11,6
16	985	1068	975	-	-	-	1009	42	4,1			
18	890	931	854	1062	1017	1109	977	92	9,4			
Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter	Moduł sprężystości / Modulus of elasticity, E						Średnia/ Average value	Odchylenie standardowe/ Standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	Średnia/ Average value	Odchylenie standardowe/ Standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation
[mm]	[GPa]						[GPa]		[%]	[GPa]		[%]
12	50,2	50,3	50,2	49,8	50,4	-	50,2	0,2	0,4	50,5	0,8	1,6
16	50,2	50,6	50,7	-	-	-	50,5	0,2	0,4			
18	49,8	49,3	52,4	52,1	50,7	-	50,9	1,2	2,4			

Wyniki badań prętów stalowych
Test results of steel bars

	Numer próbki/ No. of specimen				Średnice/ Diameters			Średnia/ Average		
	1	2	3	4						
Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter	Granica plastyczności/ Yielding strength, f_y				Średnia/ Average value	Odchylenie standardowe/ Standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	Średnia/ Average value	Odchylenie standardowe/ Standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation
[mm]	[MPa]				[MPa]		[%]	[MPa]		[%]
12	532	516	512	545	526	13	2,5	545	26	4,8
16	537	530	533	538	534	3	0,6			
18	580	573	572	574	575	3	0,5			
Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter	Wytrzymałość na rozciąganie/ Tensile strength, f_t				Średnia/ The average value	Odchylenie standardowe/ The standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	Średnia/ The average value	Odchylenie standardowe/ The standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation
[mm]	[MPa]				[MPa]		[%]	[MPa]		[%]
12	644	621	635	653	638	12	1,9	644	19	2,9
16	624	620	622	626	623	2	0,4			
18	675	671	670	671	672	2	0,3			
Nominalna średnica pręta/ Nominal bar diameter	Moduł sprężystości/ Modulus of elasticity, E				Średnia/ The average value	Odchylenie standardowe/ The standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation	Średnia/ The average value	Odchylenie standardowe/ The standard deviation	Współczynnik wariancji/ Coefficient of variation
[mm]	[GPa]				[GPa]		[%]	[GPa]		[%]
12	194	202	204	193	198,3	4,6	2,3	200,8	7,3	3,7
16	198	212	193	201	200,9	6,9	3,4			
18	201	194	200	218	203,3	8,6	4,2			

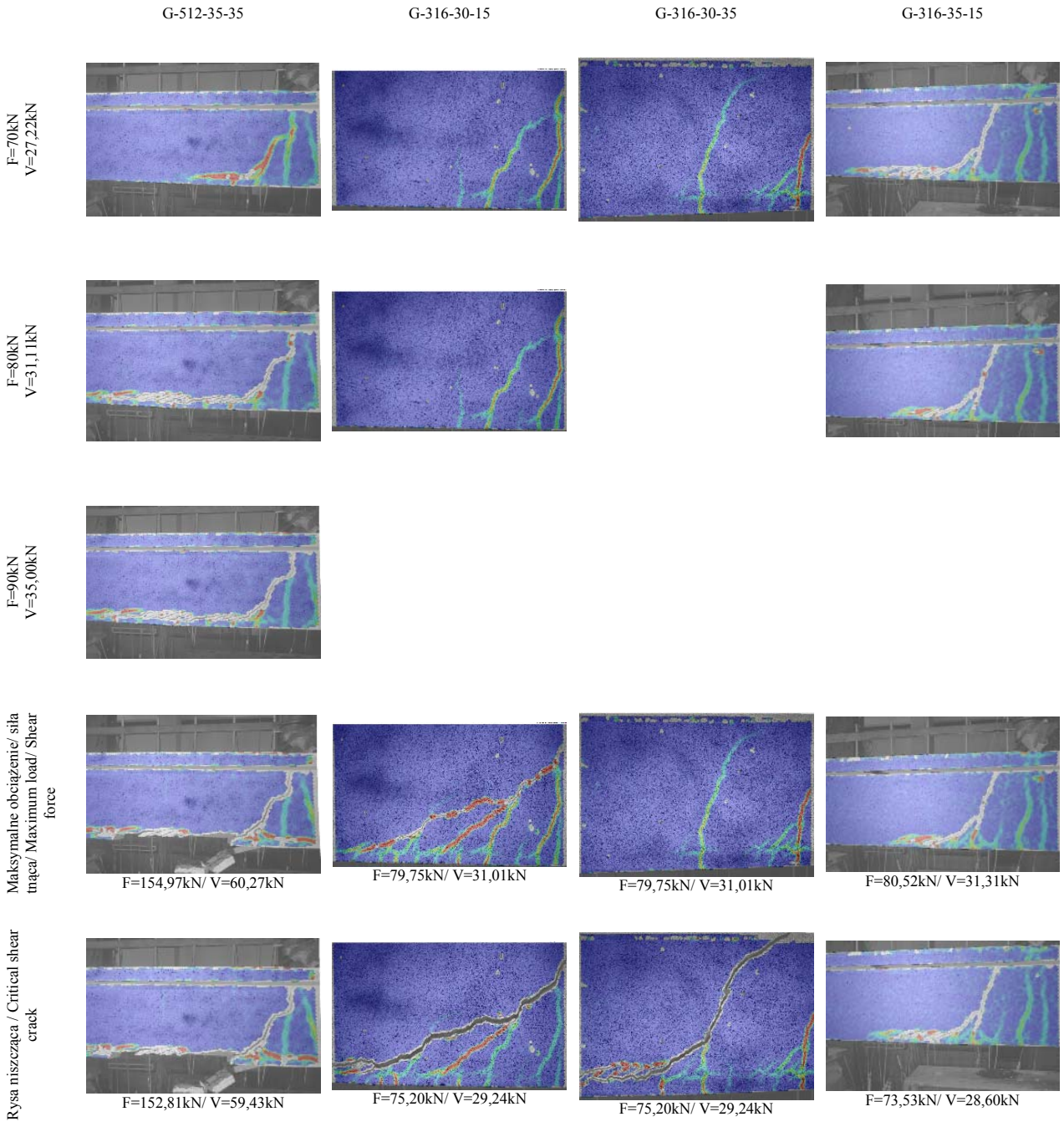
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach zbrojonych prętami GFRP
Cracking pattern for chosen load levels of GFRP reinforced beams



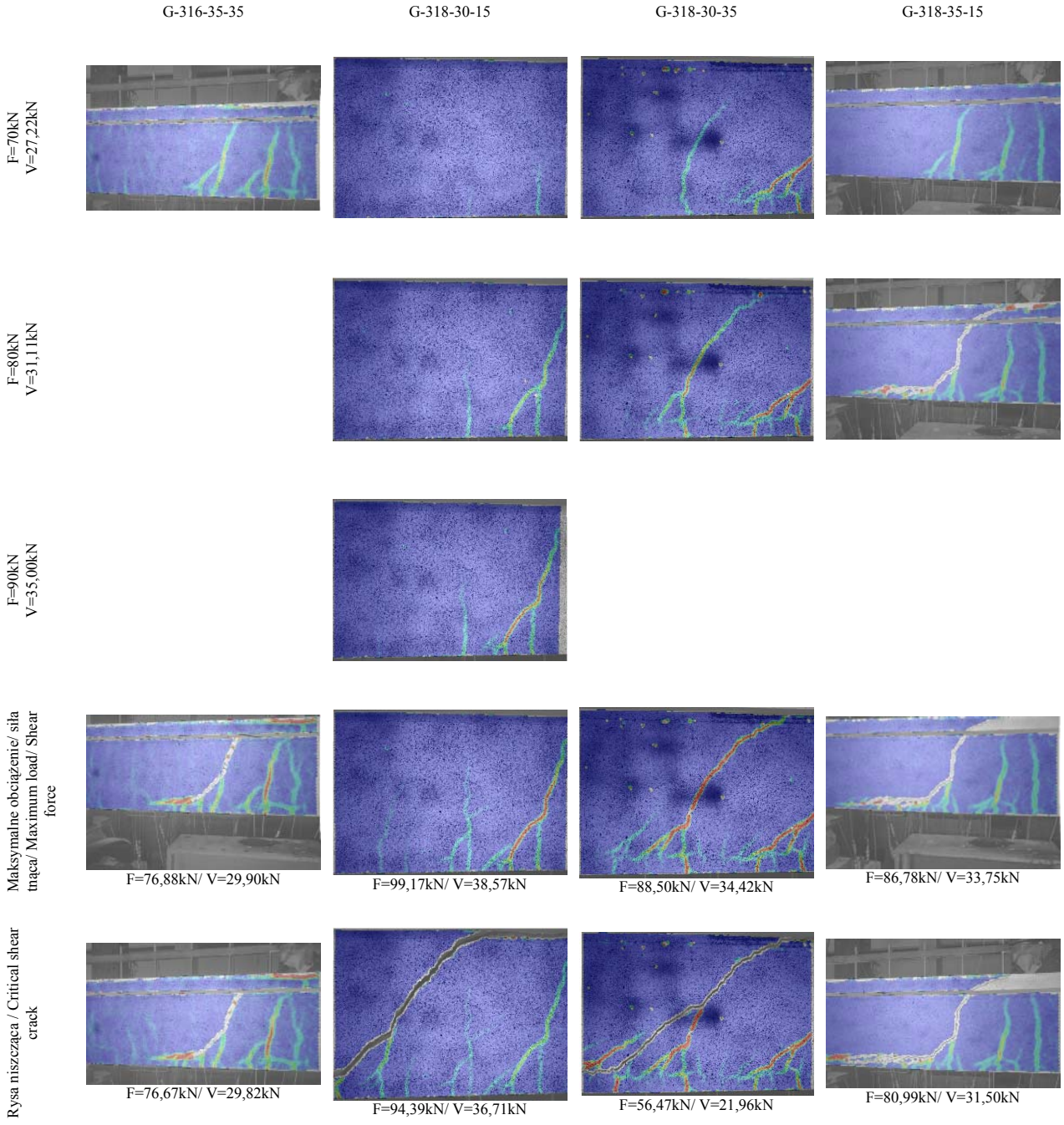
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach zbrojonych prętami GFRP
Cracking pattern for chosen load levels of GFRP reinforced beams



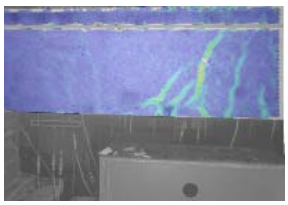
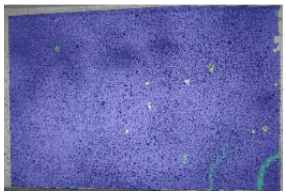
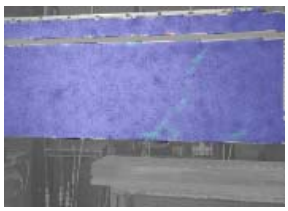
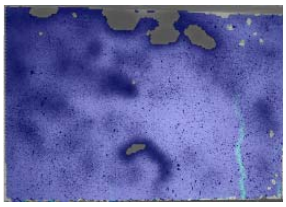
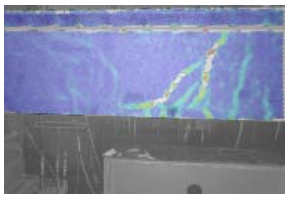
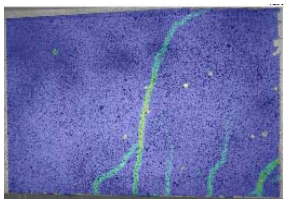
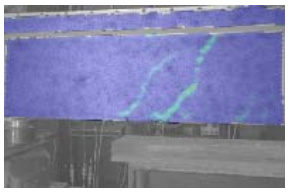
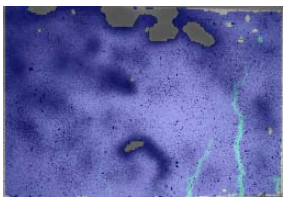
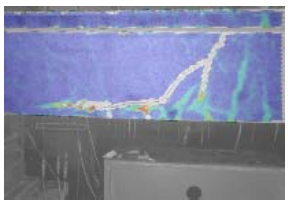
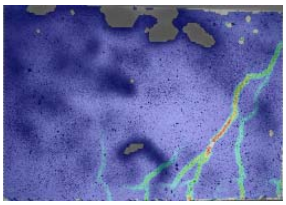
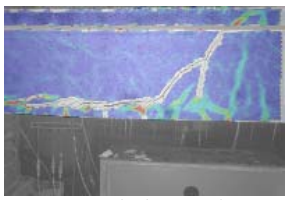
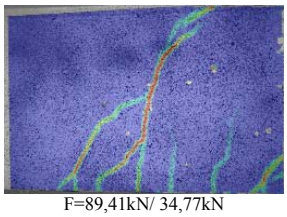
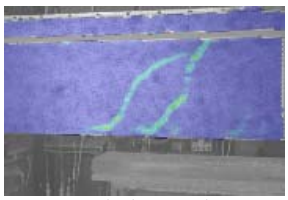
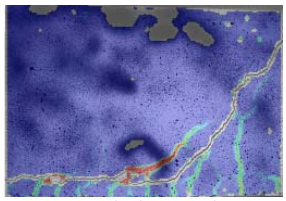
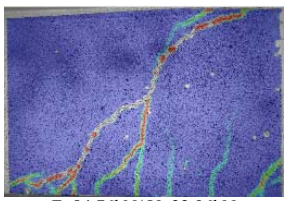
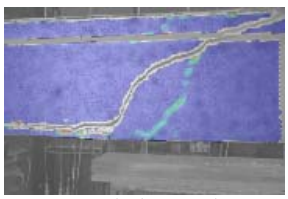
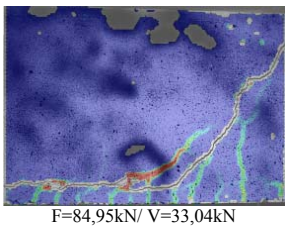
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach zbrojonych prętami GFRP
Cracking pattern for chosen load levels of GFRP reinforced beams



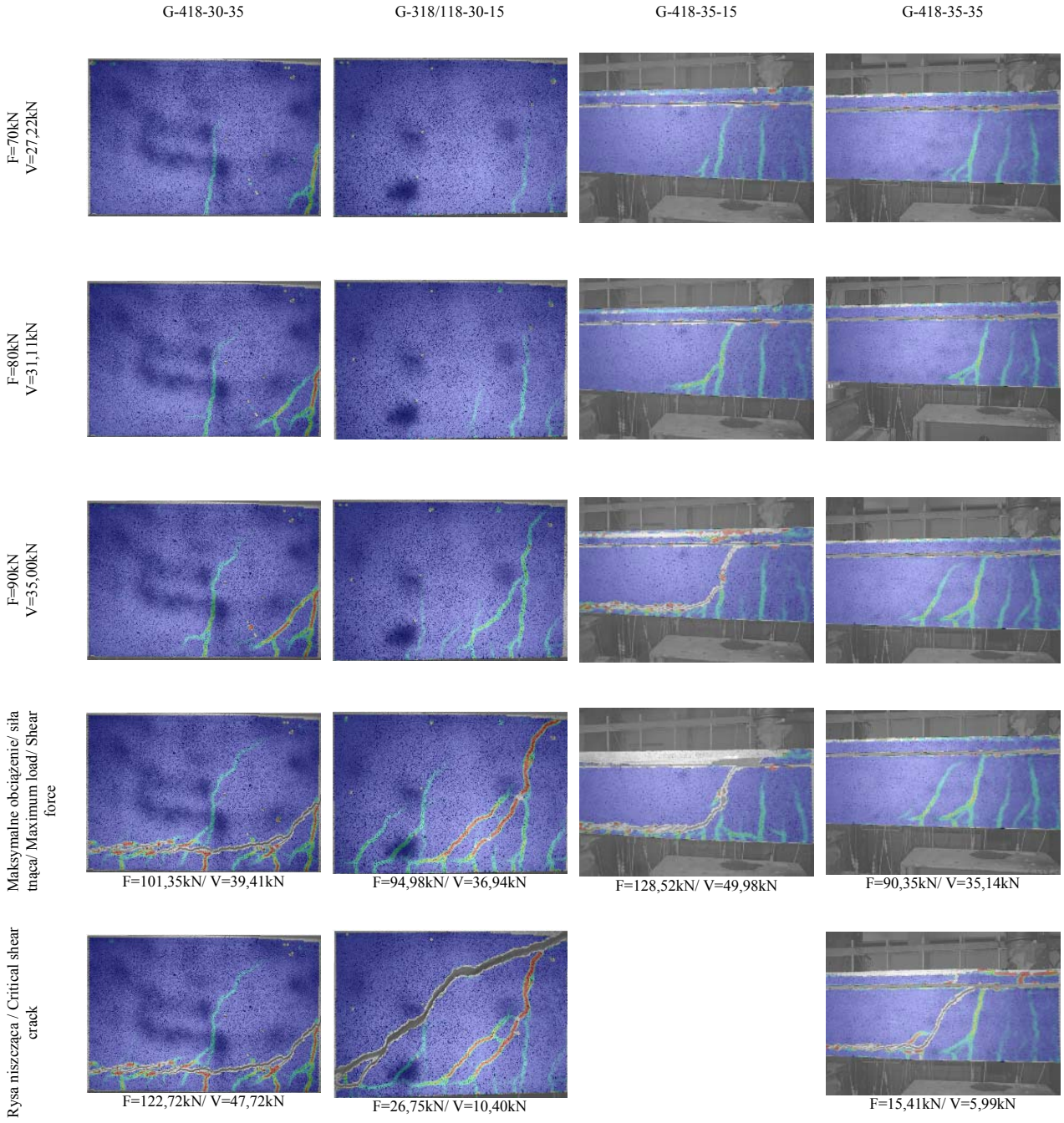
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach zbrojonych prętami GFRP
Cracking pattern for chosen load levels of GFRP reinforced beams

	G-318-35-35	G-416-30-15	G-416-35-15	G-418-30-15
F=70kN V=27,22kN				
F=80kN V=31,11kN				
F=90kN V=35,00kN				
Maksymalne obciążenie/ siła tnąca/ Maximum load/ Shear force	 F=111,44kN/ V=43,34kN	 F=89,41kN/ 34,77kN	 F=83,40kN/ V=32,43kN N	 F=98,08kN/ V=38,14kN
Rysa niszcząca / Critical shear crack	 F=84,76kN/ V=32,96kN	 F=79,45kN/ V=30,90kN	 F=84,95kN/ V=33,04kN	

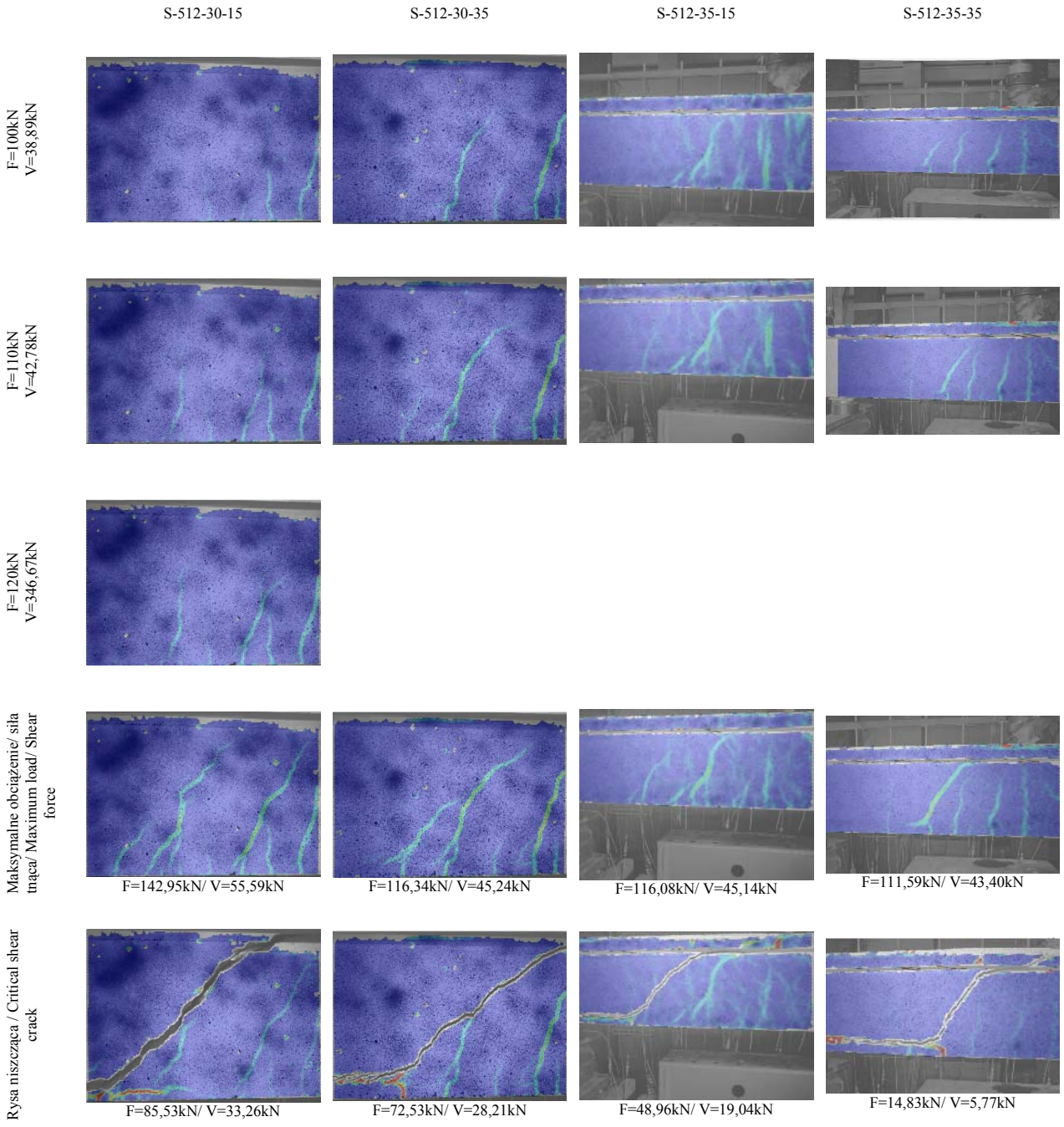
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach zbrojonych prętami GFRP
Cracking pattern for chosen load levels of GFRP reinforced beams



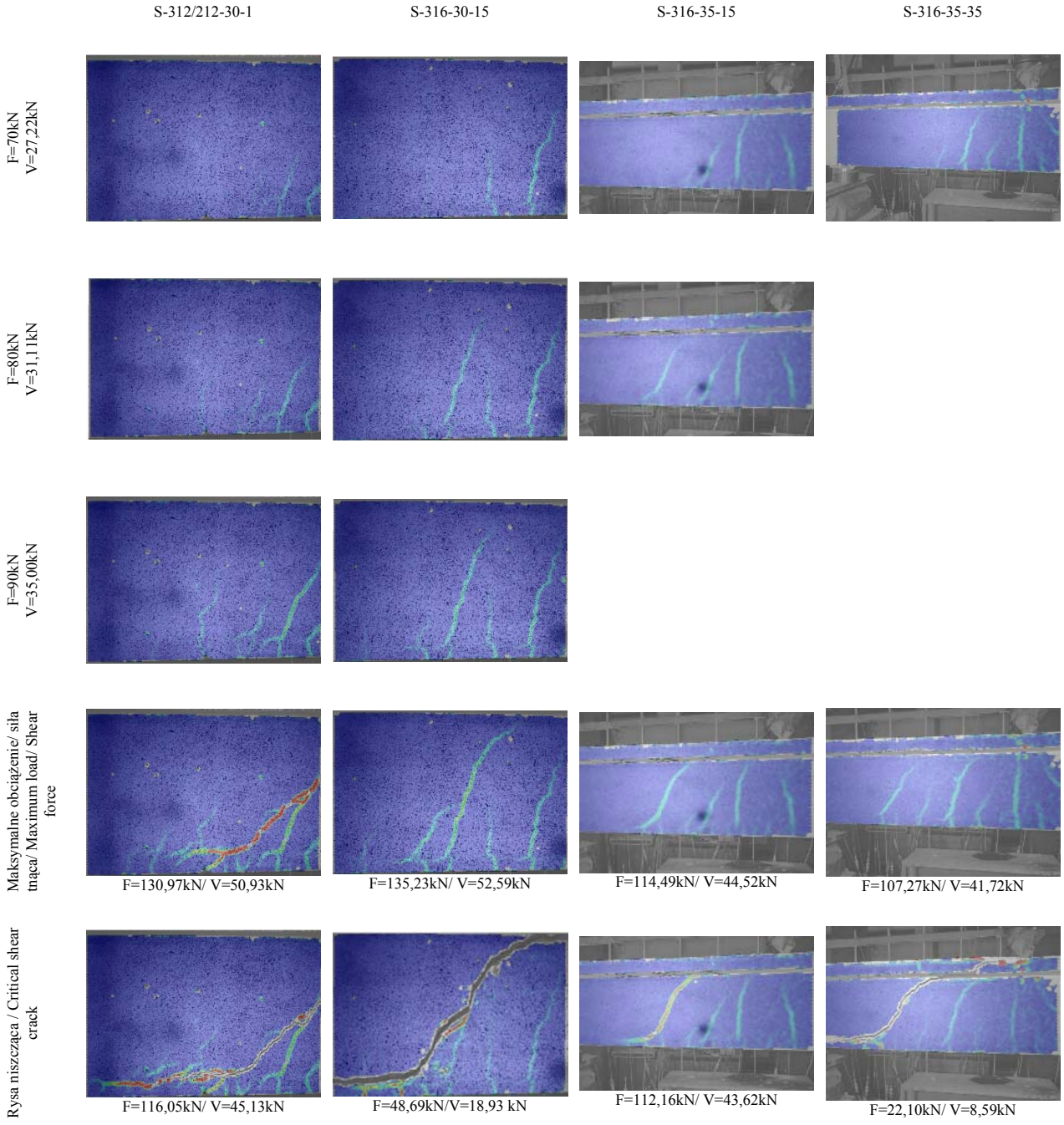
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach ze zbrojeniem stalowym
Cracking pattern for chosen load levels of steel reinforced beams



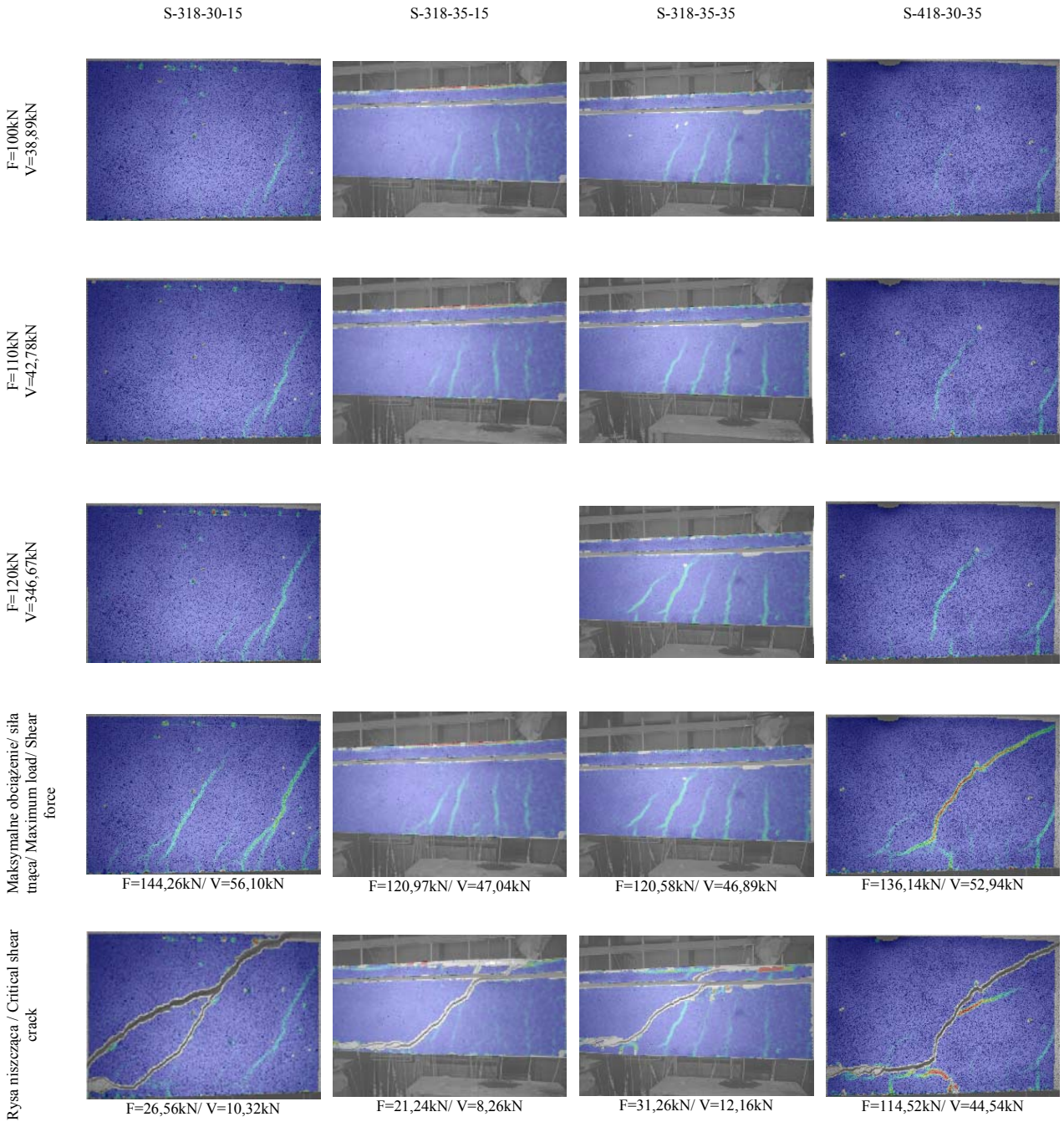
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach ze zbrojeniem stalowym
Cracking pattern for chosen load levels of steel reinforced beams



Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach ze zbrojeniem stalowym
Cracking pattern for chosen load levels of steel reinforced beams



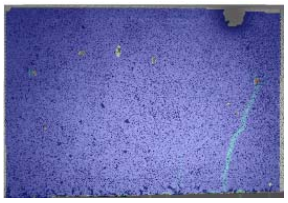
Obrazy zarysowania (system Aramis)
Cracking pattern (Aramis system)

Obrazy zarysowania przy wybranych poziomach siły w belkach ze zbrojeniem stalowym
Cracking pattern for chosen load levels of steel reinforced beams

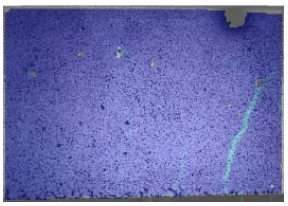
S-318/118-30-15

F=70kN
V=27,22kN

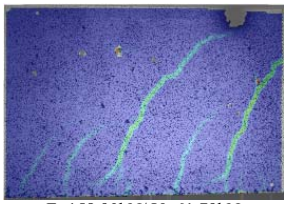
F=80kN
V=31,11kN



F=90kN
V=35,00kN

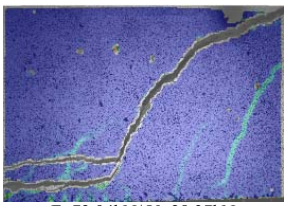


Maksymalne obciążenie/ siła tnąca/ Maximum load/ Shear force



F=158,90kN/ V=61,79kN

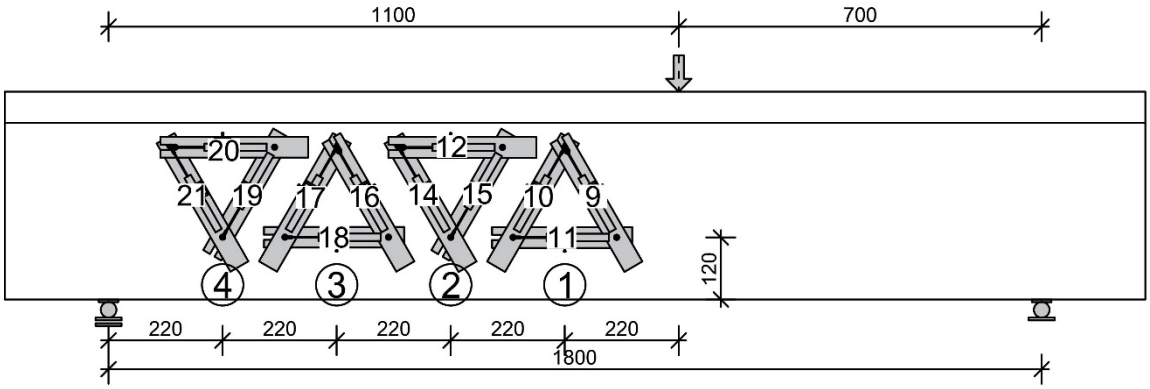
Rysa niszcząca / Critical shear crack



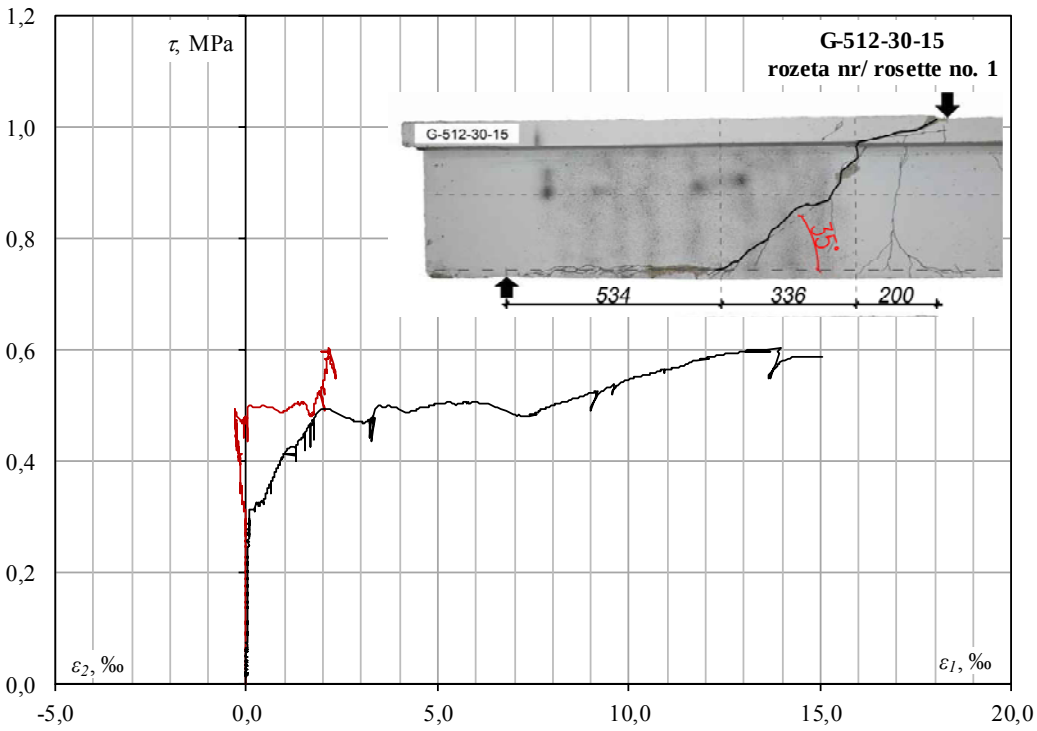
F=72,94kN/ V=28,37kN

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



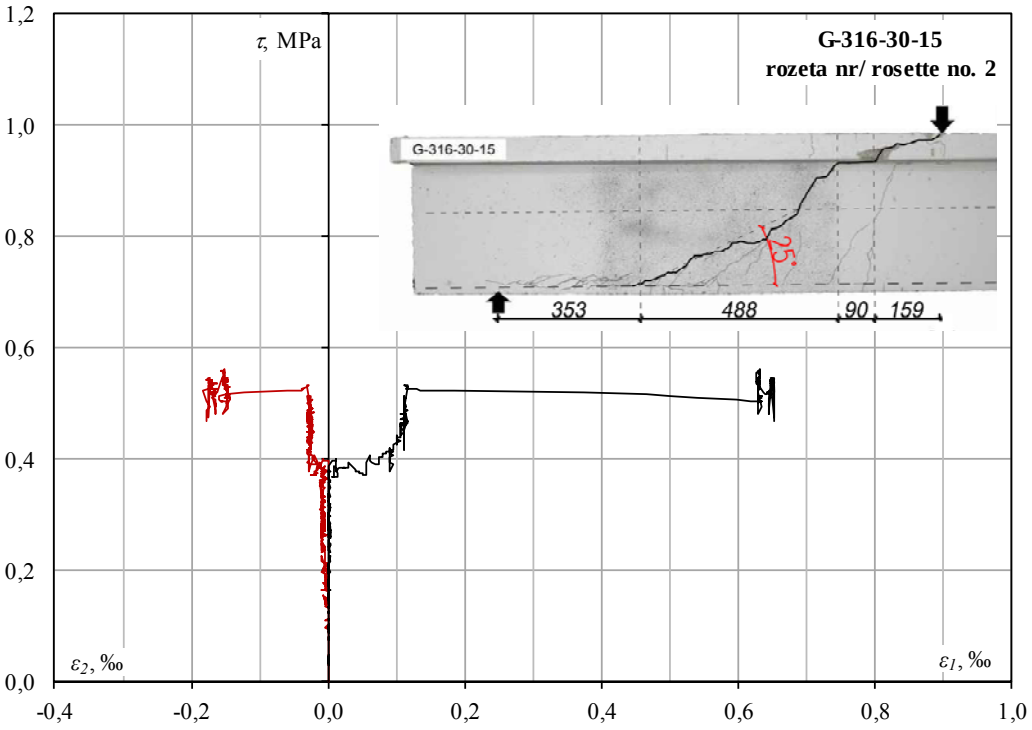
Układ rozet widziany od strony wykonywania zdjęć zarysowania/ Location of rosettes - cracking pattern photo view



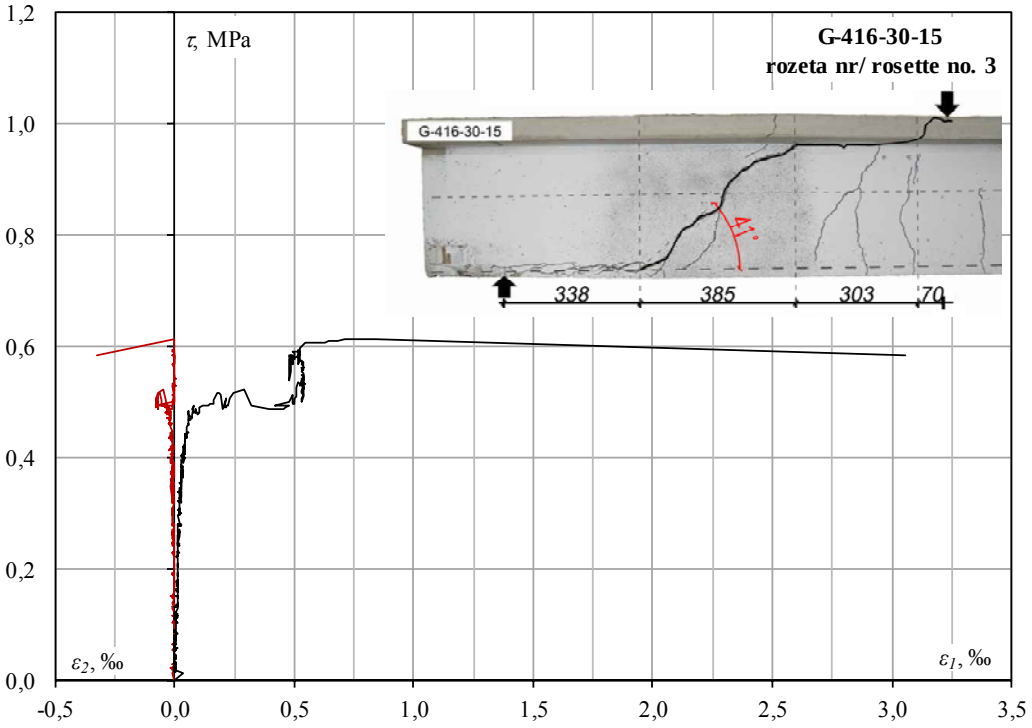
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-512-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-512-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



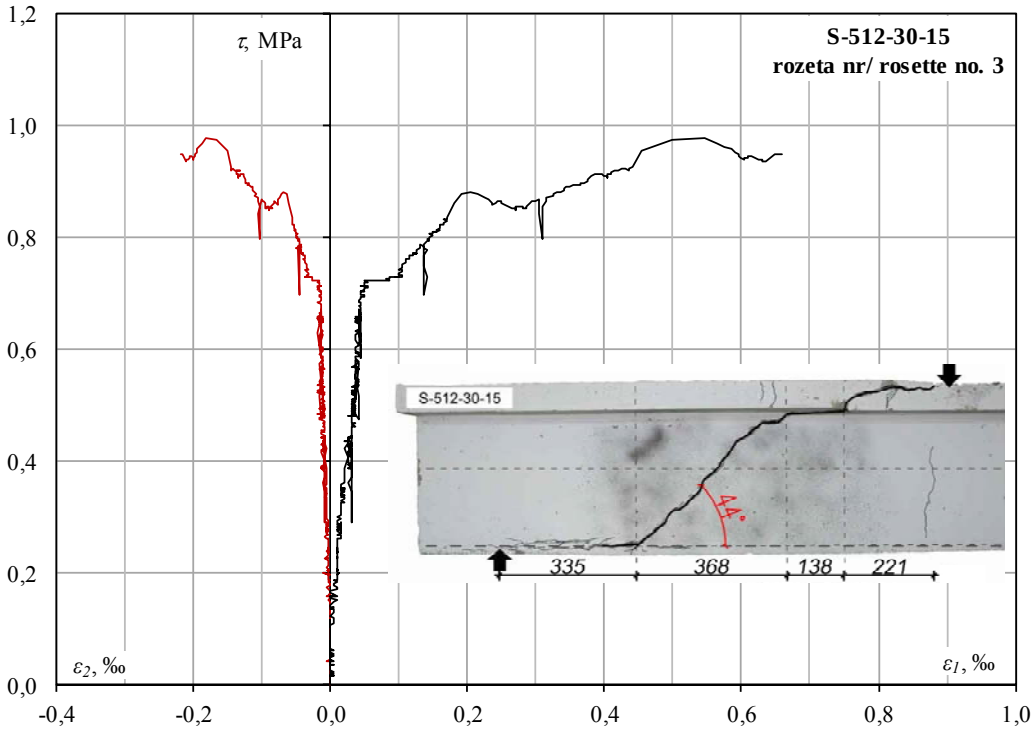
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-316-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-316-30-15



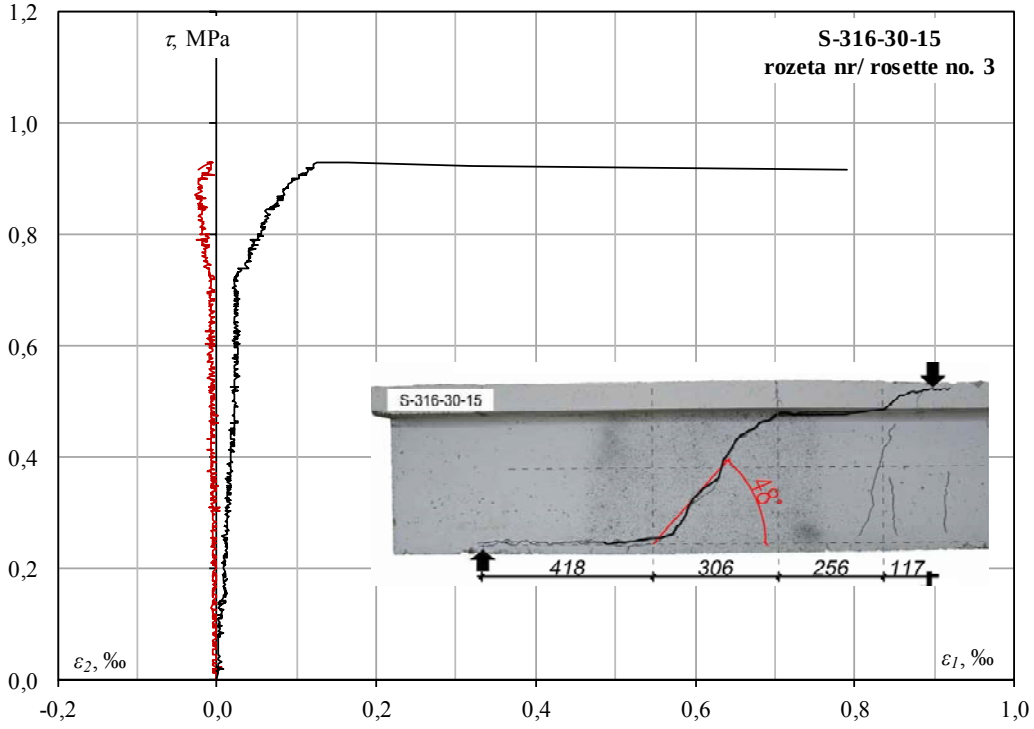
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-416-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-416-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



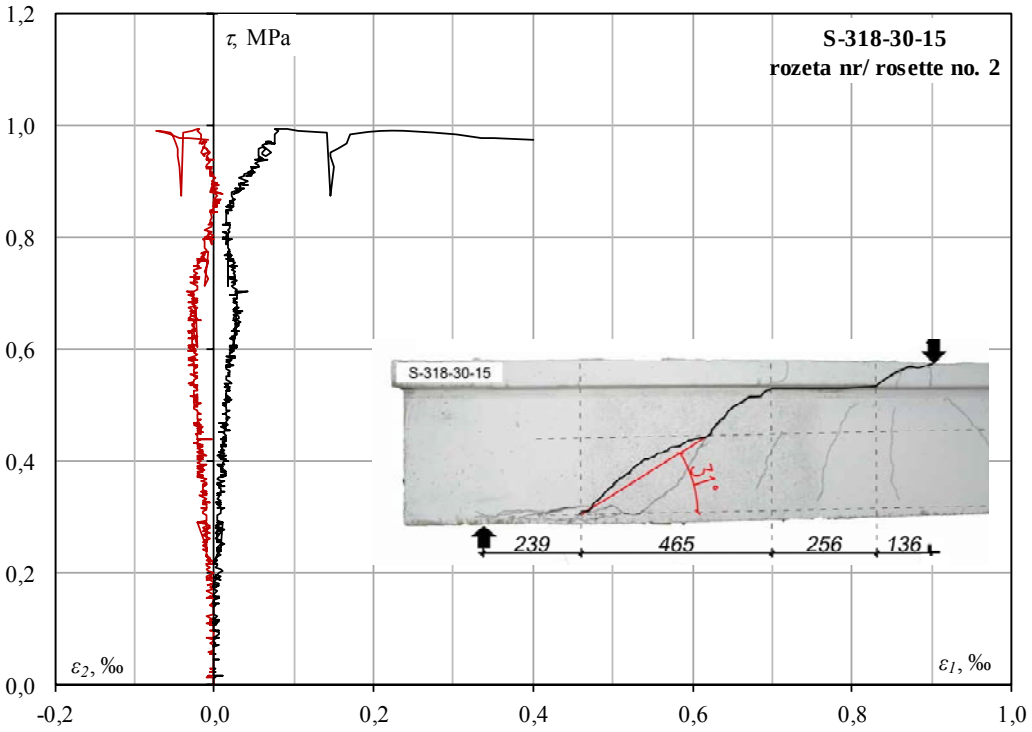
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-512-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-512-30-15



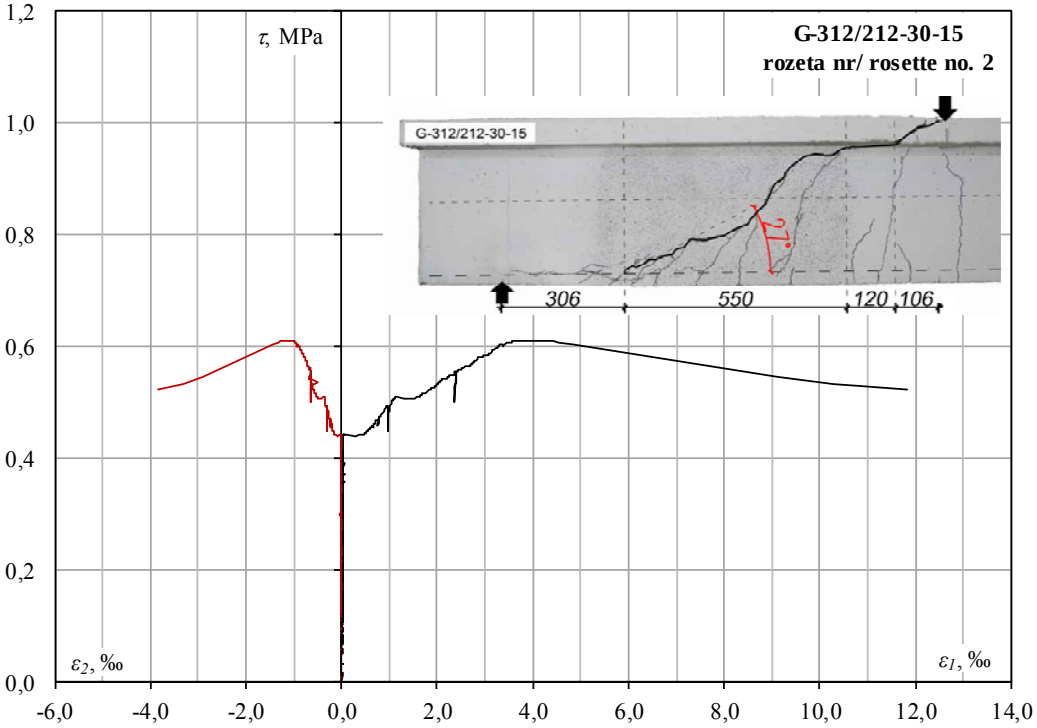
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-316-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-316-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



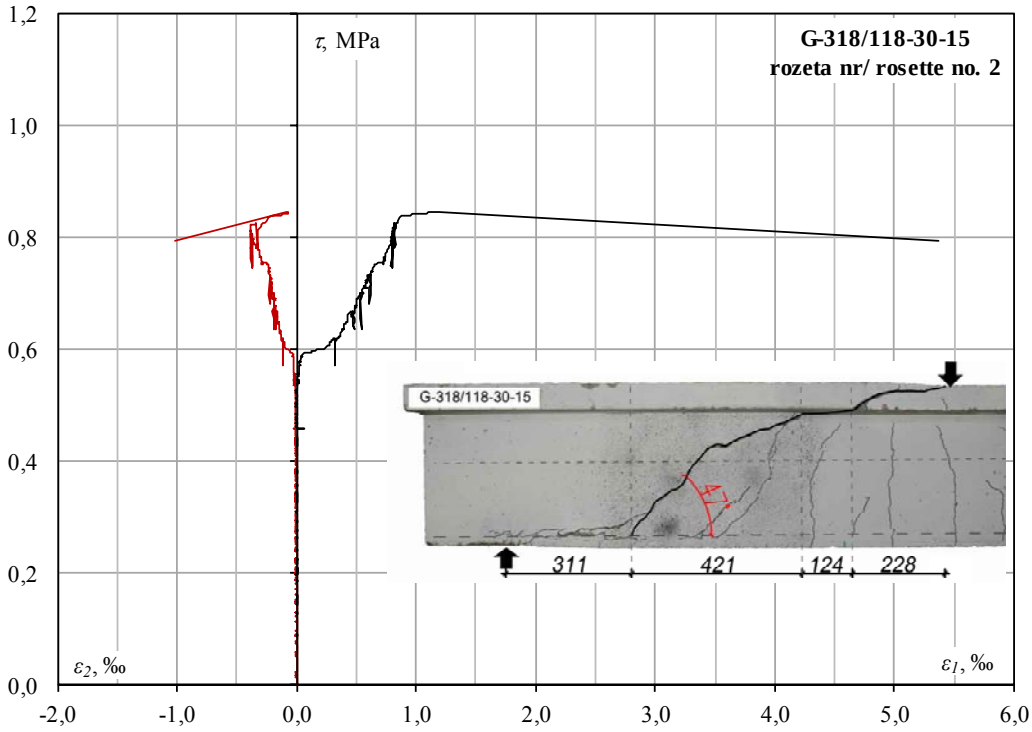
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-318-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-318-30-15



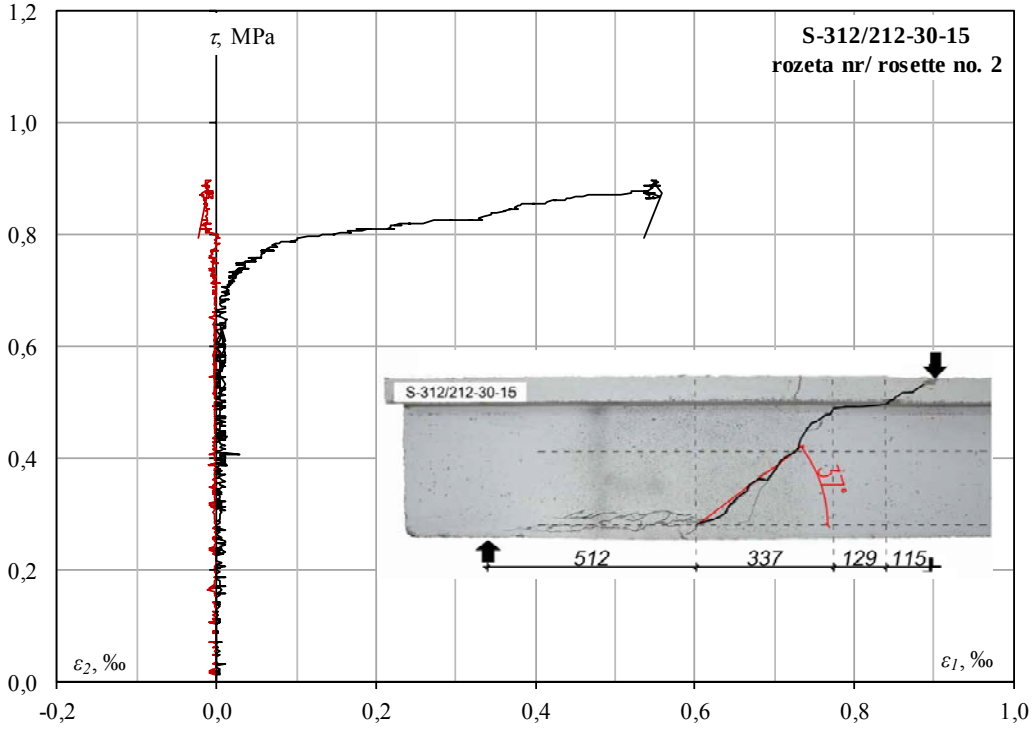
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-312/212-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-312/212-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



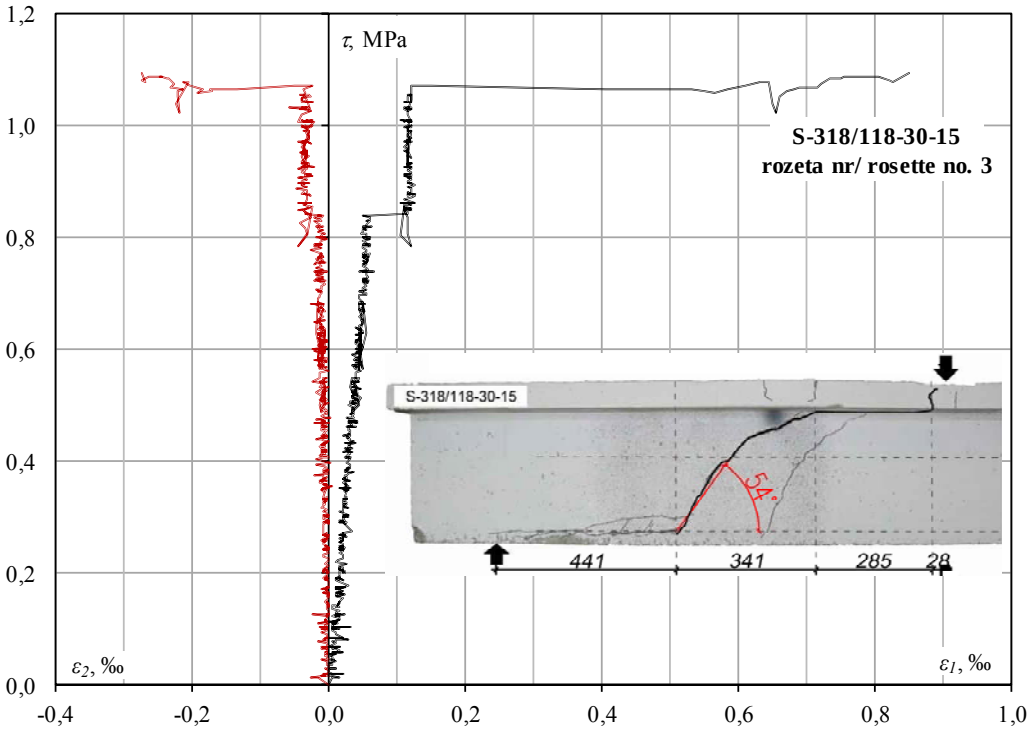
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-318/118-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-318/118-30-15



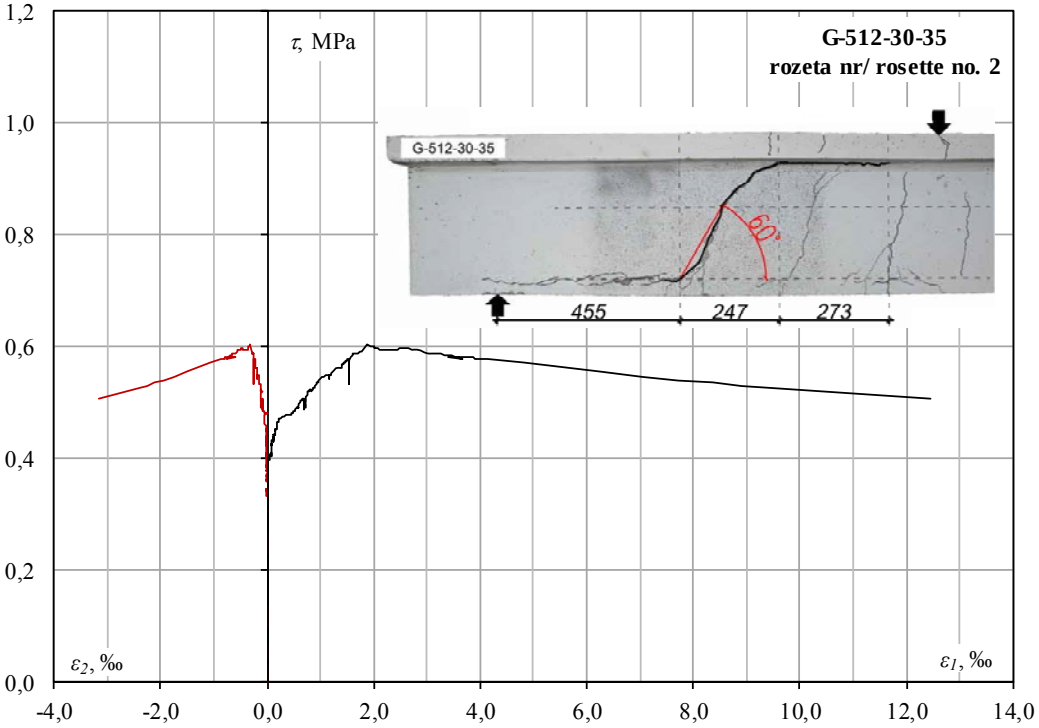
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-312/212-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-312/212-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



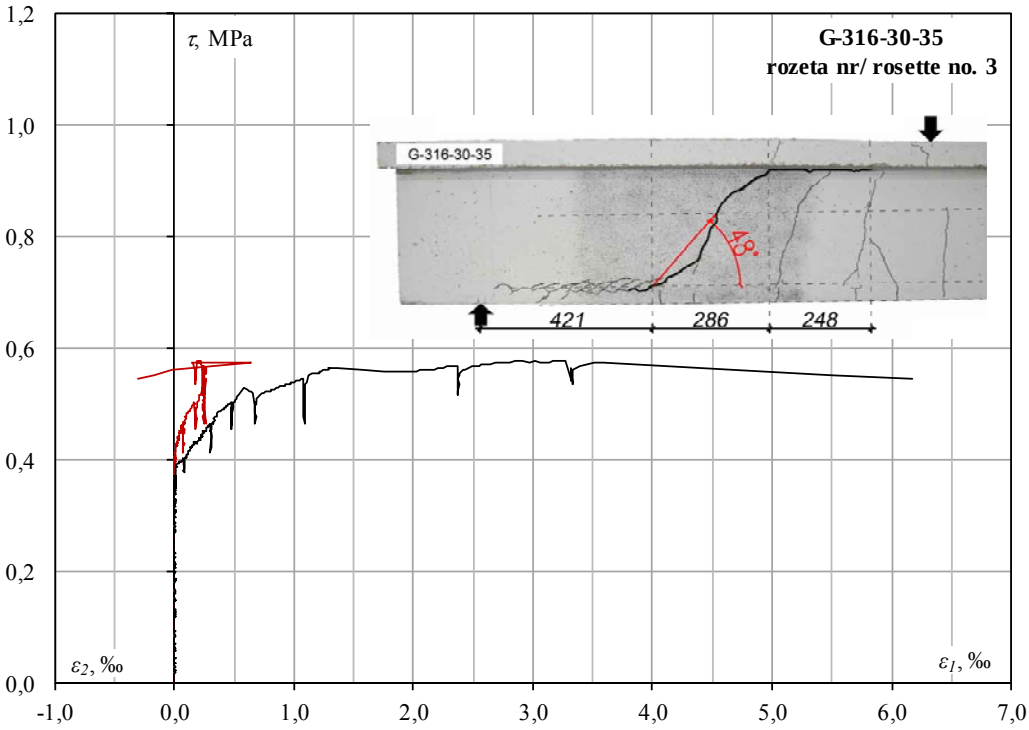
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-318/118-30-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-318/118-30-15



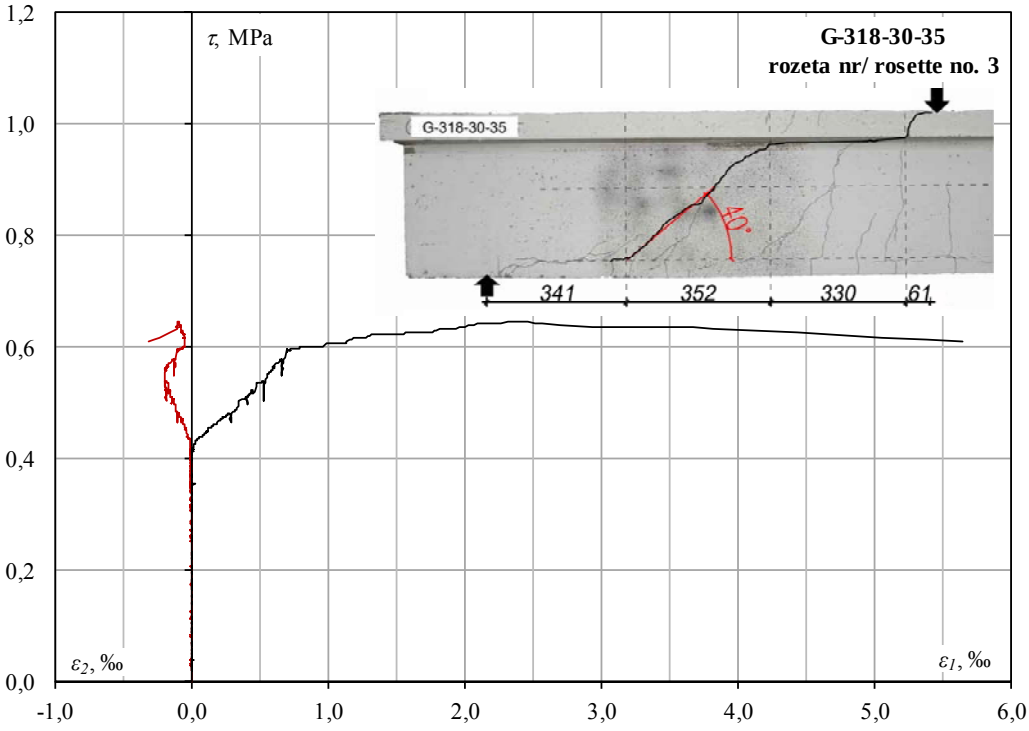
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-512-30-35
Principal strain - shear stress relationship in beam G-512-30-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



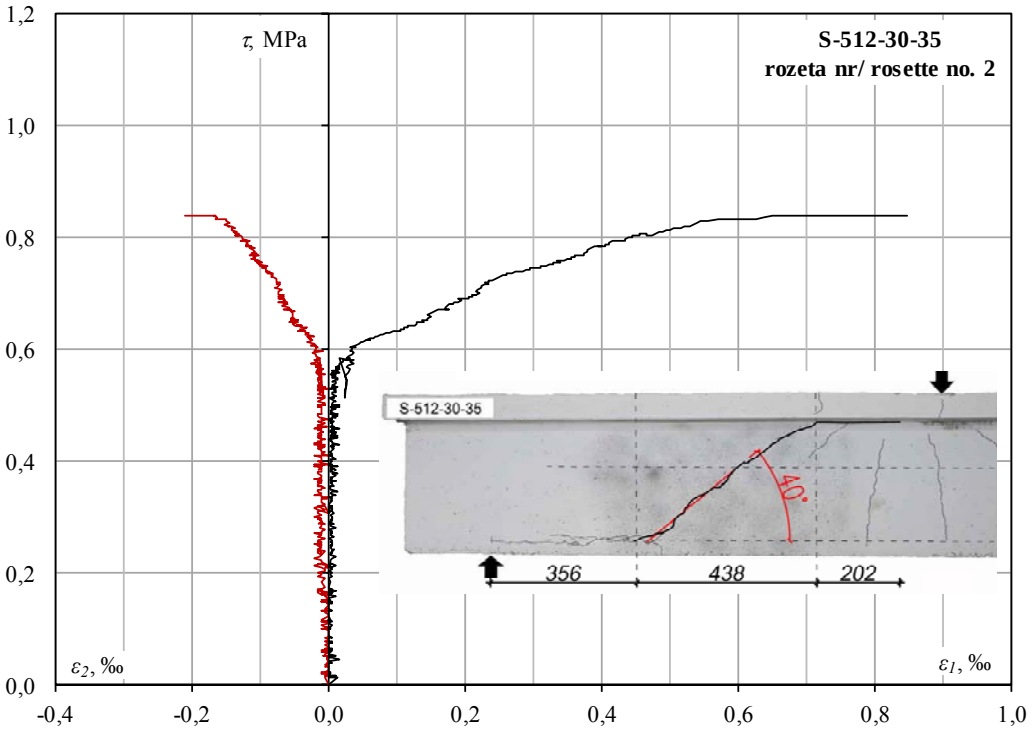
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-316-30-35
Principal strain - shear stress relationship in beam G-316-30-35



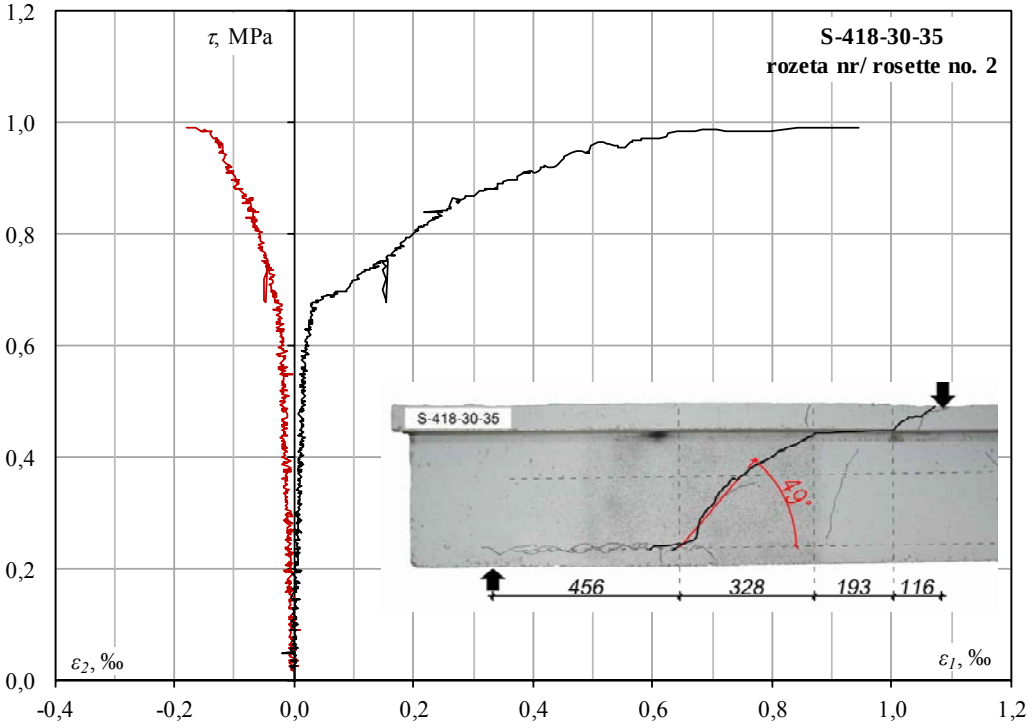
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-318-30-35
Principal strain - shear stress relationship in beam G-318-30-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



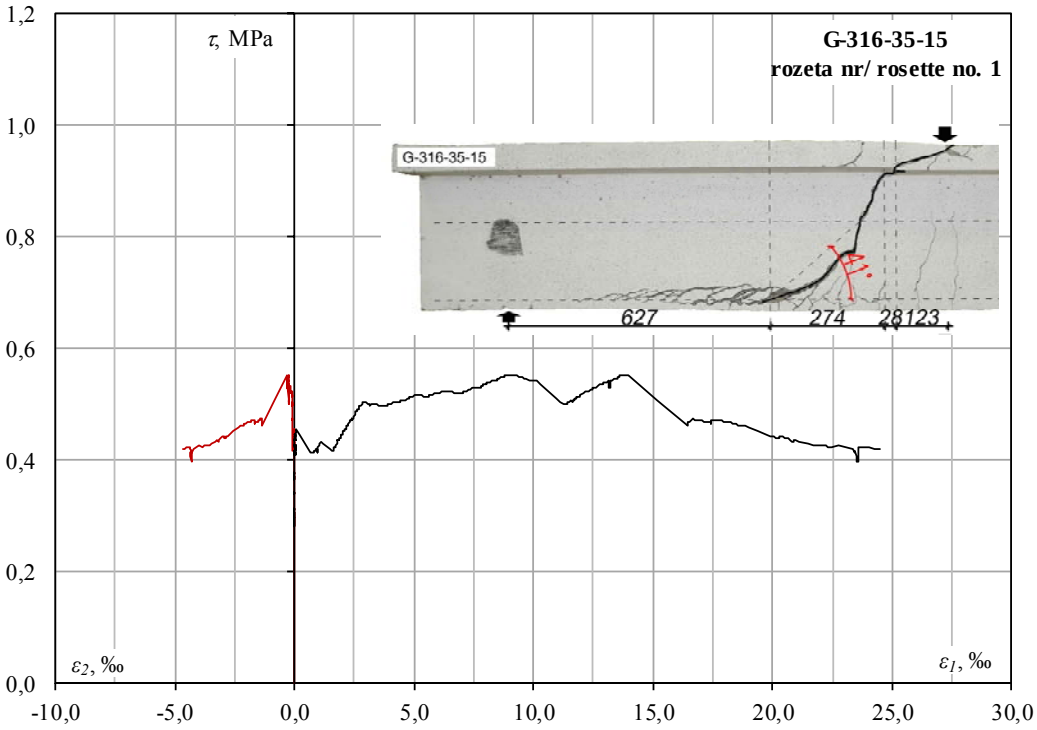
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-512-30-35
Principal strain - shear stress relationship in beam S-512-30-35



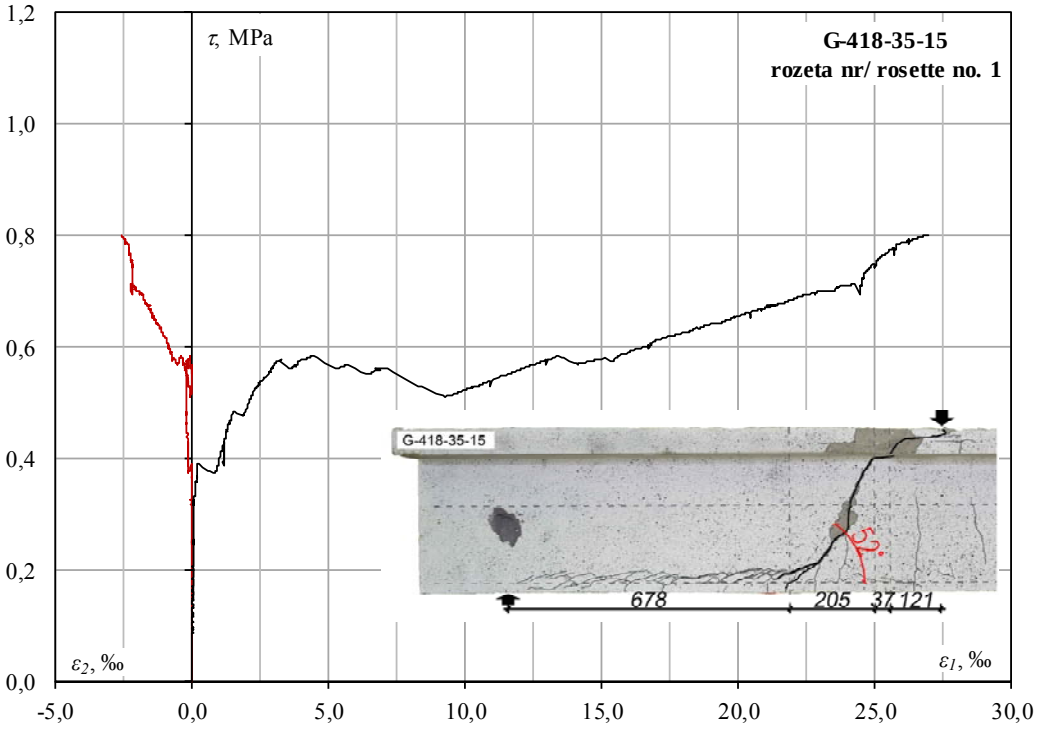
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-418-30-35
Principal strain - shear stress relationship in beam S-418-30-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



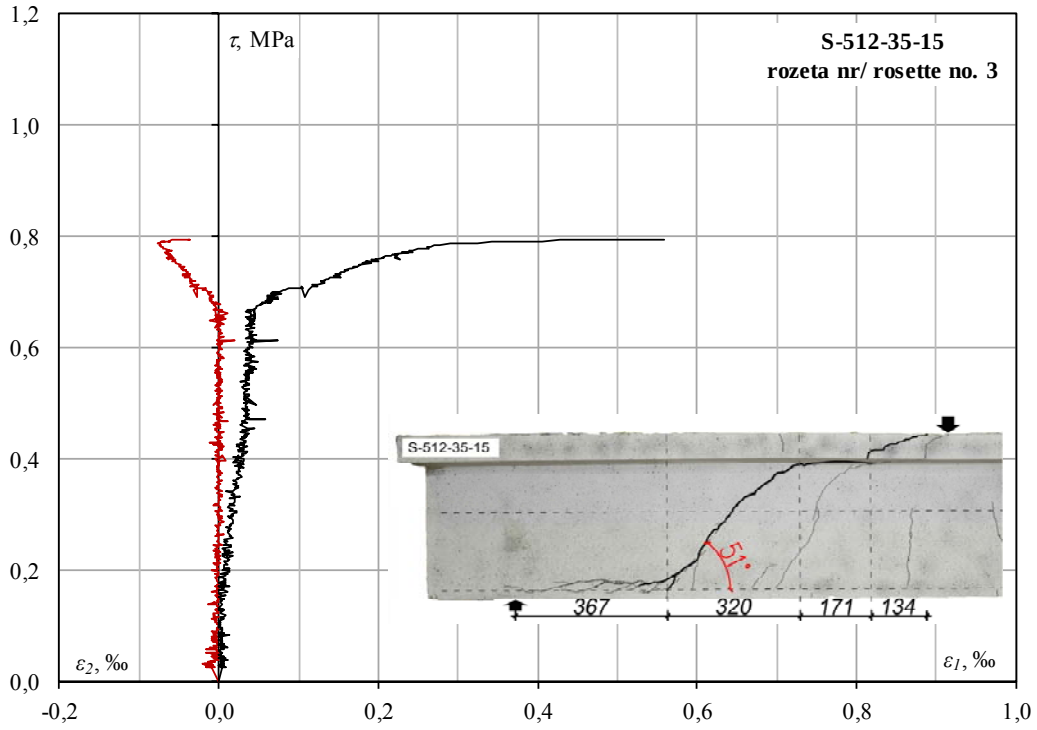
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-316-35-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-316-35-15



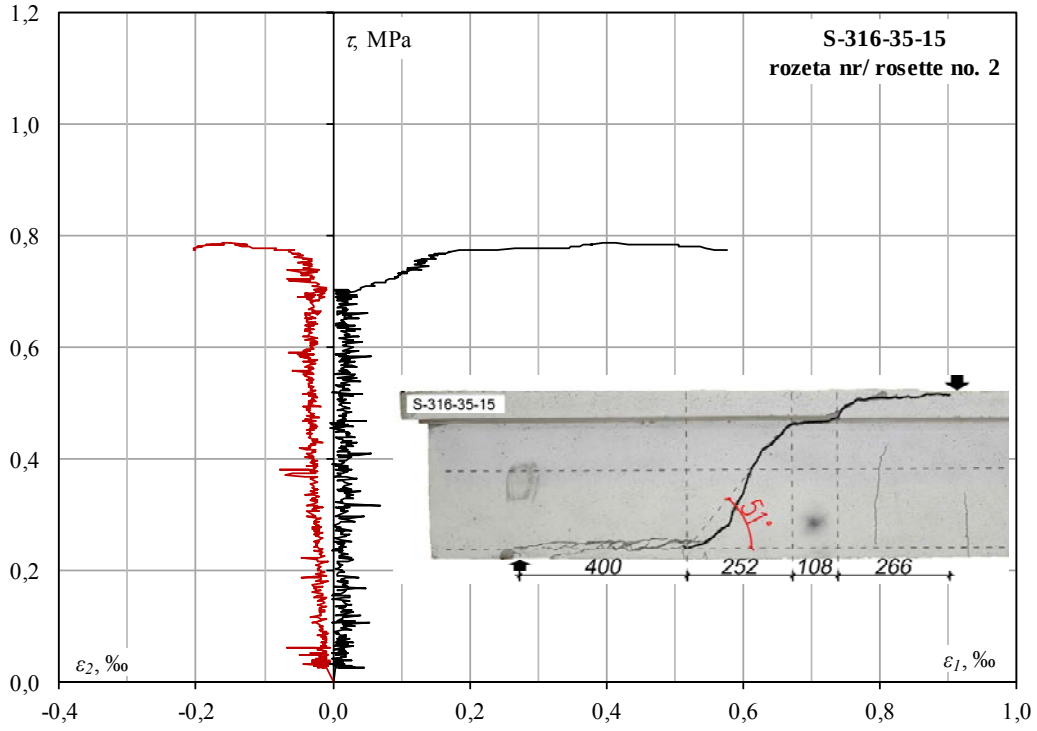
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-418-35-15
Principal strain - shear stress relationship in beam G-418-35-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



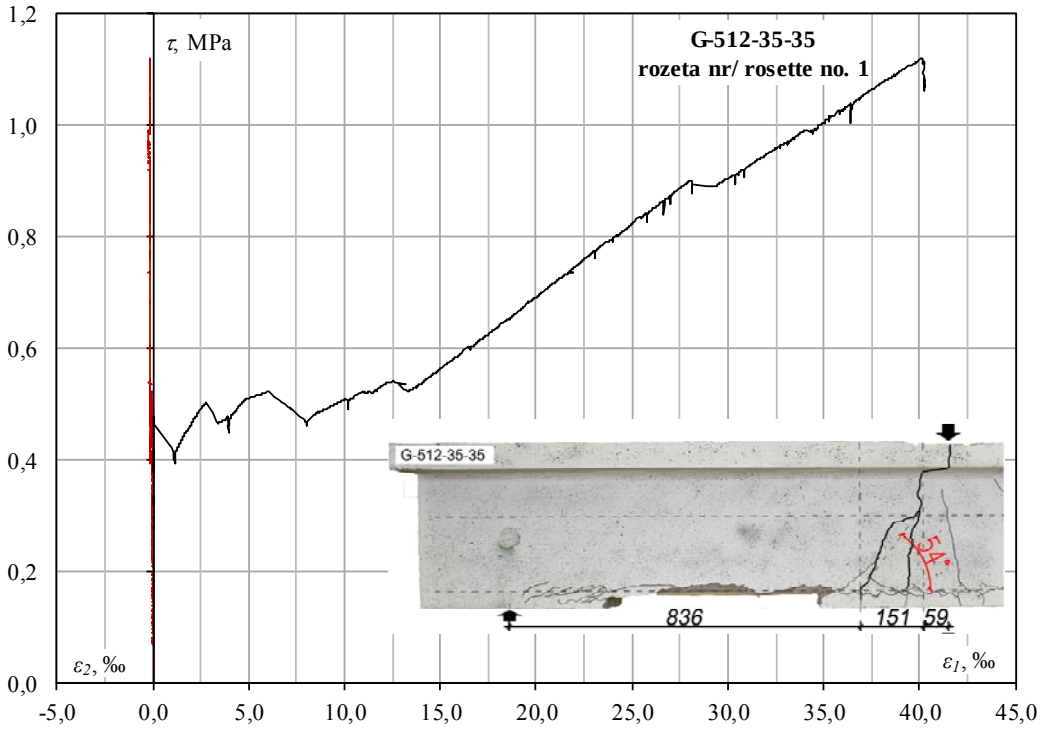
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-512-35-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-512-35-15



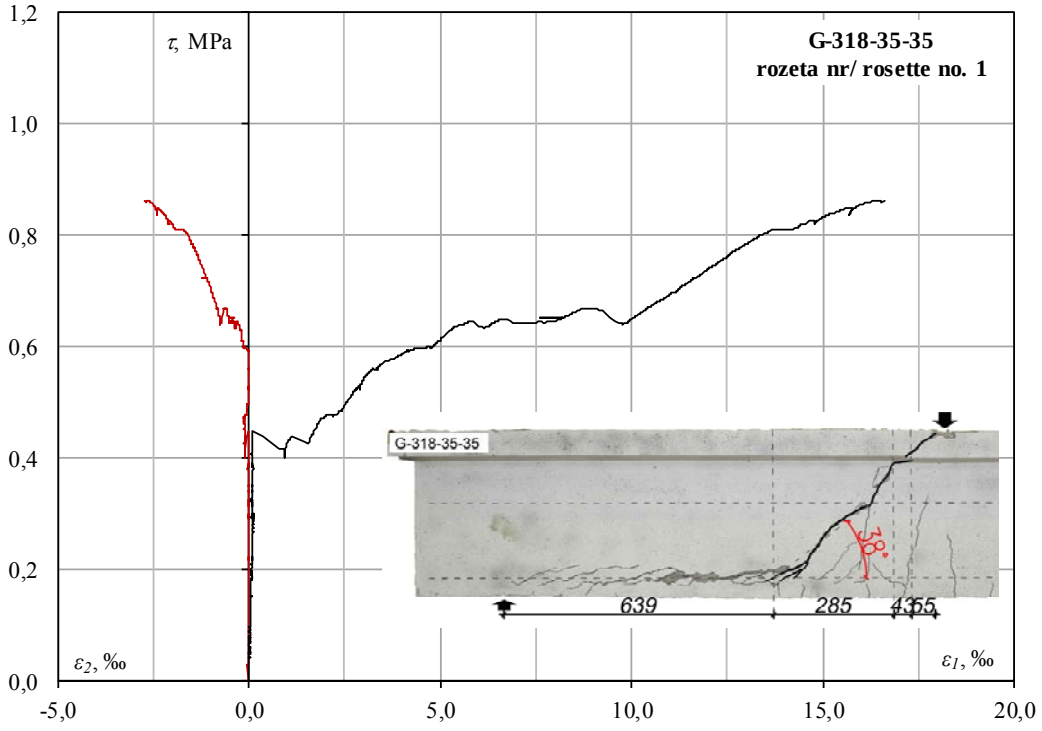
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-316-35-15
Principal strain - shear stress relationship in beam S-316-35-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



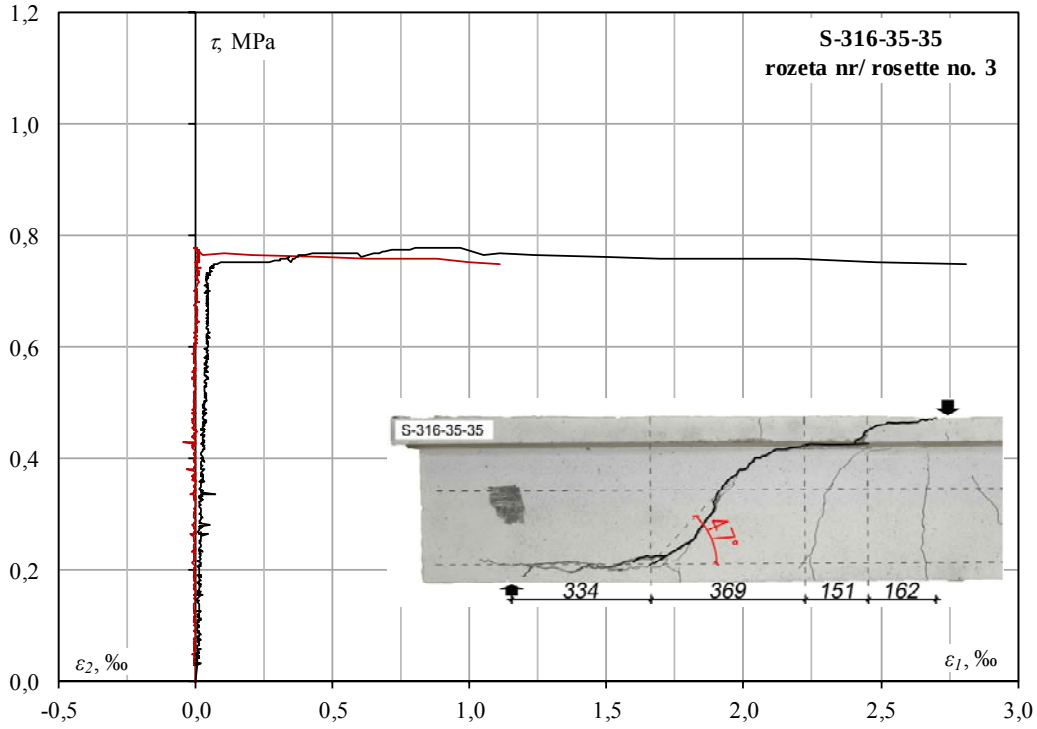
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-512-35-35
Principal strain - shear stress relationship in beam G-512-35-35



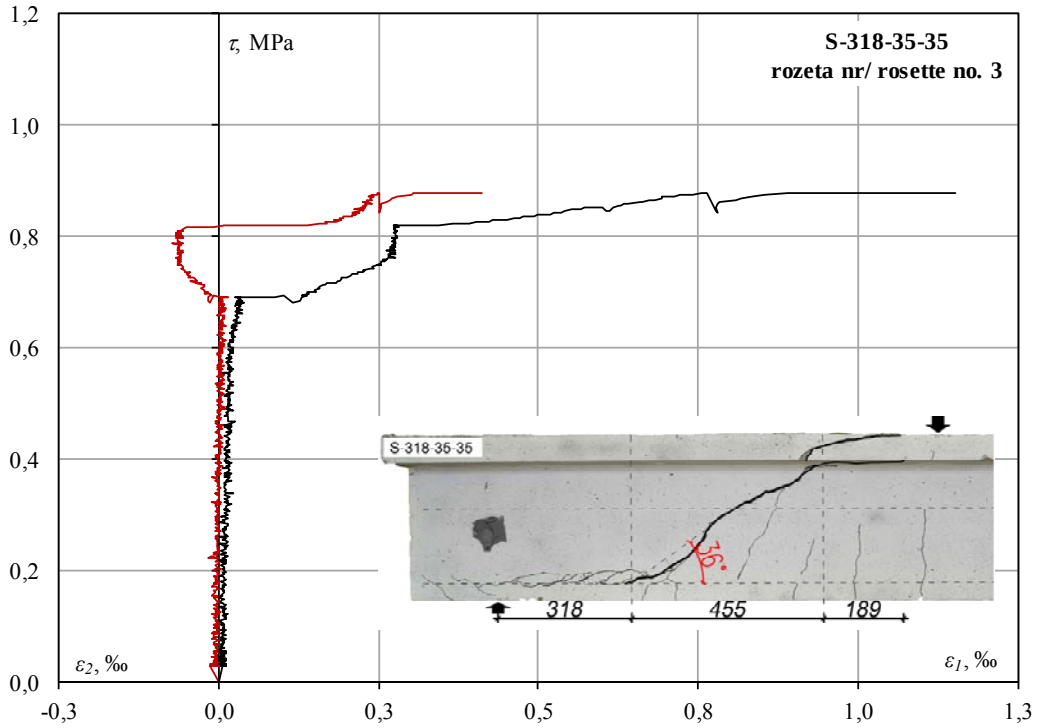
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce G-318-35-35
Principal strain - shear stress relationship in beam G-318-35-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Główne odkształcenia betonu
Principal concrete strain



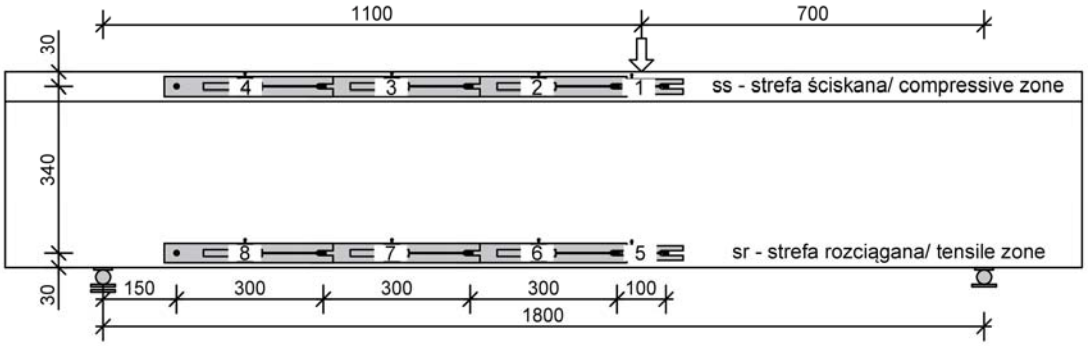
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-316-35-35
Principal strain - shear stress relationship in beam S-316-35-35



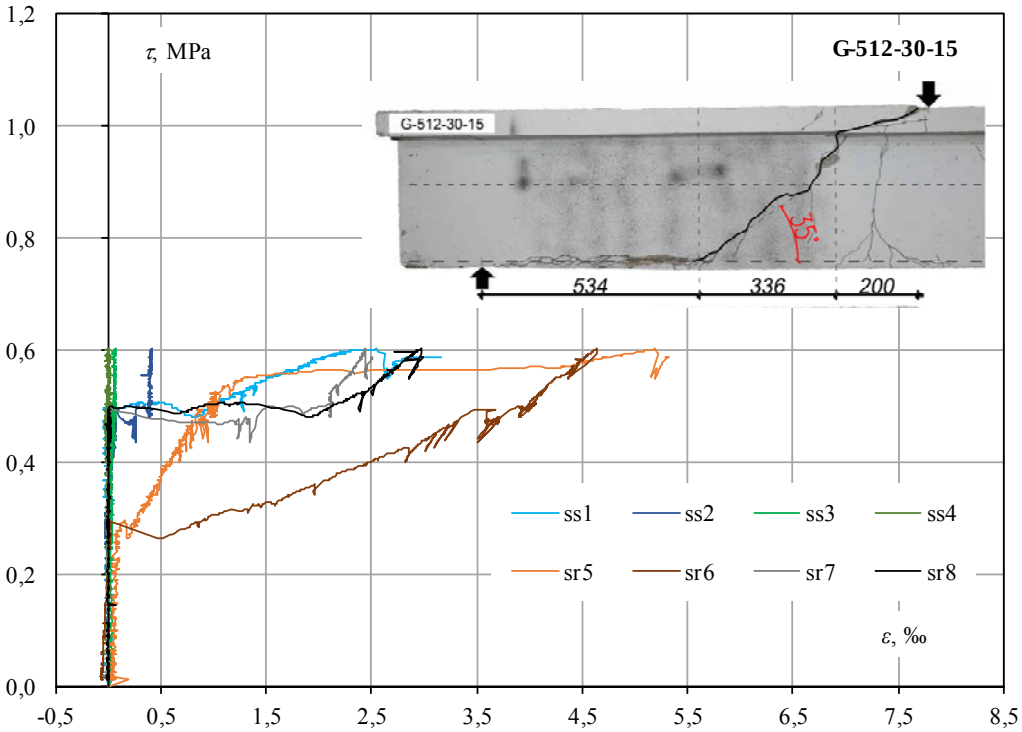
Zależność odkształcenia główne - naprężenia ścinające w belce S-318-35-35
Principal strain - shear stress relationship in beam S-318-35-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



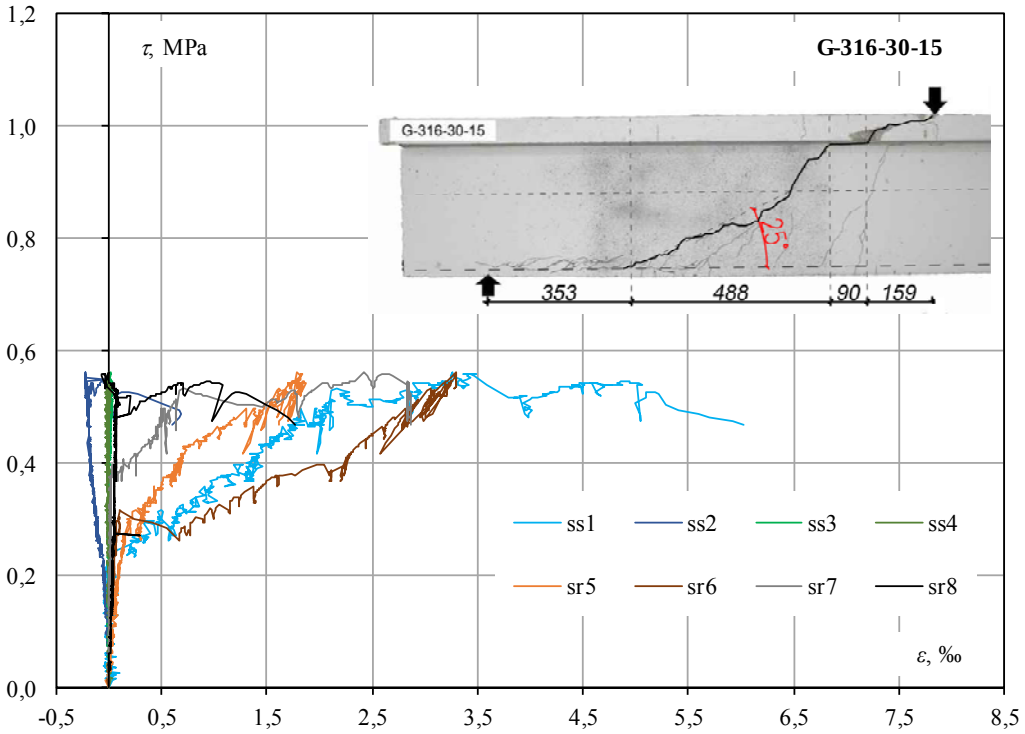
Układ czujników w strefie ściskanej i rozciąganej - widok od strony obrazu zarysowania/
Location of LVDTs in compressive and tensile zone – cracking pattern view



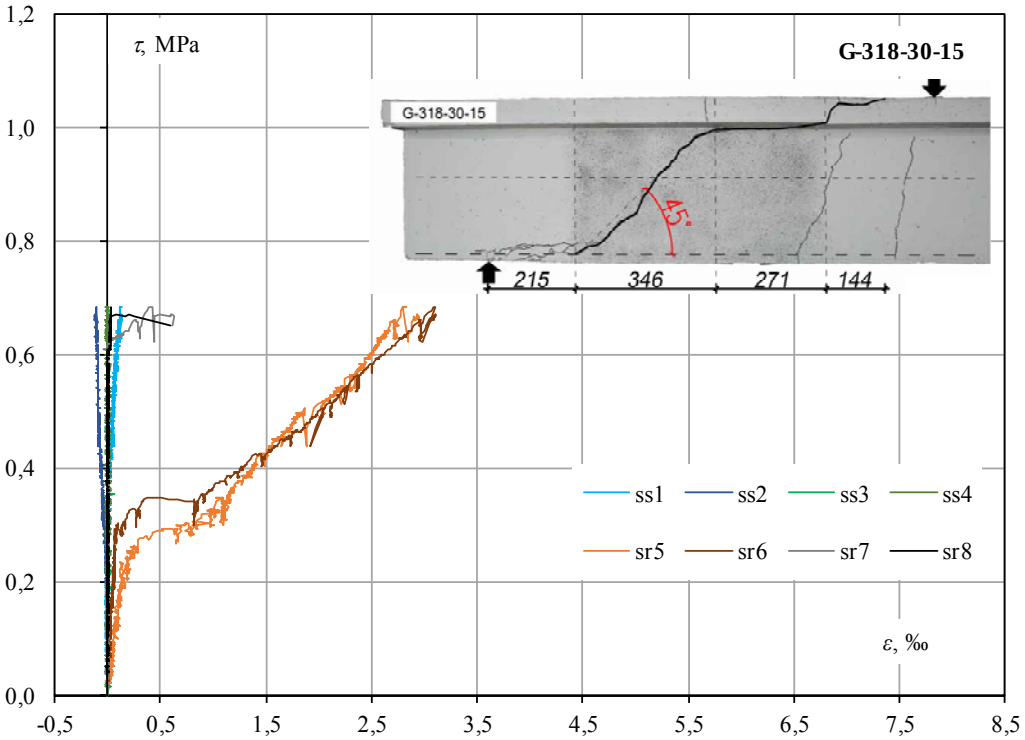
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-512-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-512-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



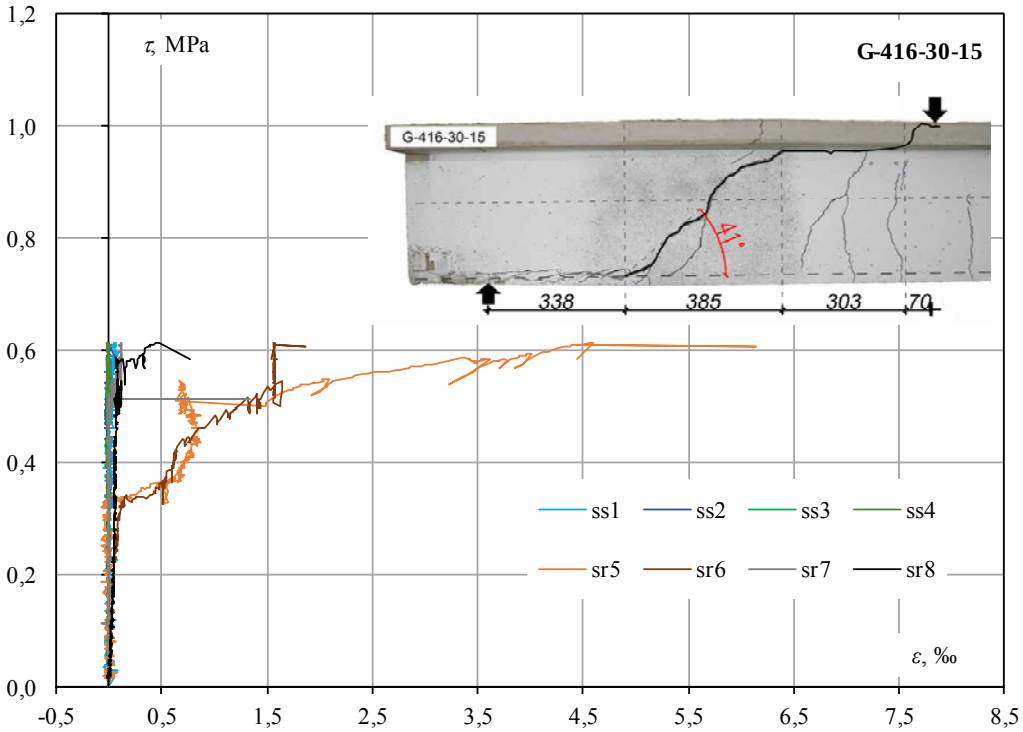
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-316-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-316-30-15



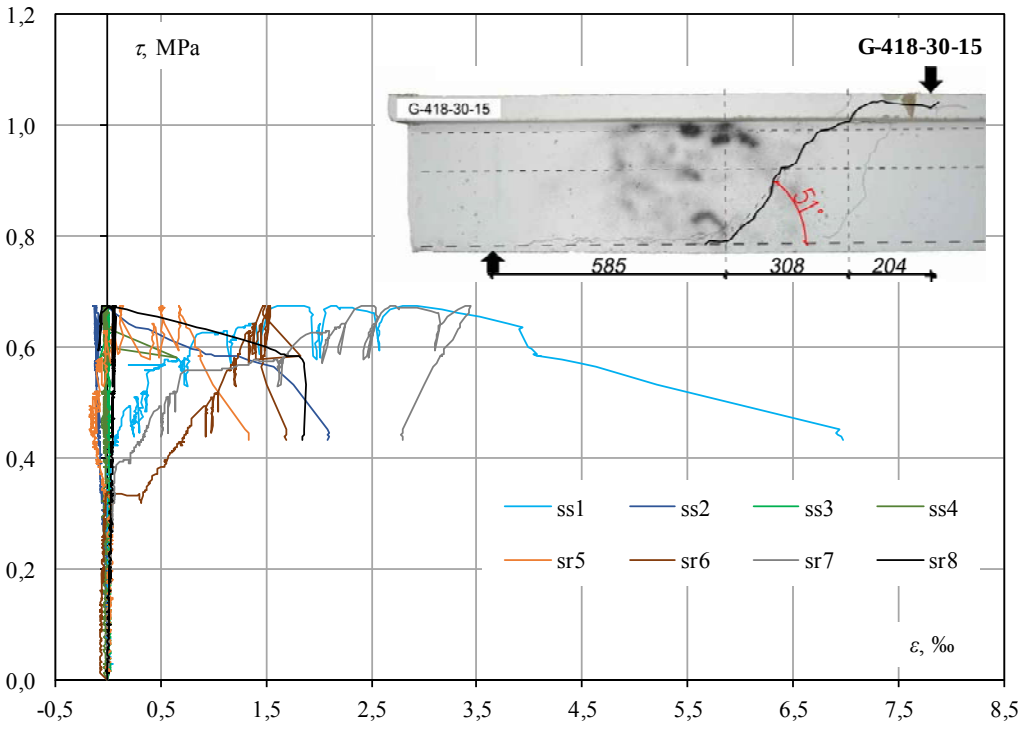
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-318-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-318-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



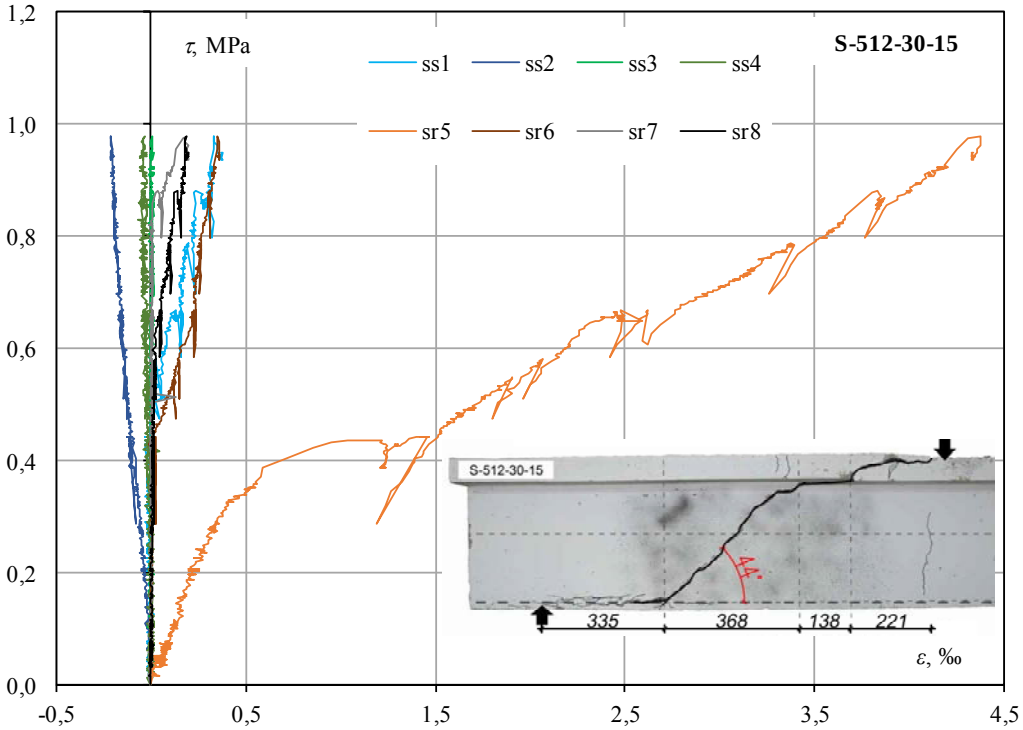
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-416-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-416-30-15



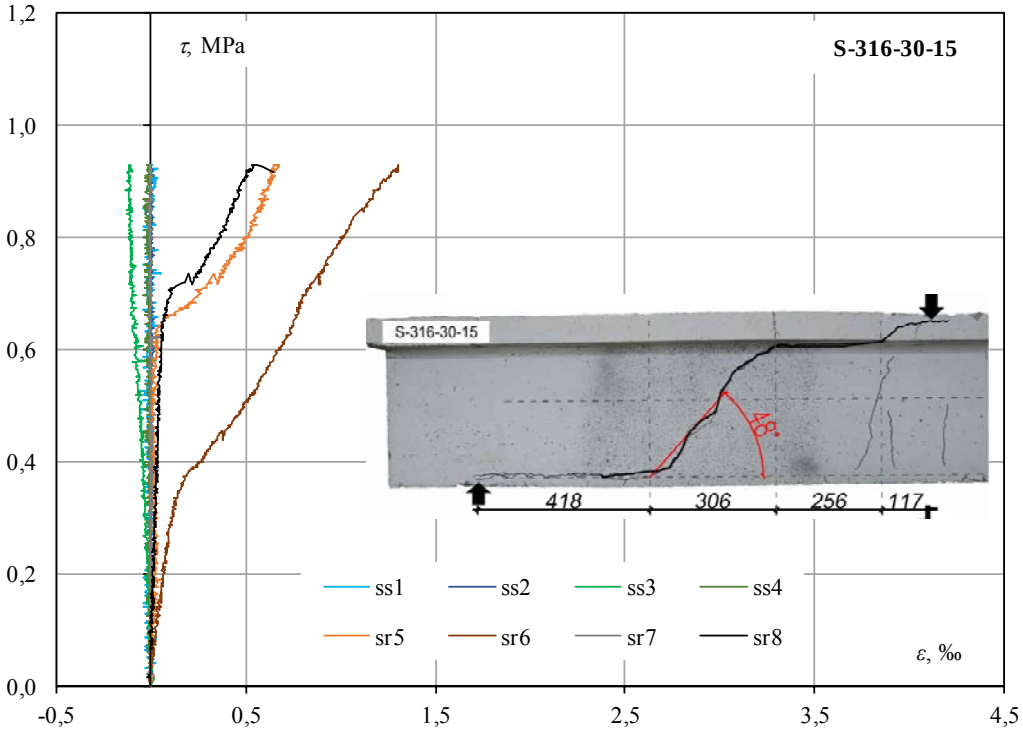
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-418-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-418-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



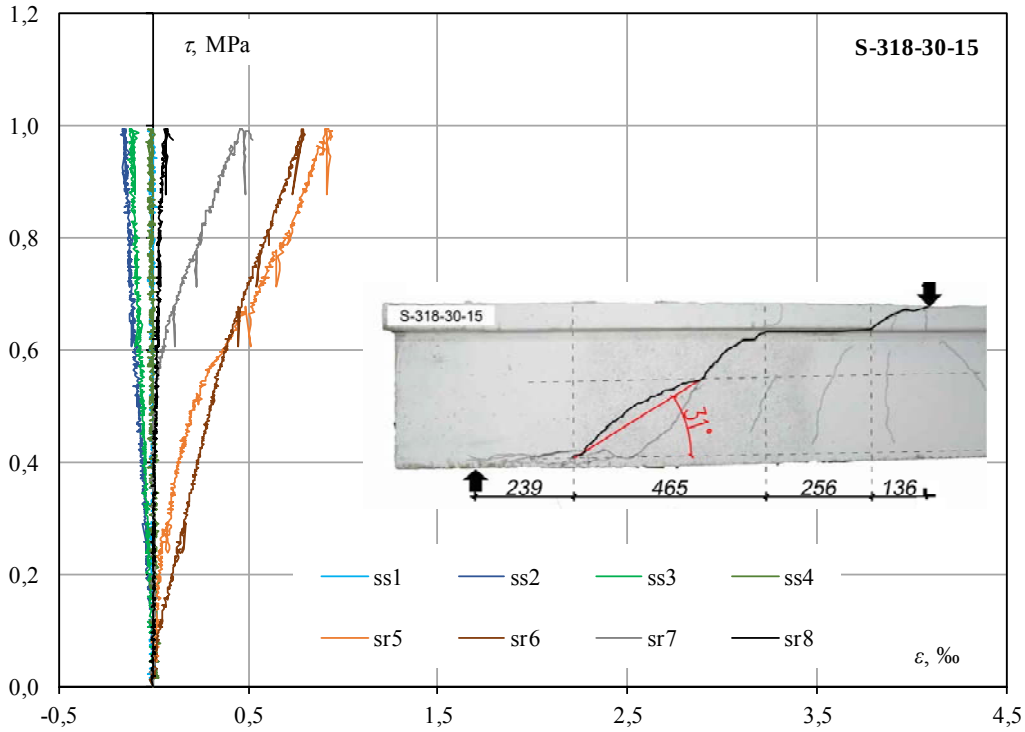
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-512-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-512-30-15



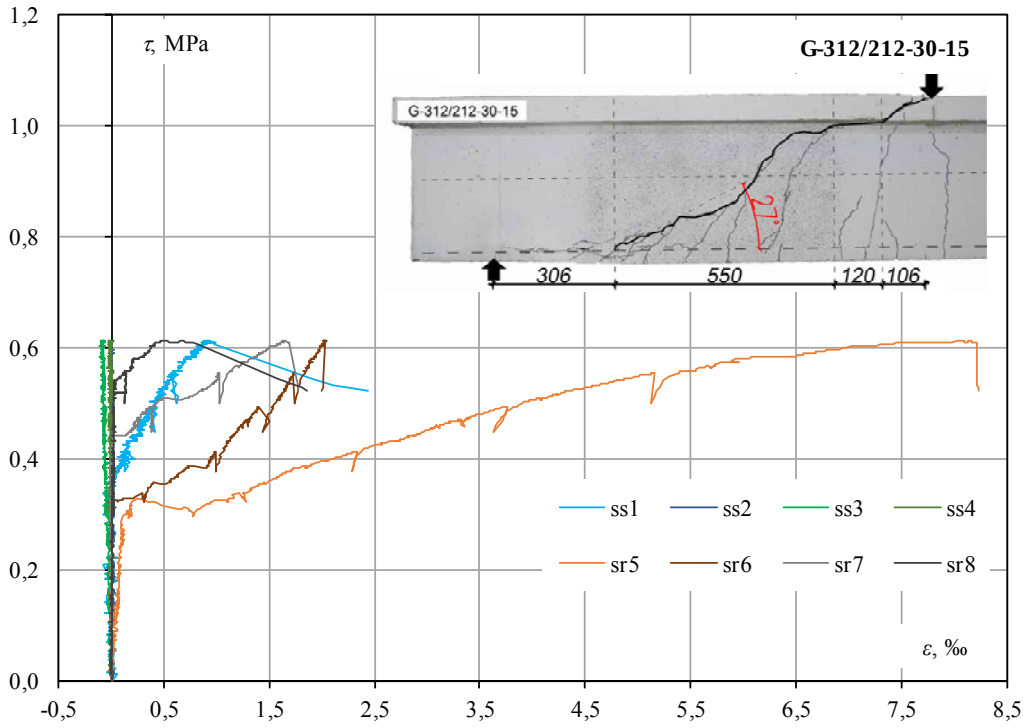
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-316-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-316-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



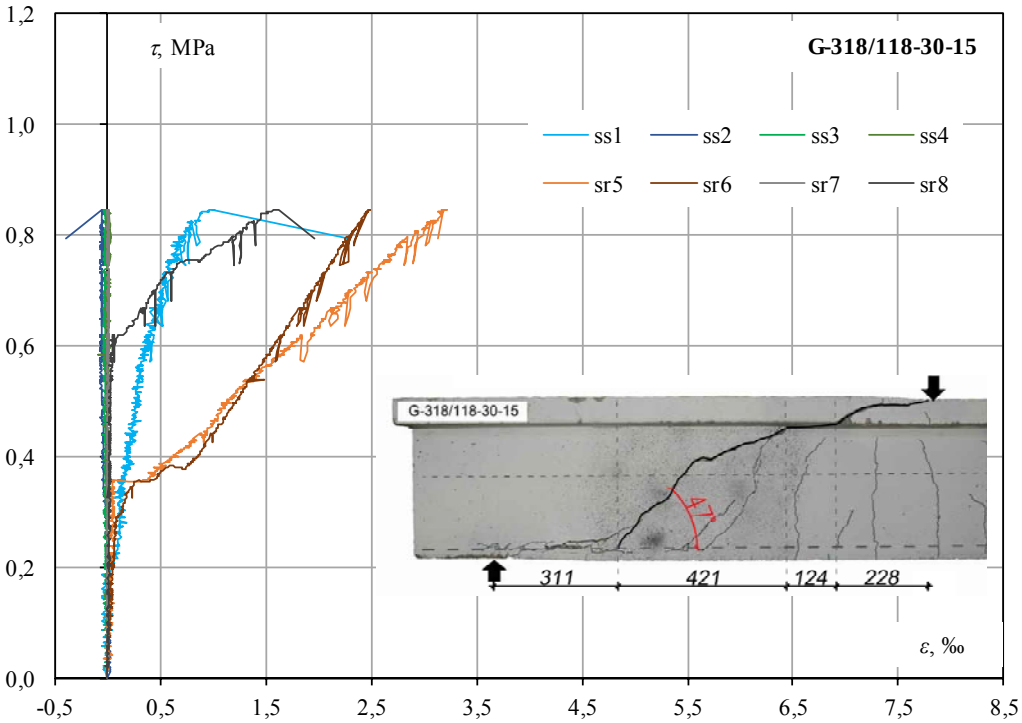
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-318-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-318-30-15



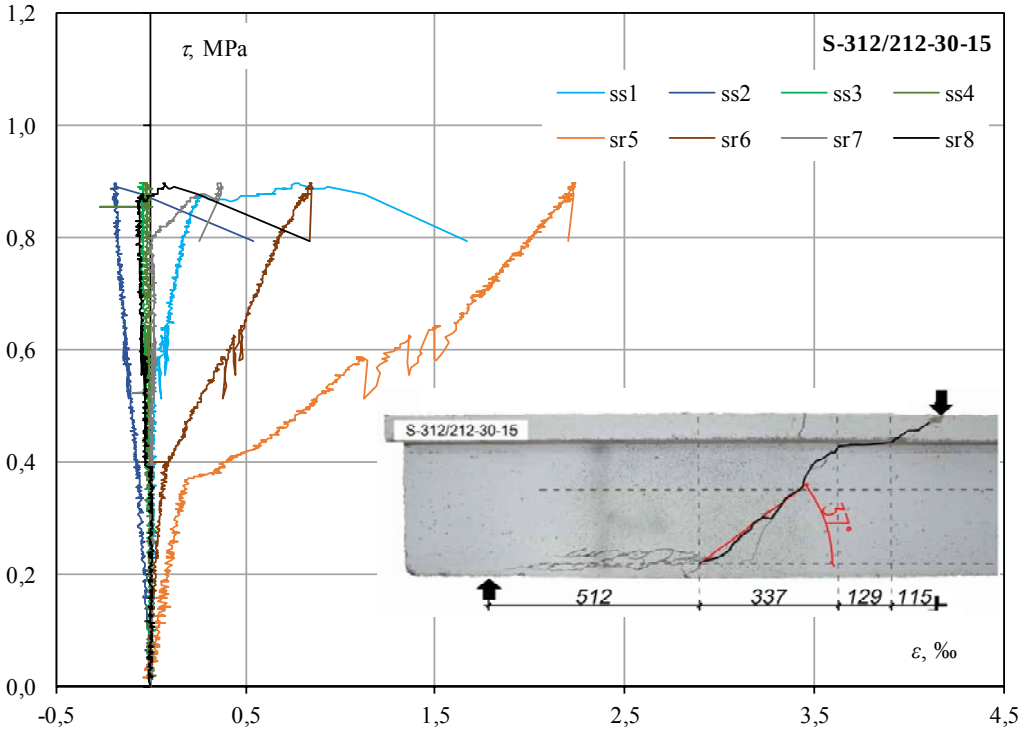
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-312/212-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-312/212-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



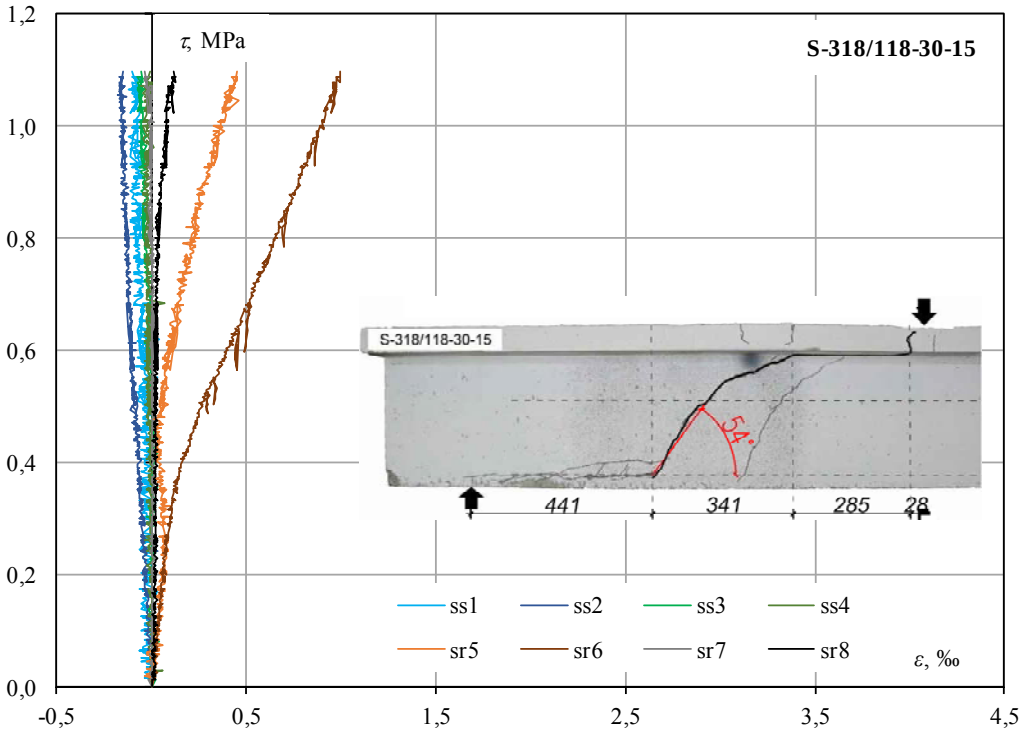
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-318/118-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-318/118-30-15



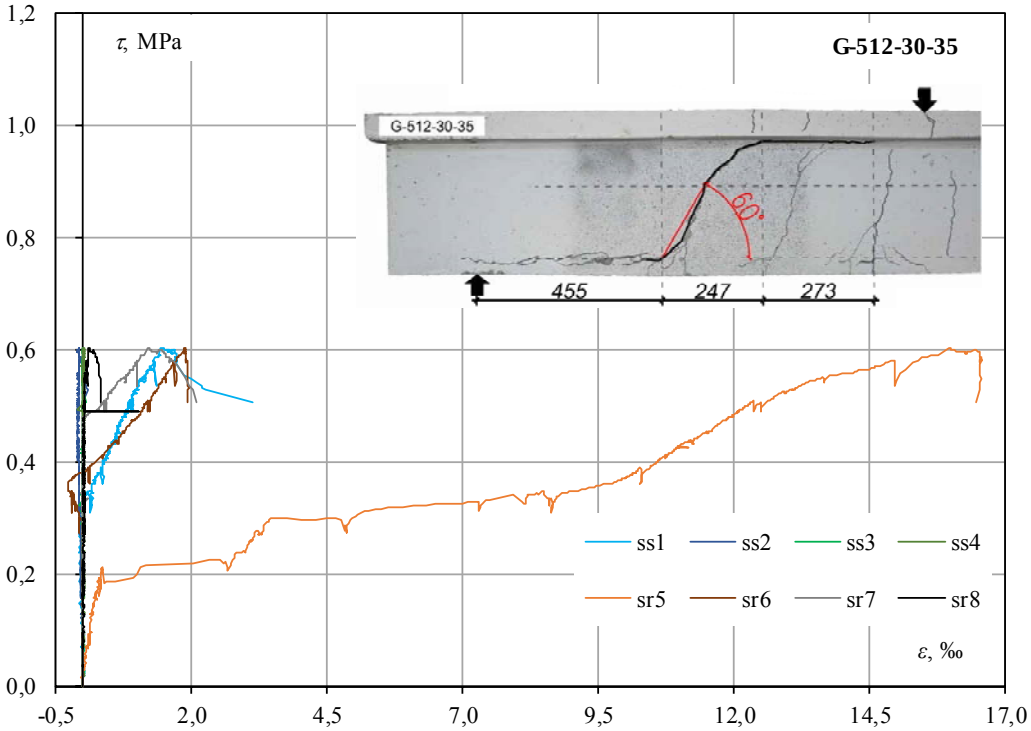
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-312/212-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-312/212-30-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



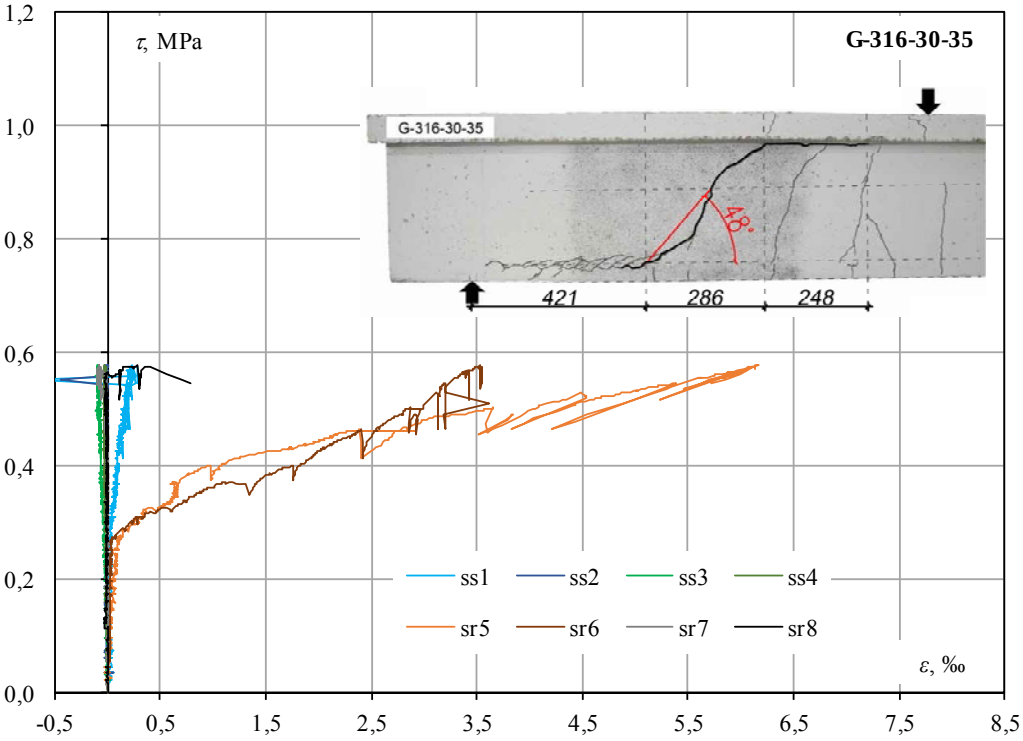
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-318/118-30-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-318/118-30-15



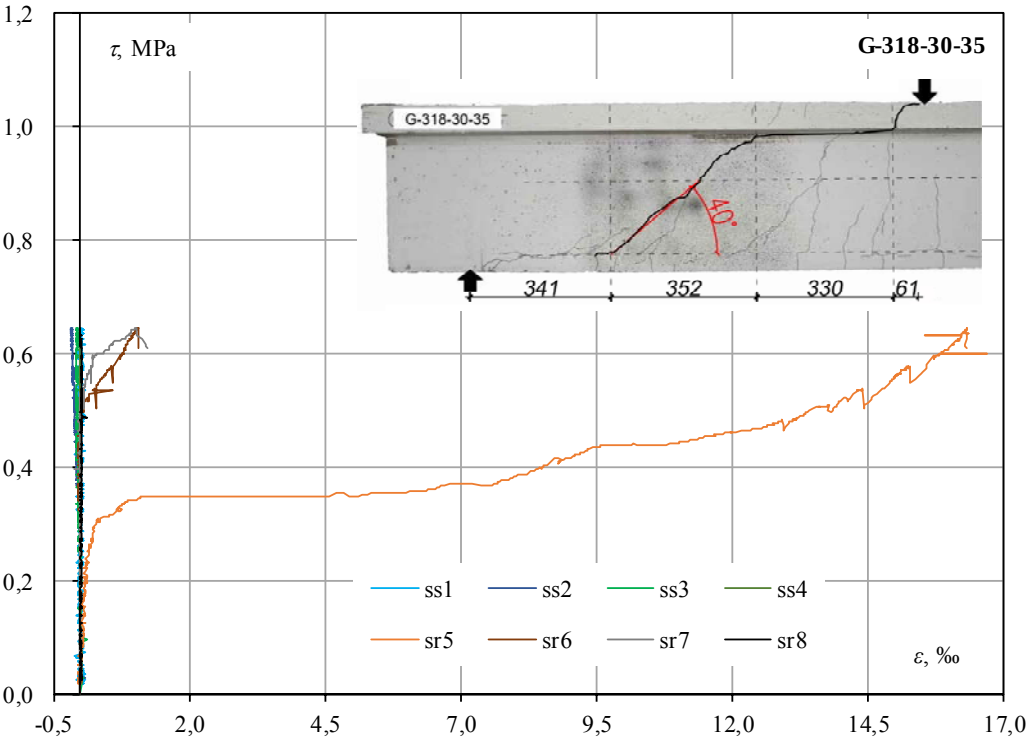
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-512-30-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-512-30-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



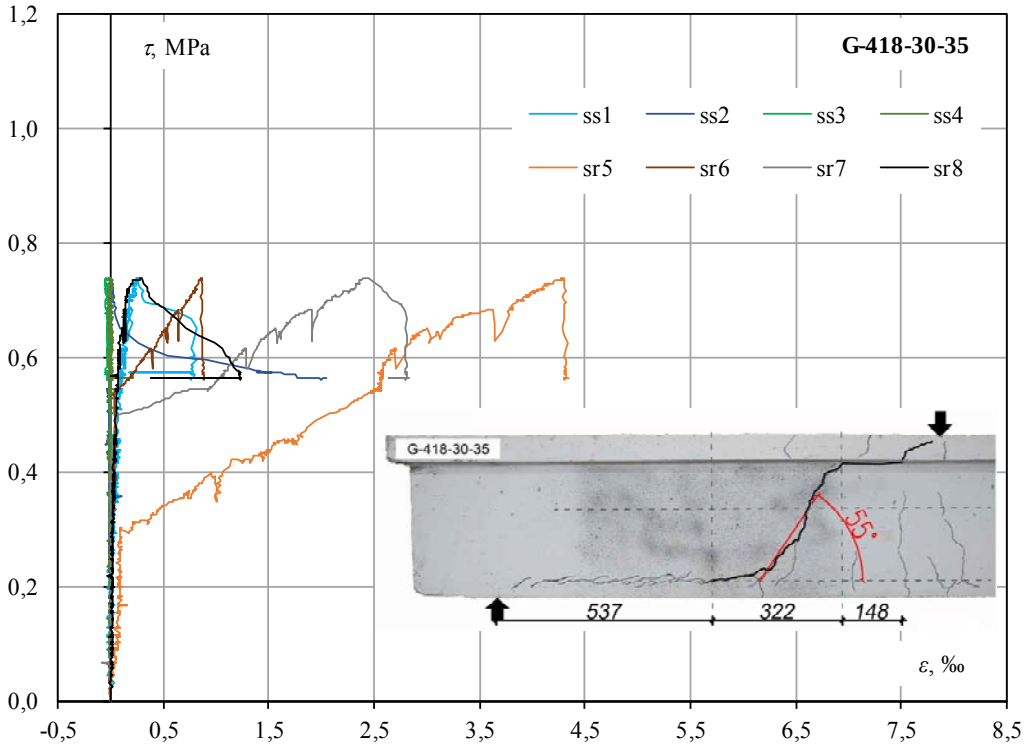
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-316-30-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-316-30-35



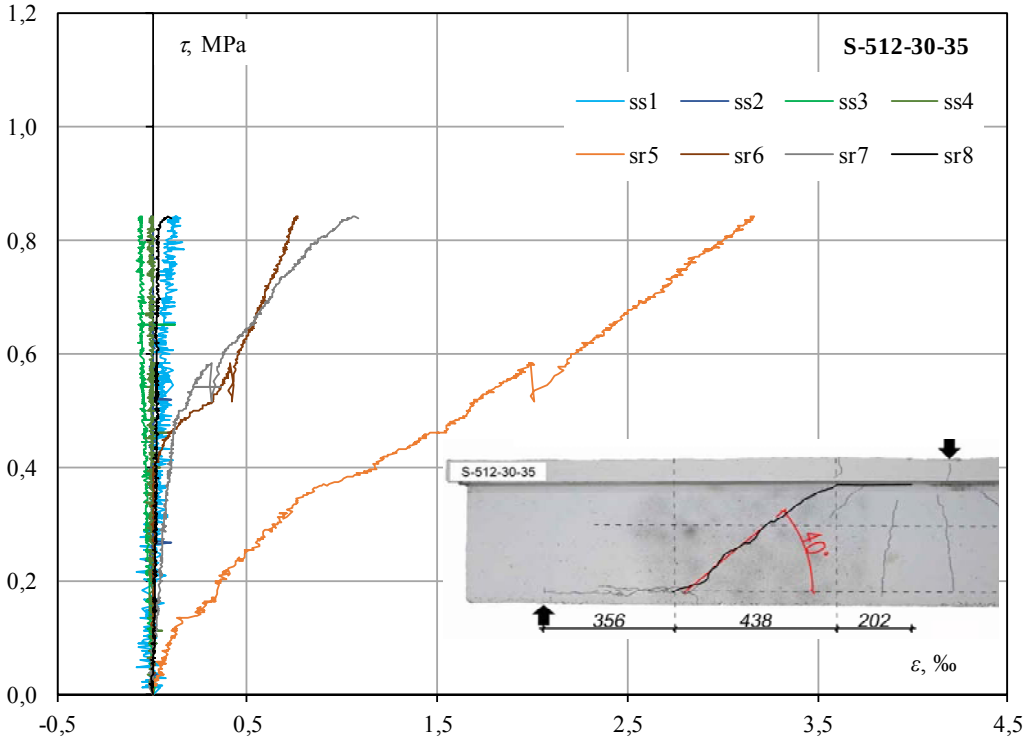
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-318-30-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-318-30-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



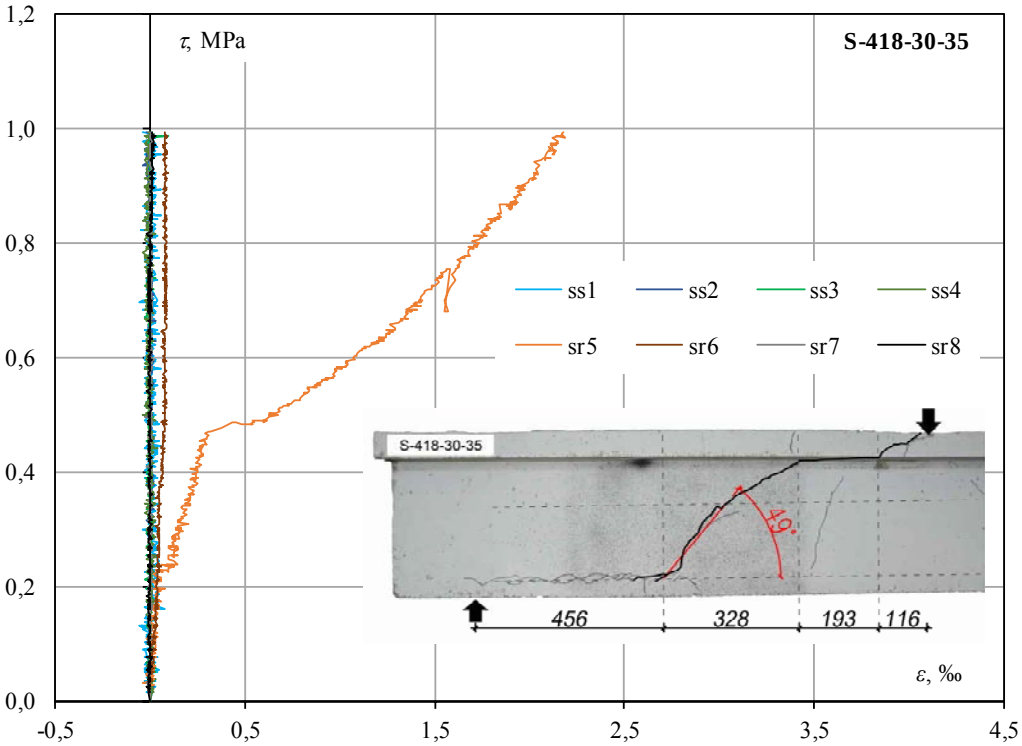
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-418-30-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-4182-30-35



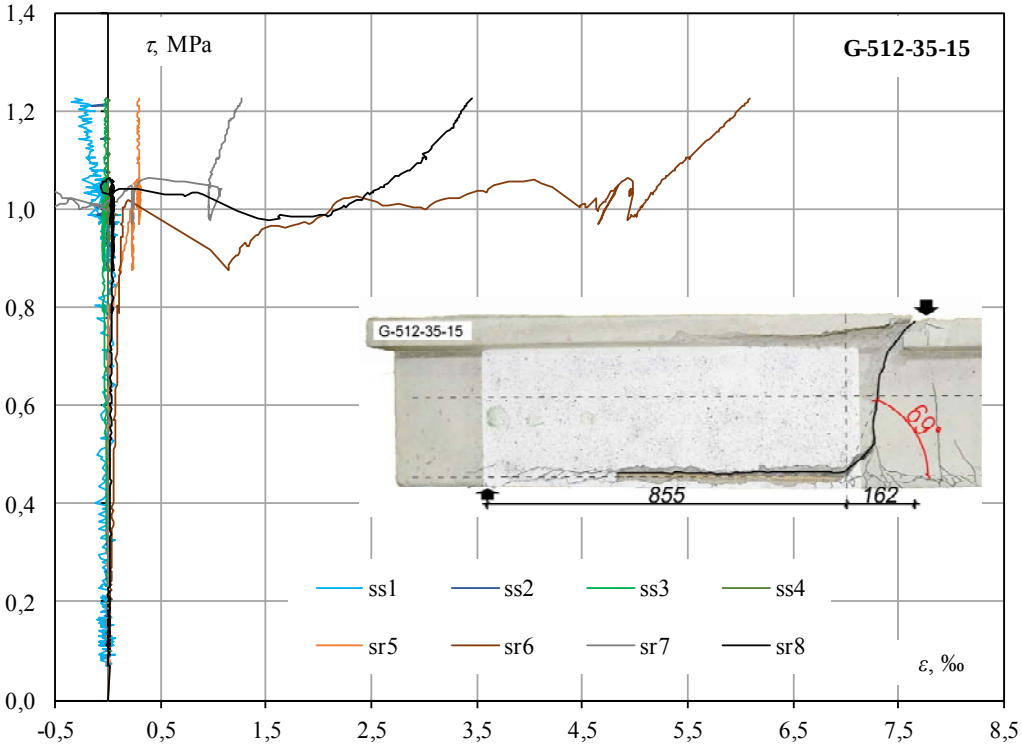
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-512-30-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-512-30-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



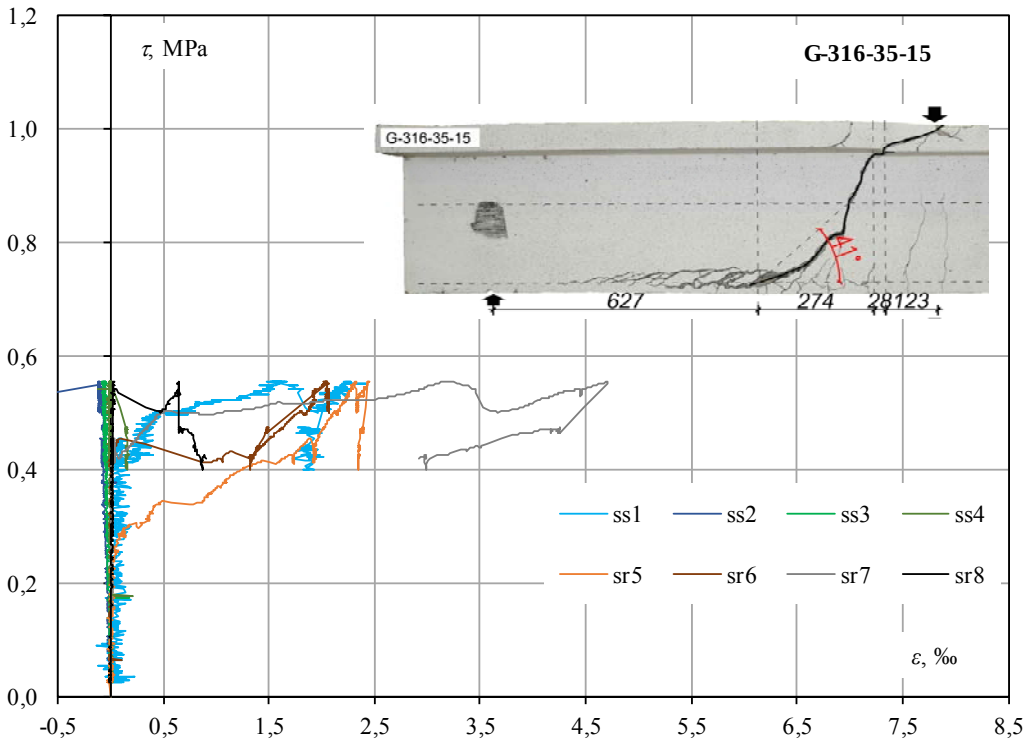
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-418-30-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-418-30-35



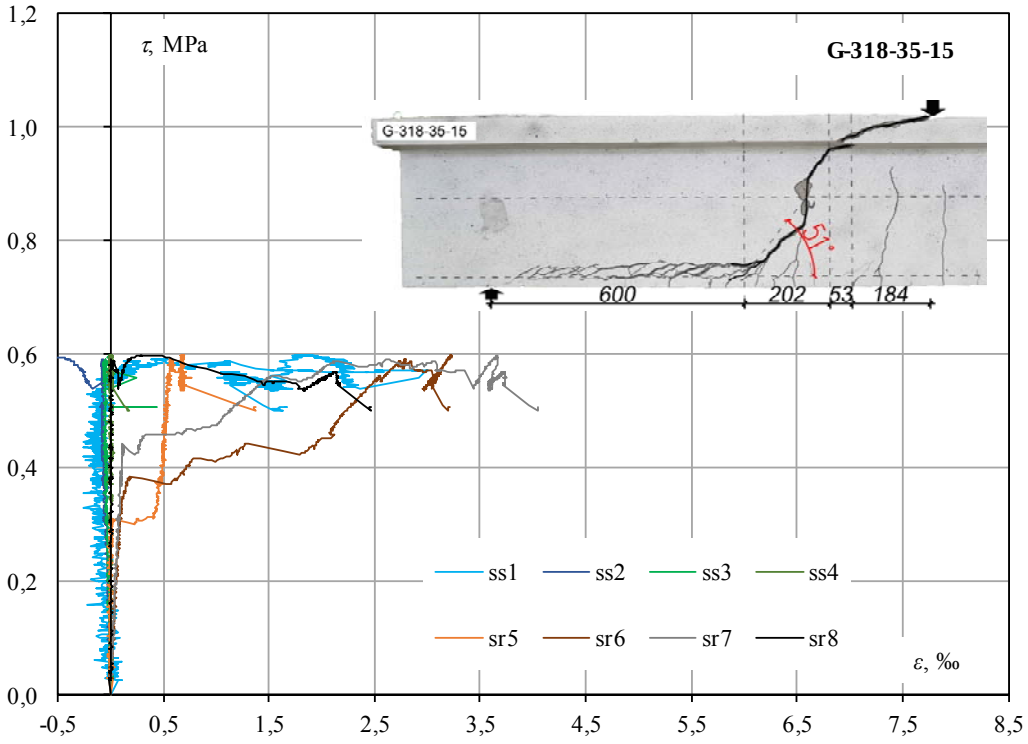
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-512-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-512-35-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



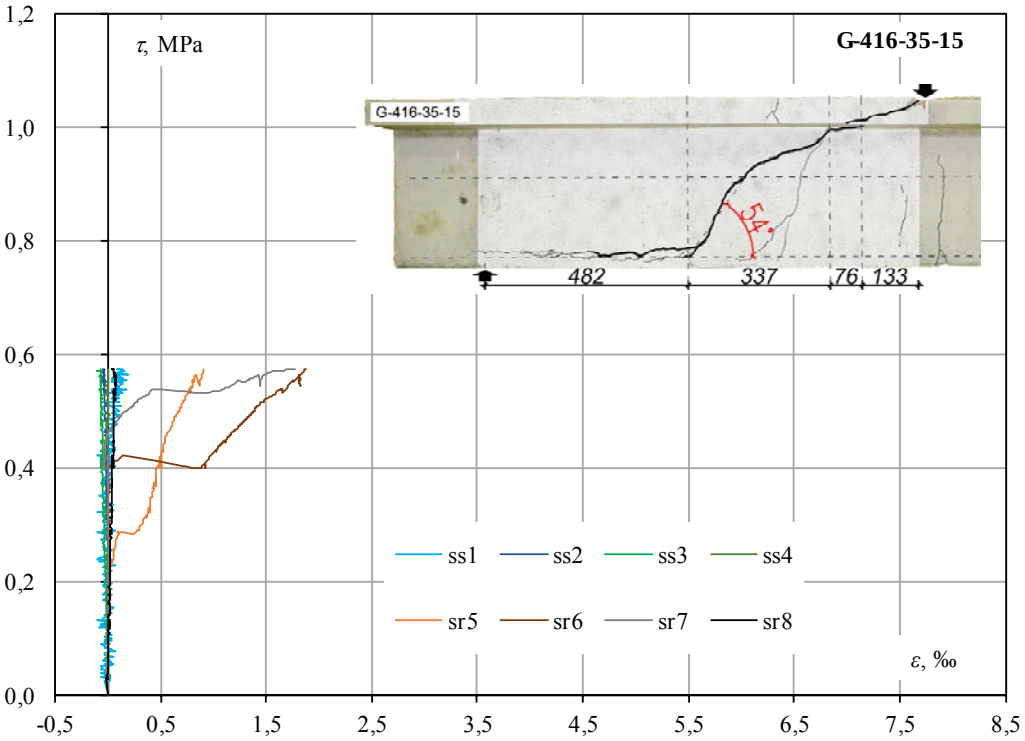
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-316-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-316-35-15



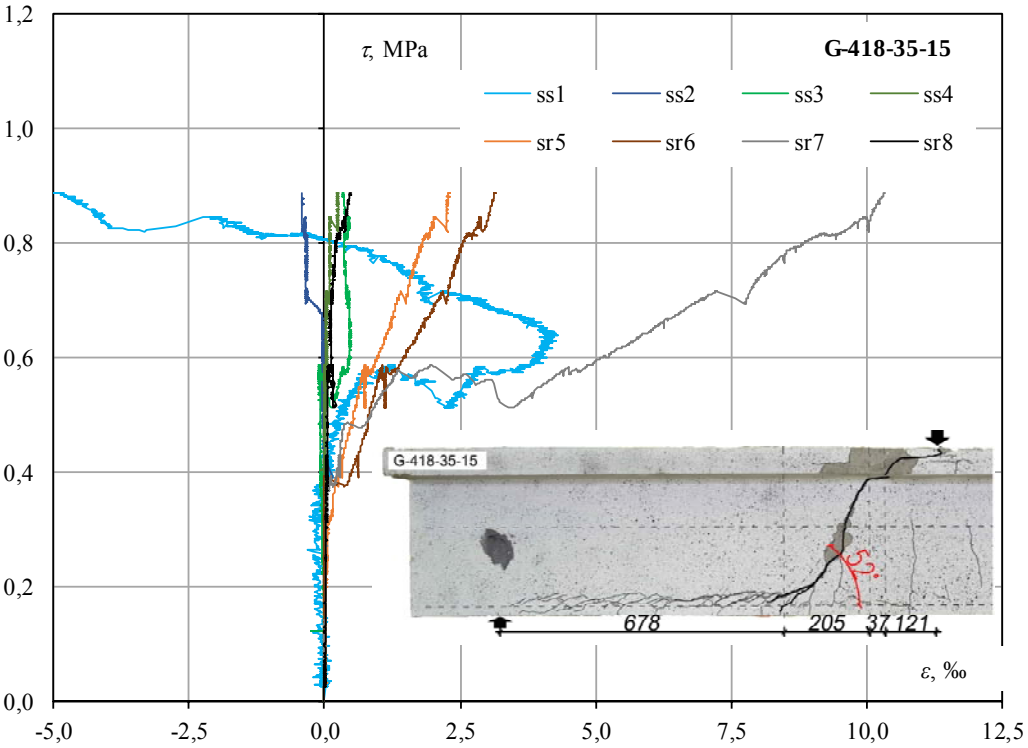
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-318-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-318-35-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



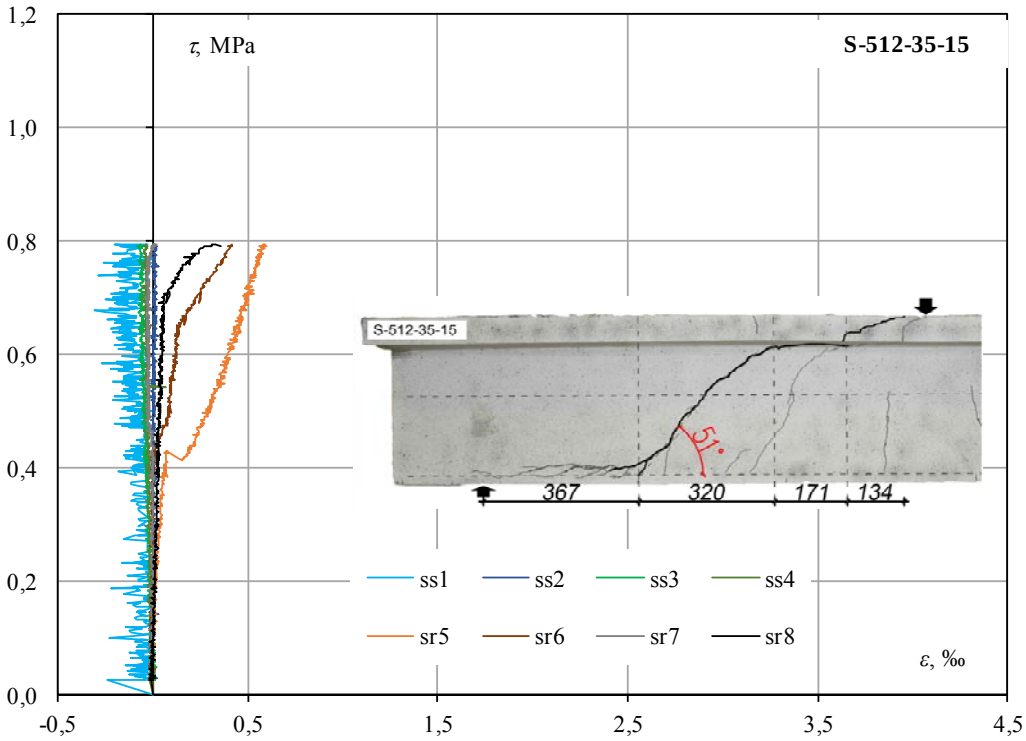
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-416-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-416-35-15



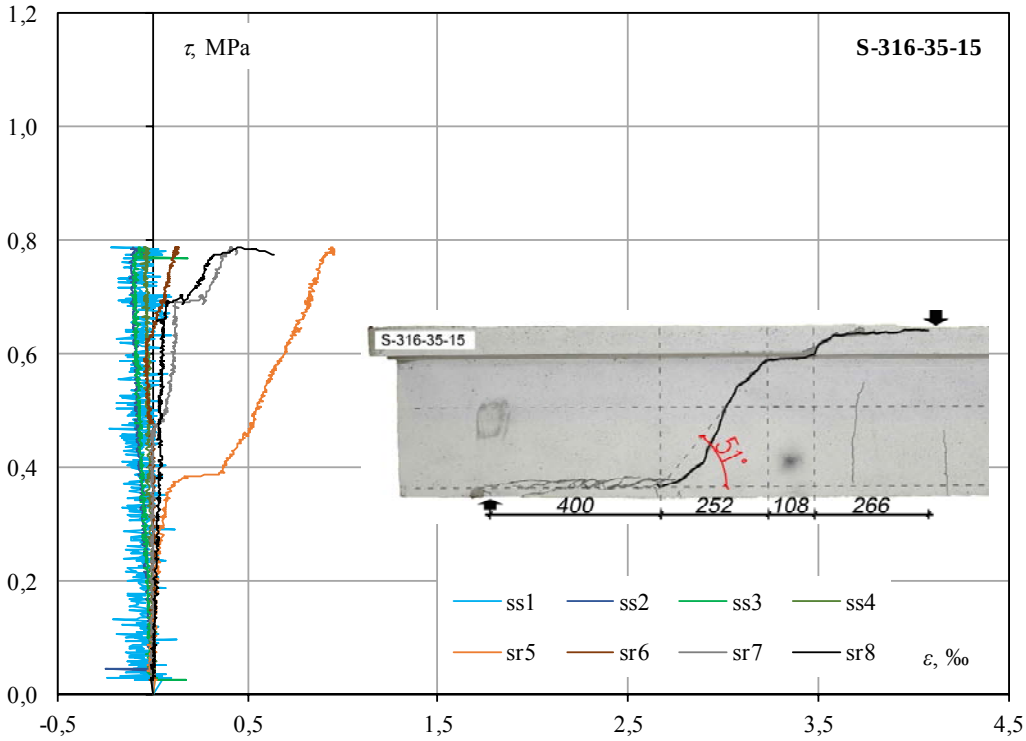
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-418-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-418-35-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



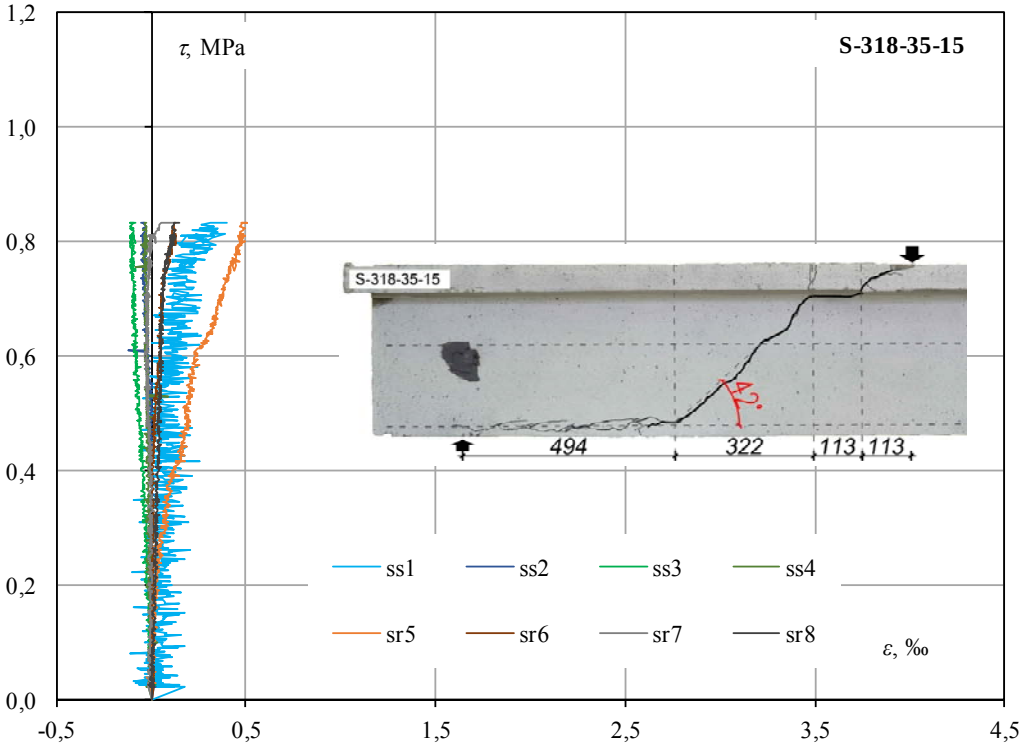
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-512-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-512-35-15



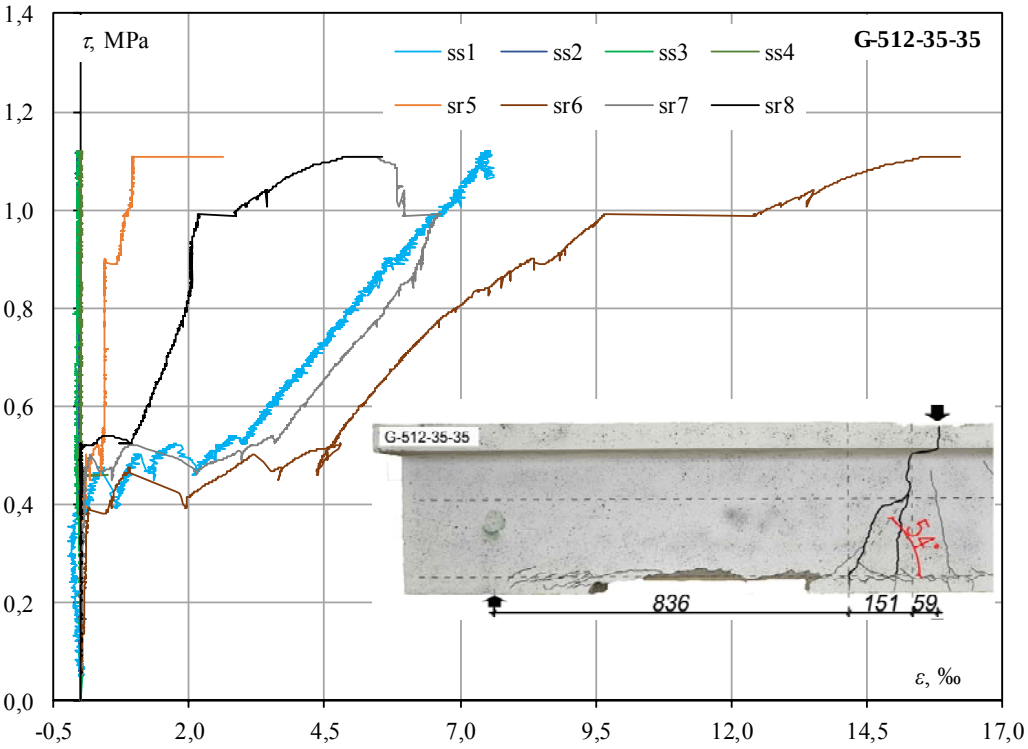
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-316-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-316-35-15

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



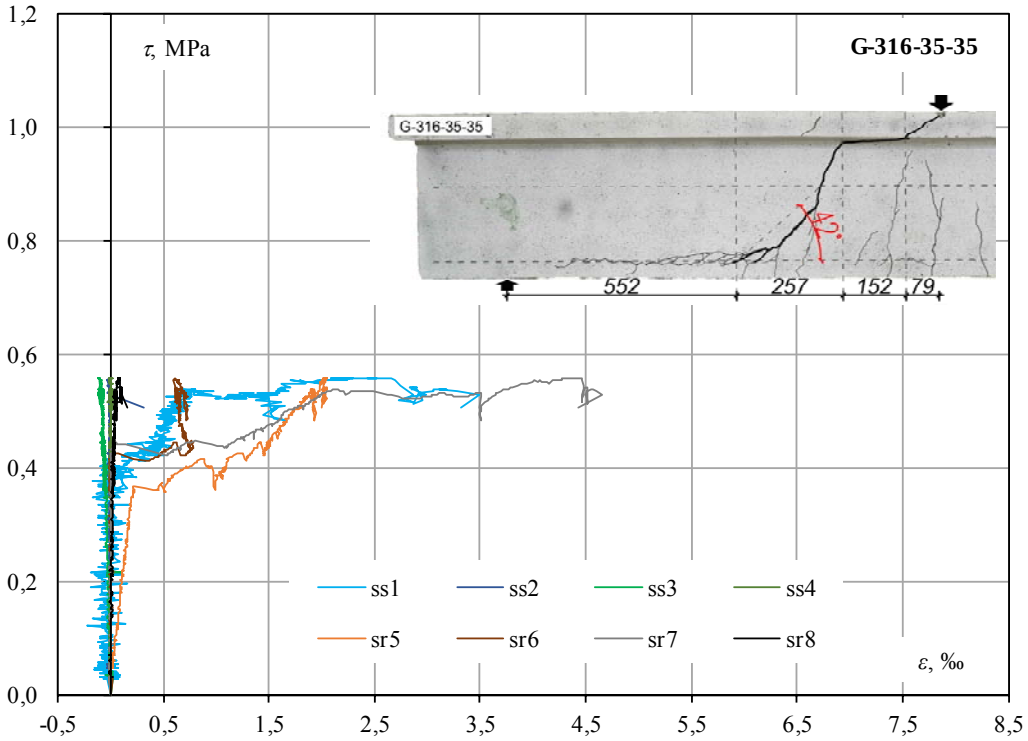
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-318-35-15
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-318-35-15



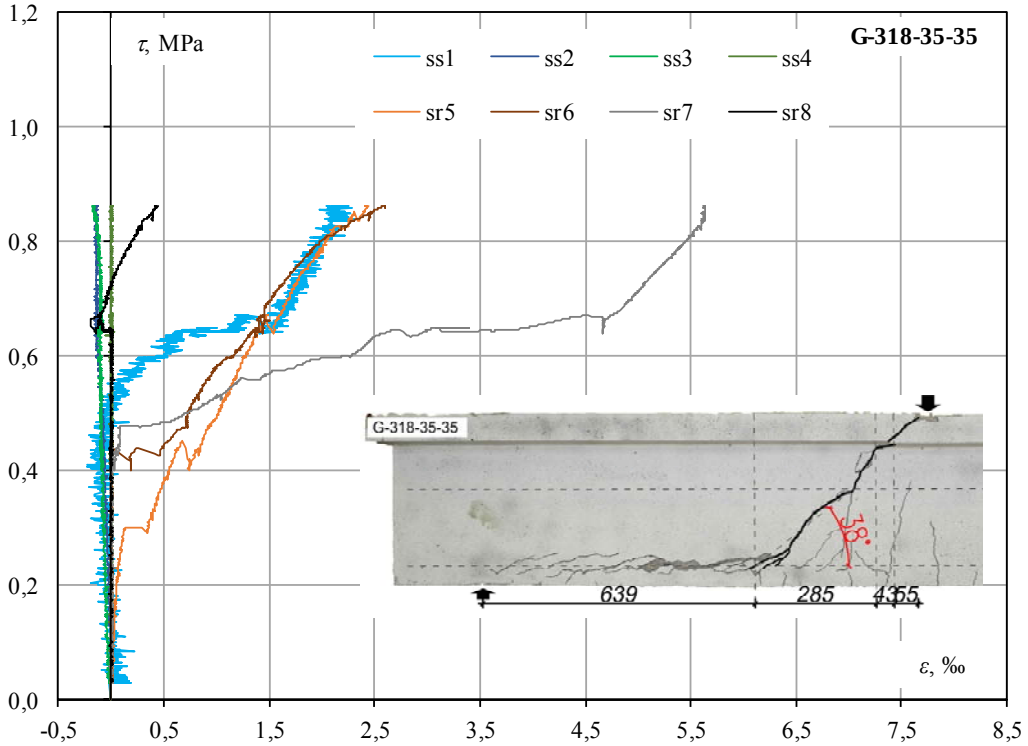
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-512-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-512-33-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



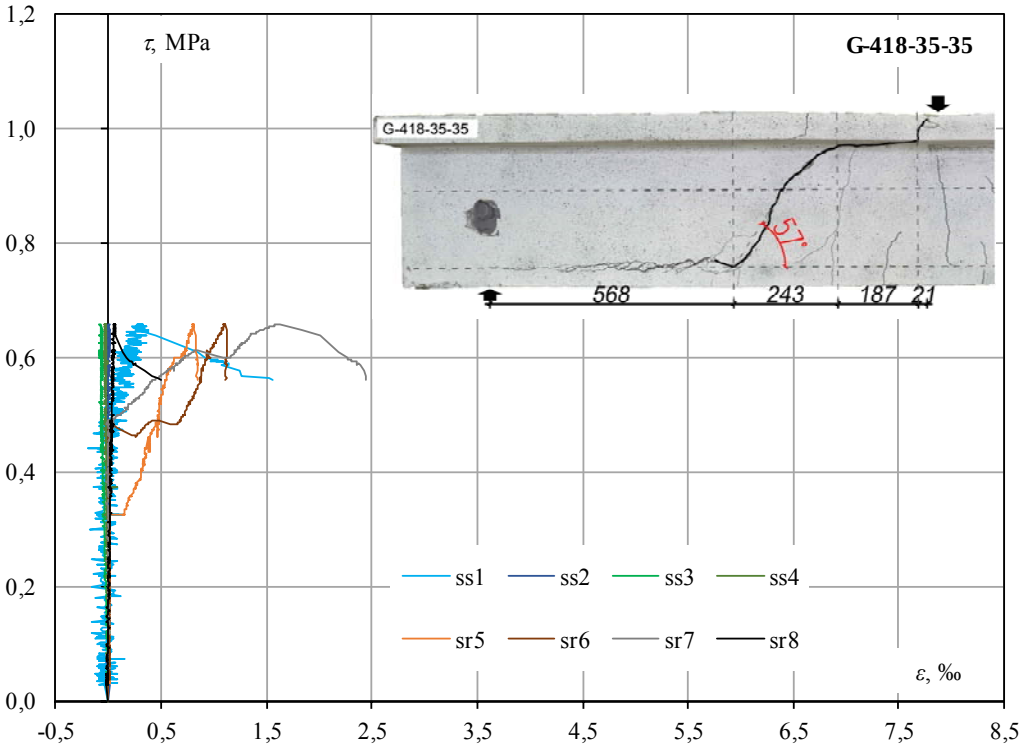
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-316-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-316-35-35



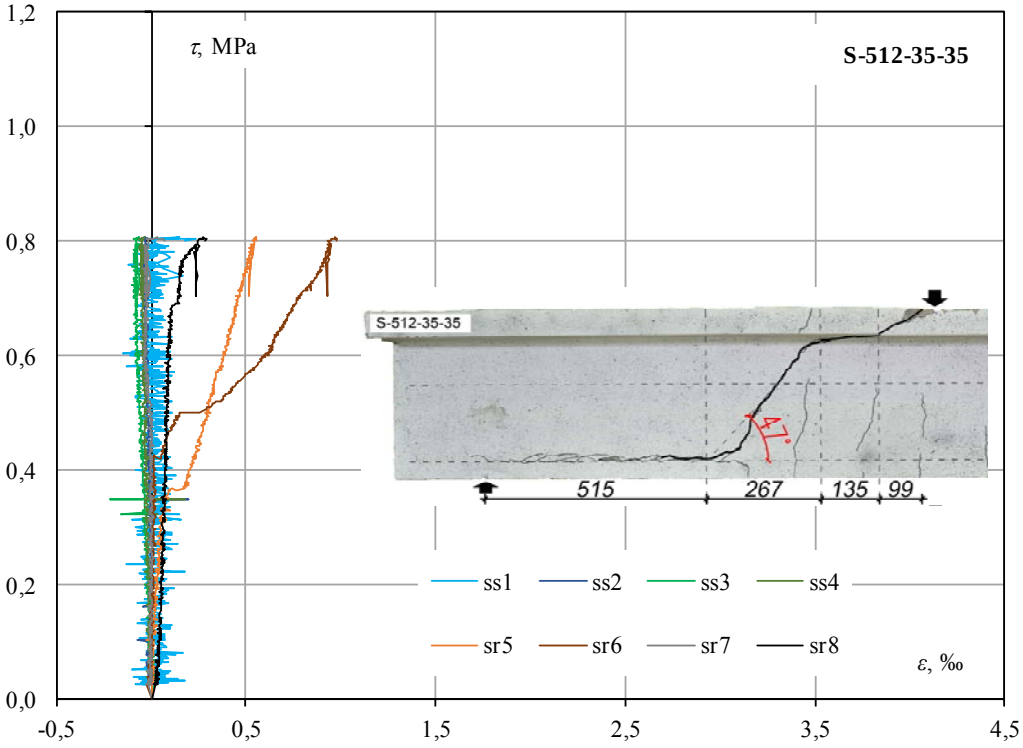
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-318-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-318-35-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



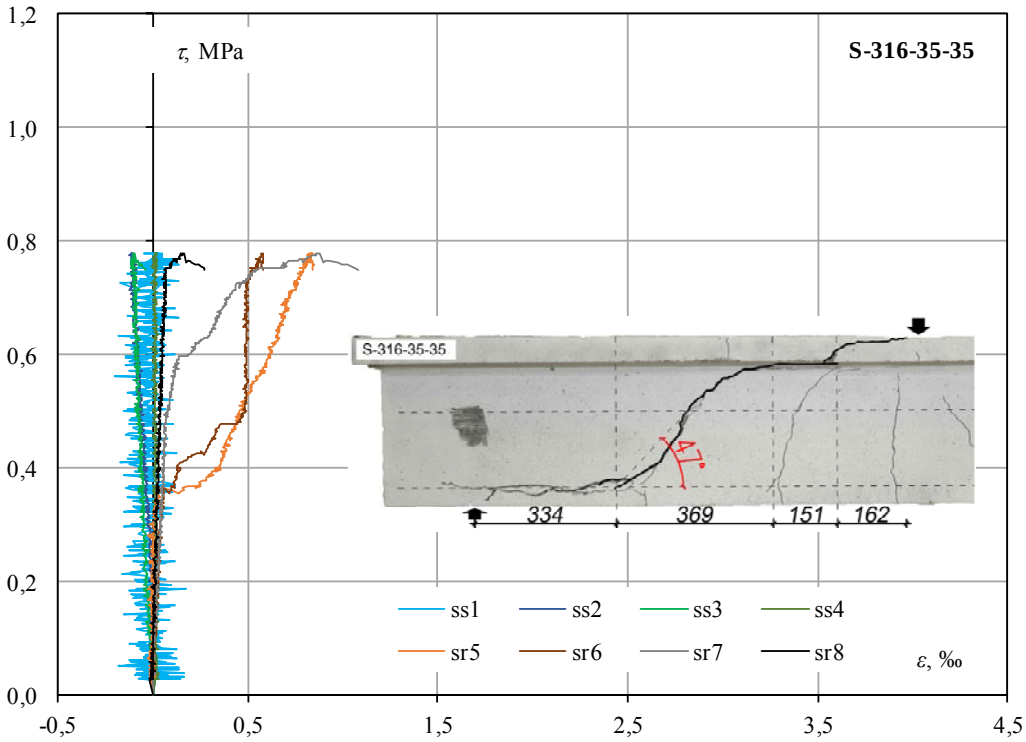
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka G-418-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-418-35-35



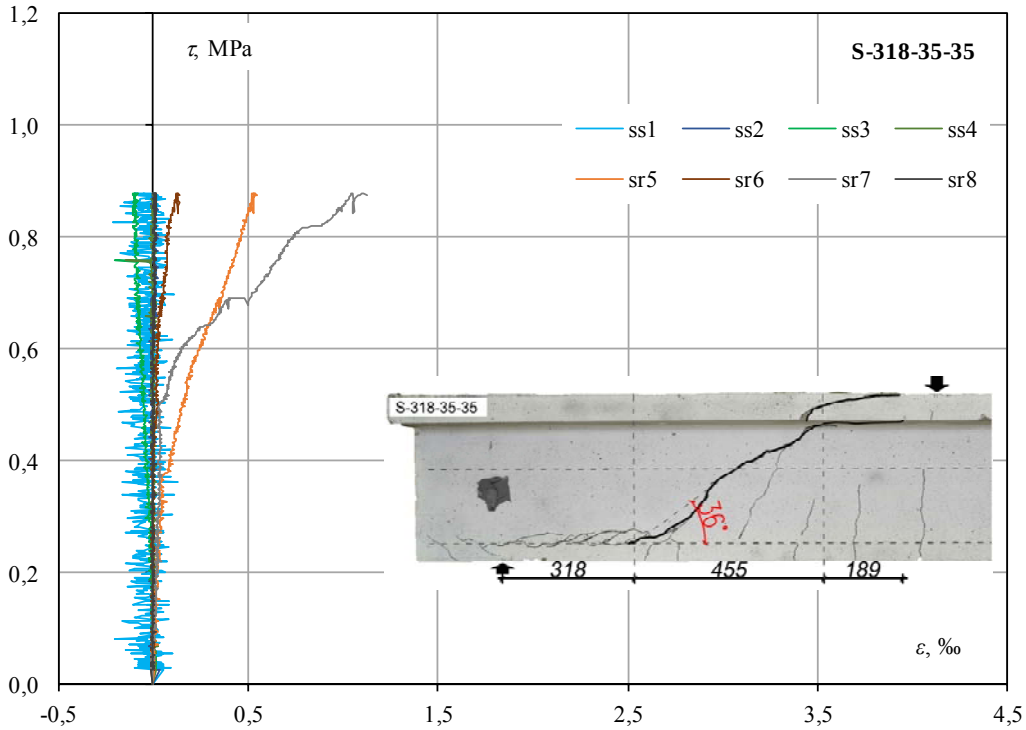
Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-512-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-512-35-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

Odkształcenia betonu w strefie ściskanej i rozciąganej
Concrete strain in compressive and tensile zone



Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-316-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam G-316-35-35



Odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej – belka S-318-35-35
Concrete strain in compressive and tensile zone – beam S-318-35-35

Odkształcenia betonu
Concrete strain

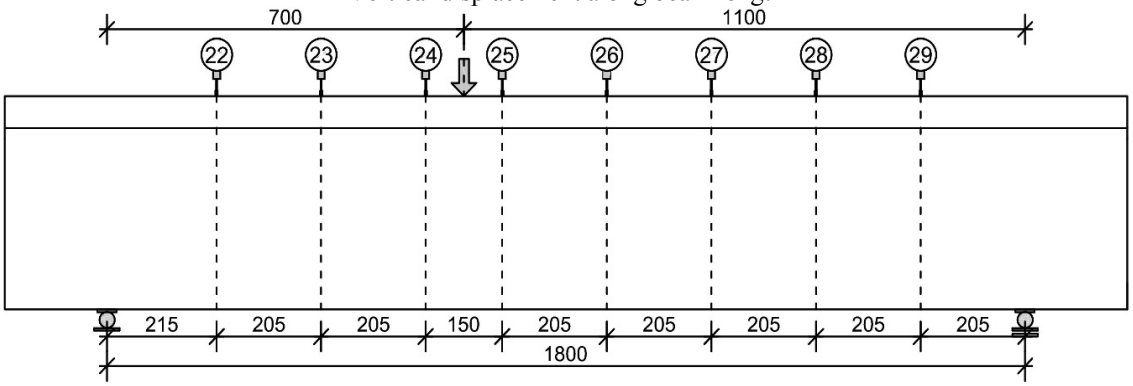
Odkształcenia zarejestrowane przez czujniki położone w strefie ściskanej i rozciąganej dla τ_{max}
Concrete strain in compressive and tensile zone registered by LVDTs for τ_{max}

No.	Element	Odkształcenia / Strain [‰]							
		Strefa ściskana/ Compressive zone				Strefa rozciągana/ Tensile zone			
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	G-512-30-15	2,55	0,41	0,07	0,00	5,18	4,63	2,45	2,98
2	G-316-30-15	3,26	-0,22	0,02	-0,01	1,79	3,29	2,42	0,00
3	G-318-30-15	0,12	-0,11	-0,01	-0,02	2,83	3,10	0,41	0,03
4	G-416-30-15	0,05	-0,01	-0,02	-0,01	4,59	1,57	0,11	0,48
5	G-418-30-15	1,75	-0,12	0,00	-0,04	0,12	1,48	2,48	0,07
6	S-512-30-15	0,33	-0,21	0,00	-0,03	4,37	0,35	0,19	0,19
7	S-316-30-15	-0,02	0,00	-0,11	-0,02	0,66	1,31	-0,01	0,55
8	S-318-30-15	0,00	-0,15	-0,12	0,00	0,91	0,78	0,47	0,07
9	G-312/212-30-15	0,88	0,01	-0,08	-0,02	8,07	2,02	1,64	0,47
10	G-318/118-30-15	1,02	-0,04	-0,01	0,01	3,21	2,49	0,01	1,60
11	S-312/212-30-15	0,76	-0,19	-0,04	-0,02	2,22	0,84	0,36	0,06
12	S-318/118-30-15	-0,10	-0,15	-0,05	-0,01	0,45	1,00	-0,03	0,12
13	G-512-30-35	1,44	-0,09	0,00	0,01	15,97	1,90	1,18	0,11
14	G-316-30-35	0,24	-0,02	-0,08	-0,03	6,17	3,54	-0,08	0,29
15	G-318-30-35	0,01	-0,16	-0,08	-0,01	16,33	1,05	1,00	-0,01
16	G-418-30-35	0,26	0,00	-0,05	-0,02	4,31	0,85	2,41	0,29
17	S-512-30-35	0,12	0,00	-0,06	0,00	3,15	0,76	1,05	0,08
18	S-418-30-35	-0,04	-0,02	0,01	-0,01	2,18	0,08	0,00	0,01
19	G-512-35-15*	-0,31	-0,01	-0,03	-0,01	0,29	6,09	1,27	3,45
20	G-316-35-15	1,67	-0,11	-0,07	-0,02	2,31	2,05	3,20	0,02
21	G-318-35-15	1,83	-0,67	0,00	0,01	0,68	3,23	3,66	0,37
22	G-416-35-15	0,10	-0,04	-0,06	0,00	0,91	1,87	1,73	0,05
23	G-418-35-15 (P)	-4,96	-0,42	0,34	0,25	2,30	3,14	10,35	0,49
24	S-512-35-15	-0,03	0,02	-0,07	-0,04	0,58	0,42	0,02	0,33
25	S-316-35-15	-0,06	-0,11	-0,06	-0,04	0,94	0,12	0,41	0,45
26	S-318-35-15	0,35	-0,05	-0,10	-0,03	0,51	0,13	0,07	0,13
27	G-512-35-35 (P)	7,40	-0,04	-0,02	0,00	0,94	14,72	5,82	4,21
28	G-316-35-35	2,11	-0,01	-0,11	-0,01	2,03	0,62	4,34	0,08
29	G-318-35-35 (P)	2,25	-0,14	-0,17	0,02	2,43	2,58	5,63	0,43
30	G-418-35-35	0,27	-0,01	-0,07	-0,04	0,81	1,11	1,63	0,06
31	S-512-35-35	0,15	-0,04	-0,07	-0,04	0,55	0,97	0,03	0,28
32	S-316-35-35	0,06	-0,10	-0,10	0,01	0,83	0,58	0,88	0,16
33	S-318-35-35	-0,02	0,00	-0,10	0,01	0,53	0,12	1,05	0,01

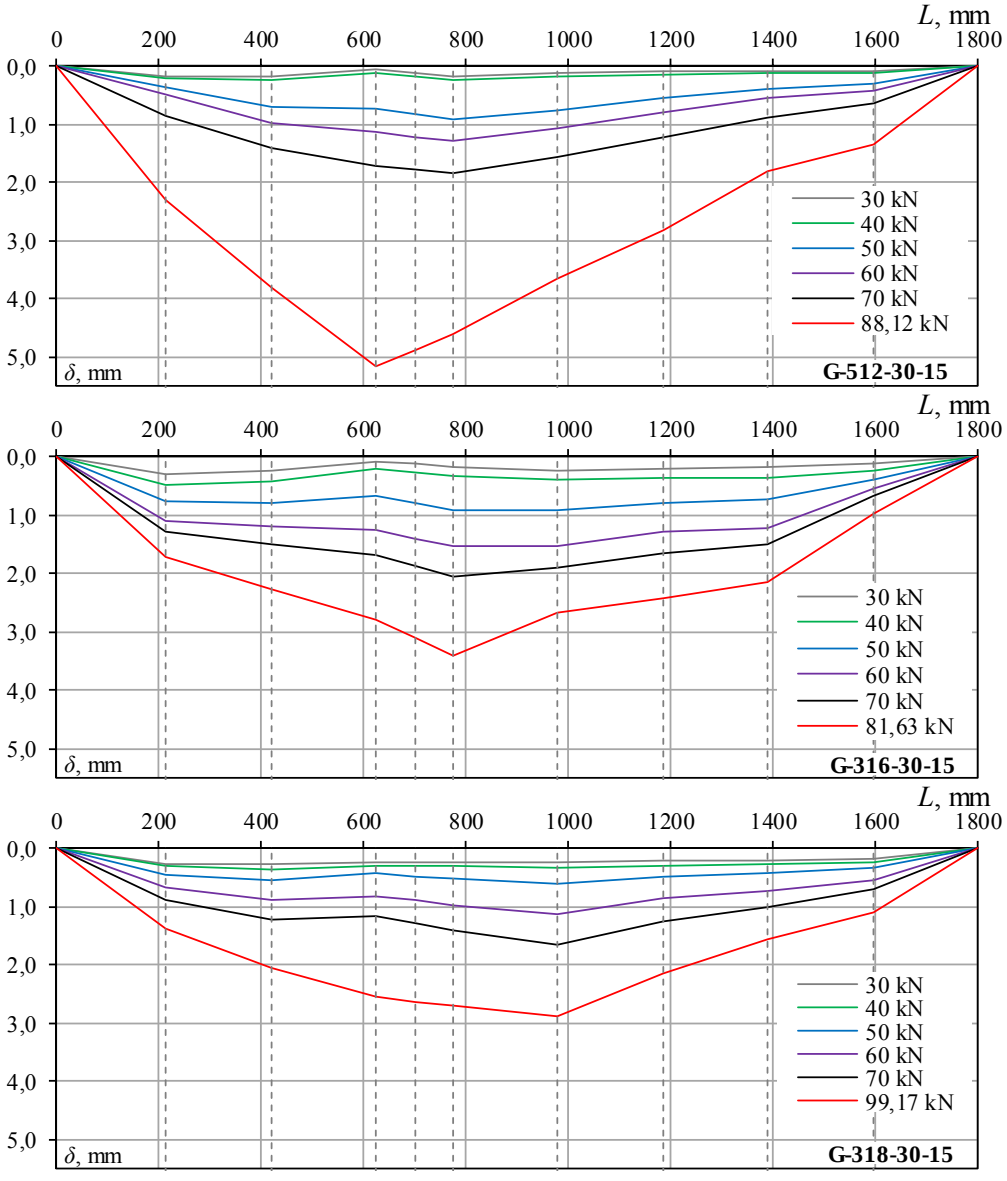
* badanie elementu zostało przerwane/ test was interrupted; (P) – elementy zniszczone w związku z utratą przyczepności zbrojenia dolnego/ members failed due to bond loss of bottom reinforcement

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe belki na długości
Vertical displacement along beam length

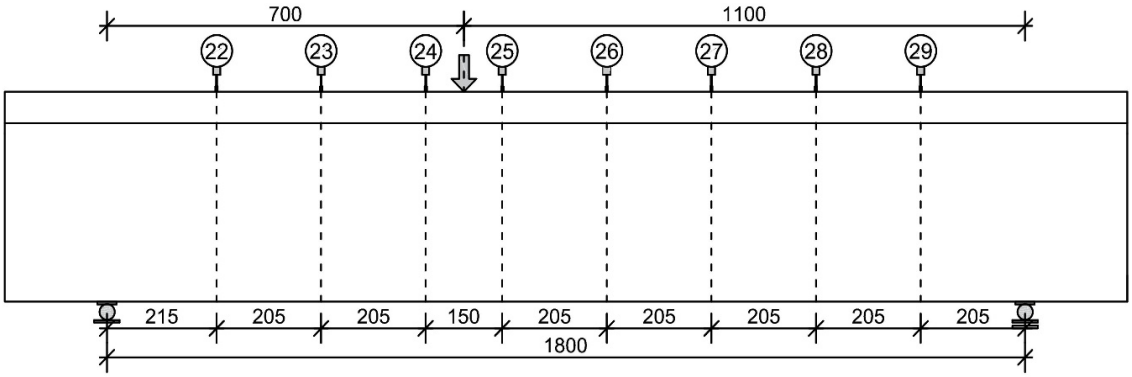


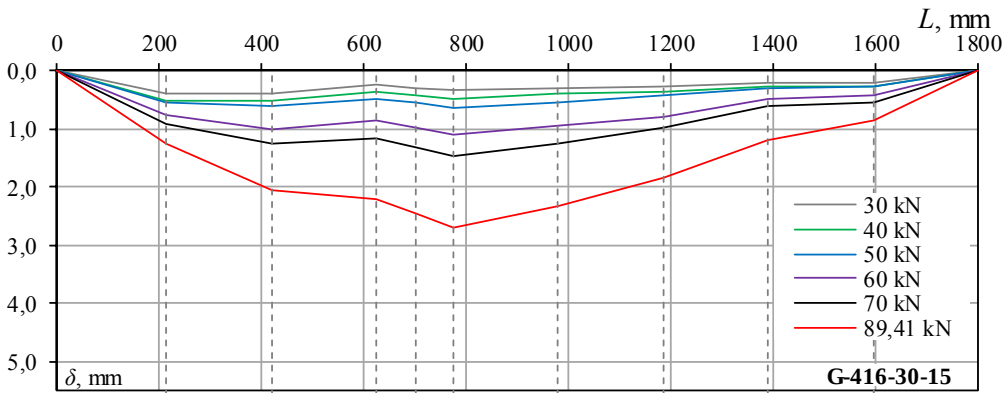
Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load

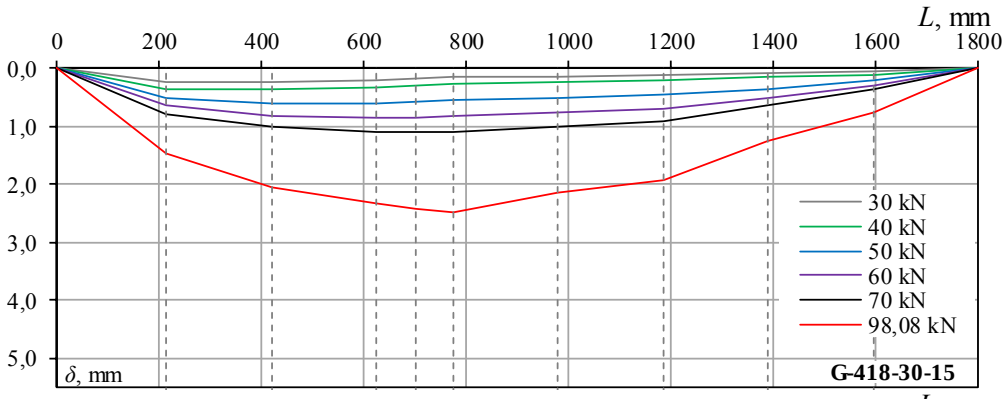


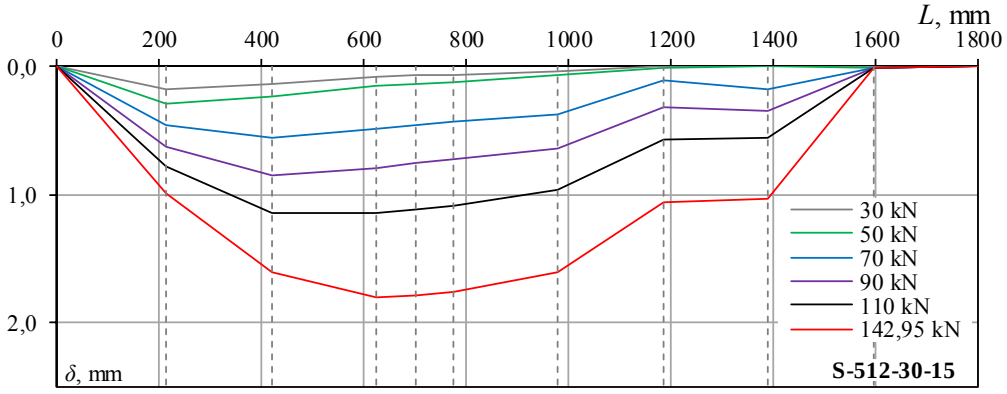
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



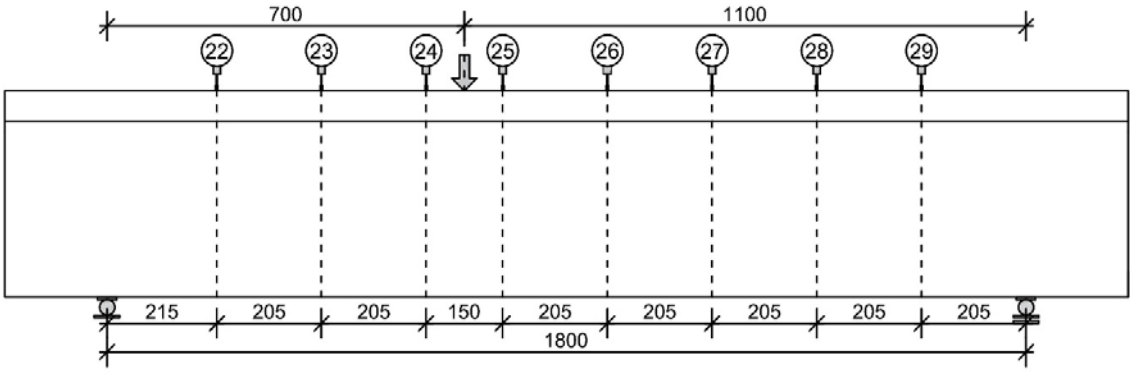


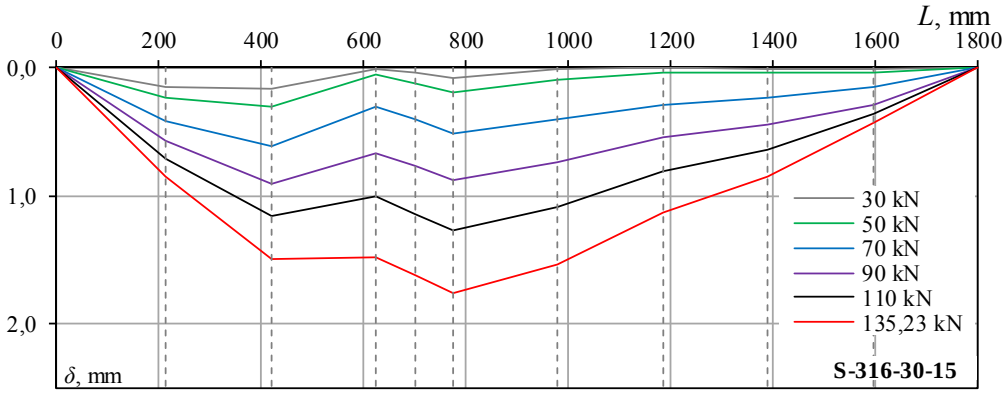


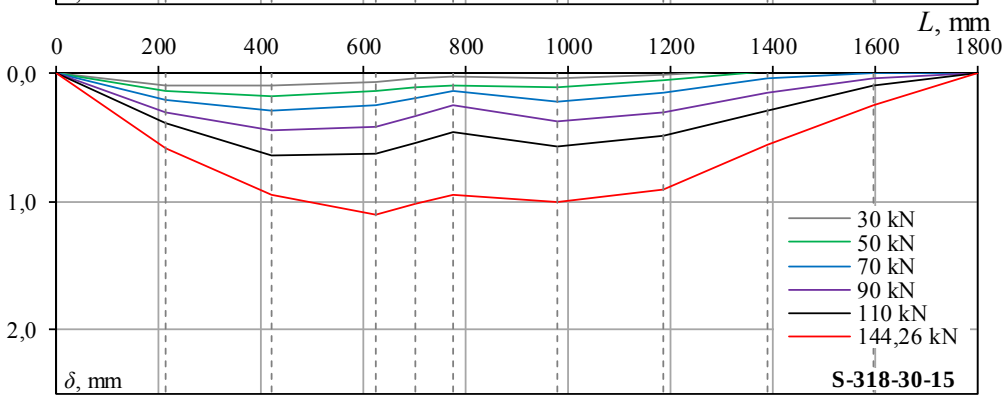


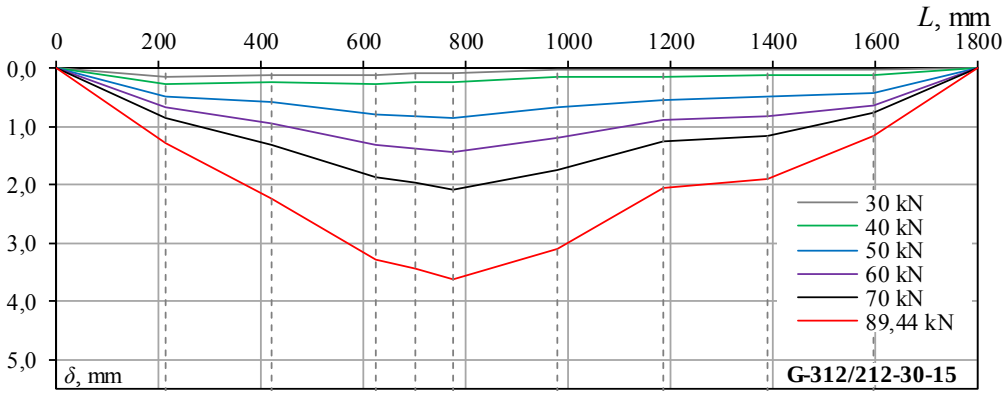
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



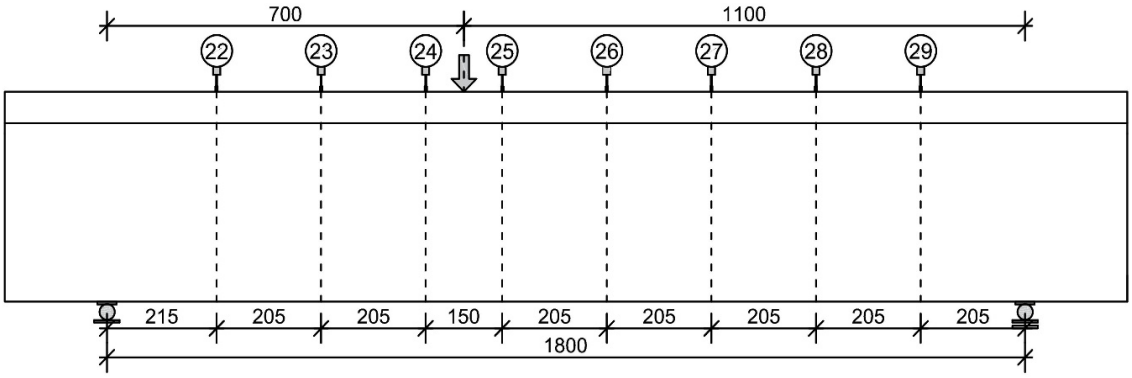


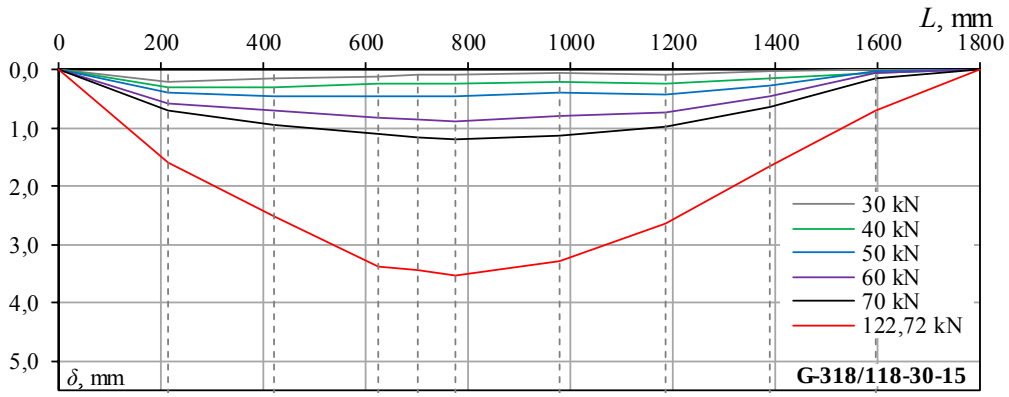


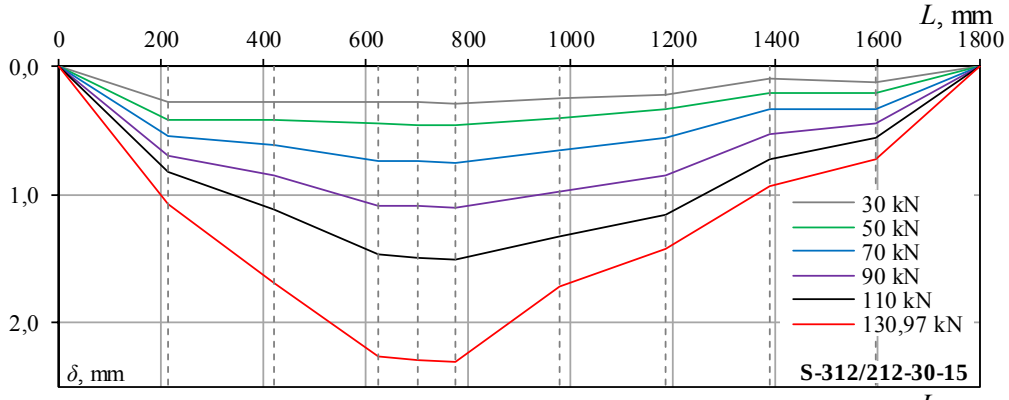


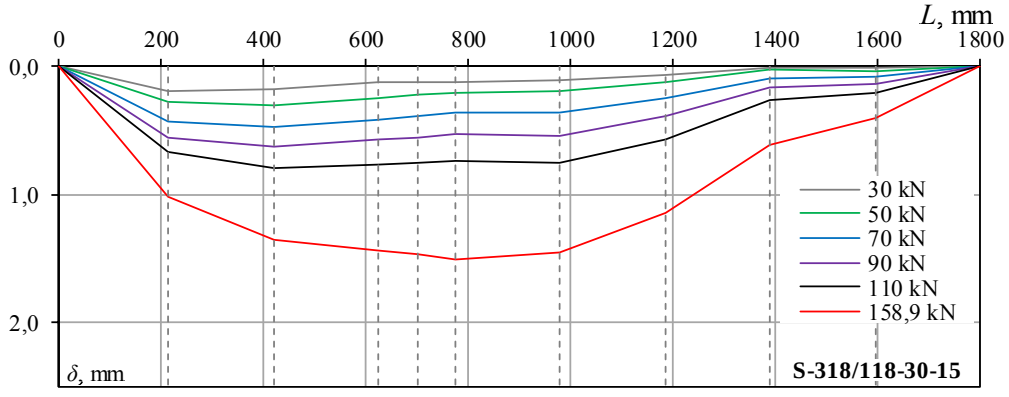
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



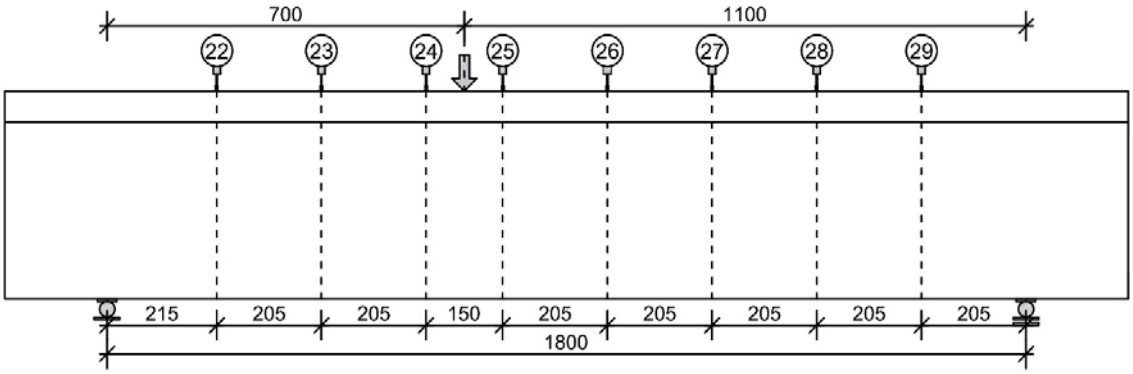


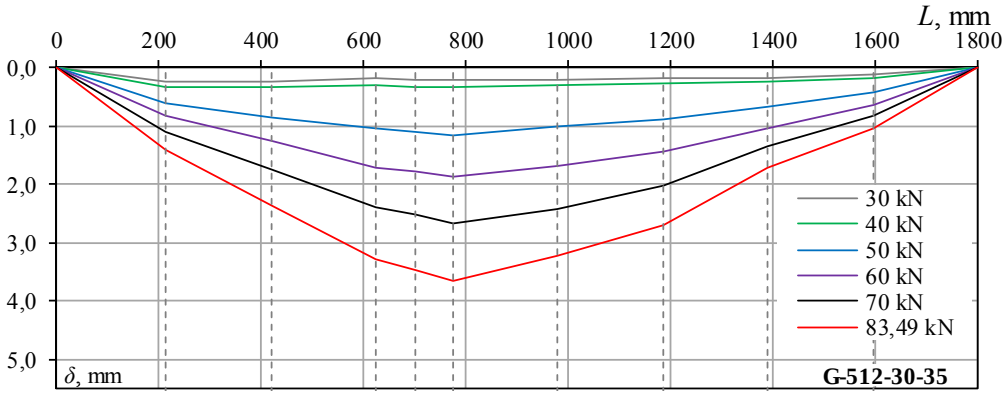


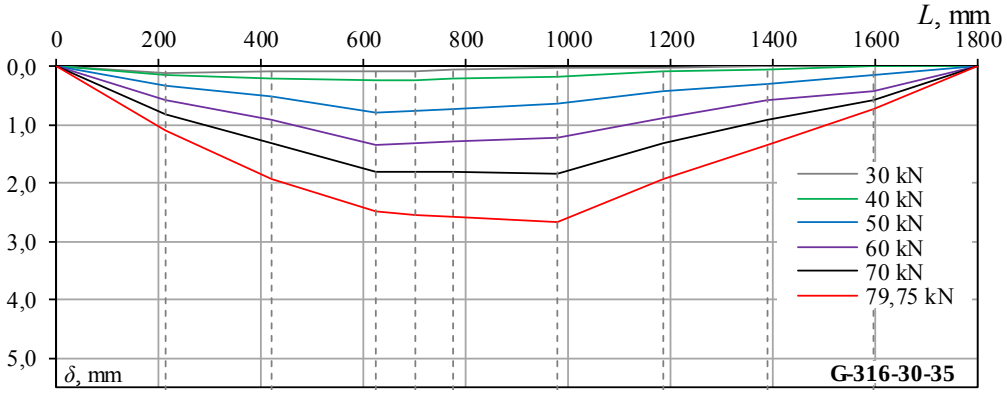


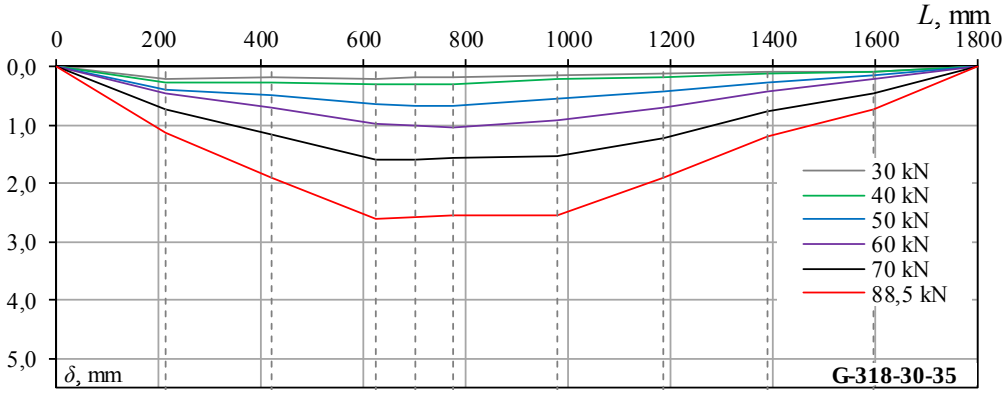
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



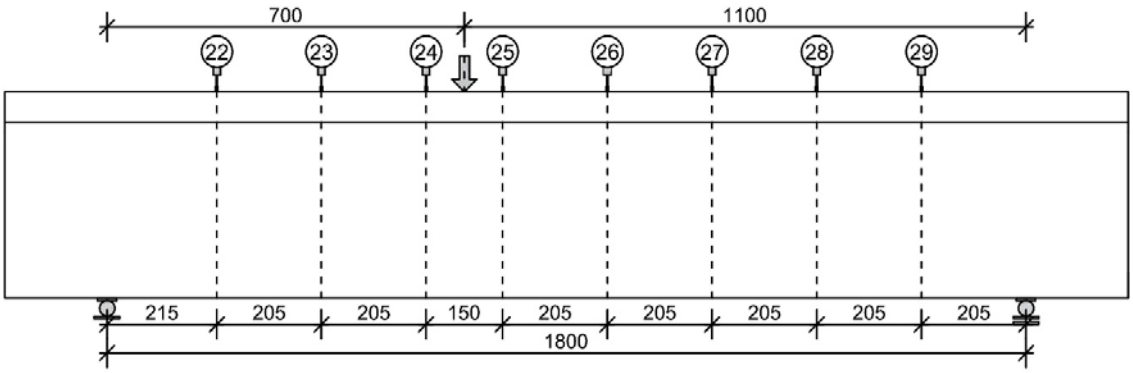


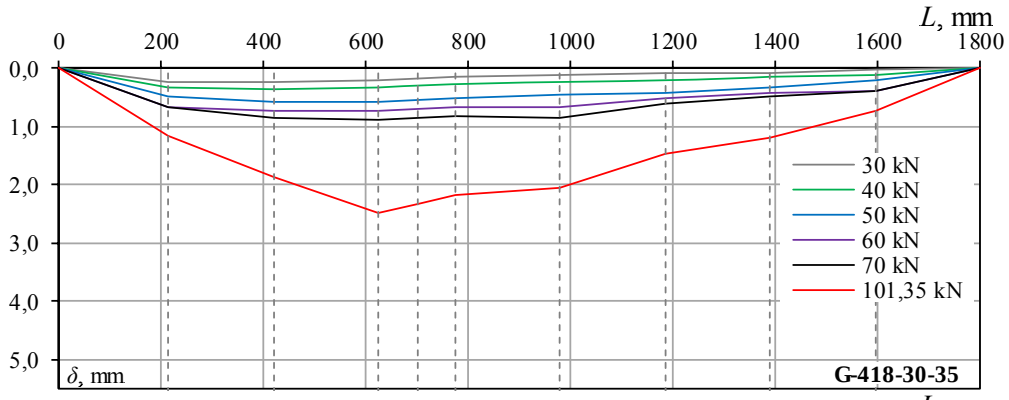


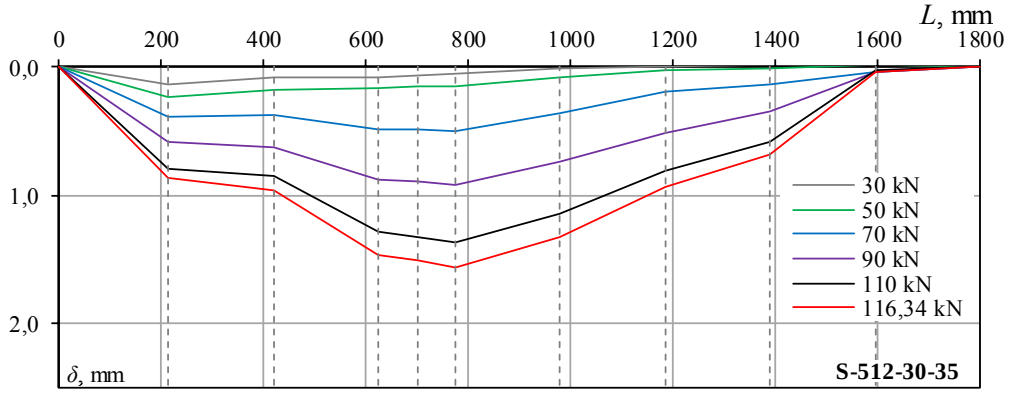


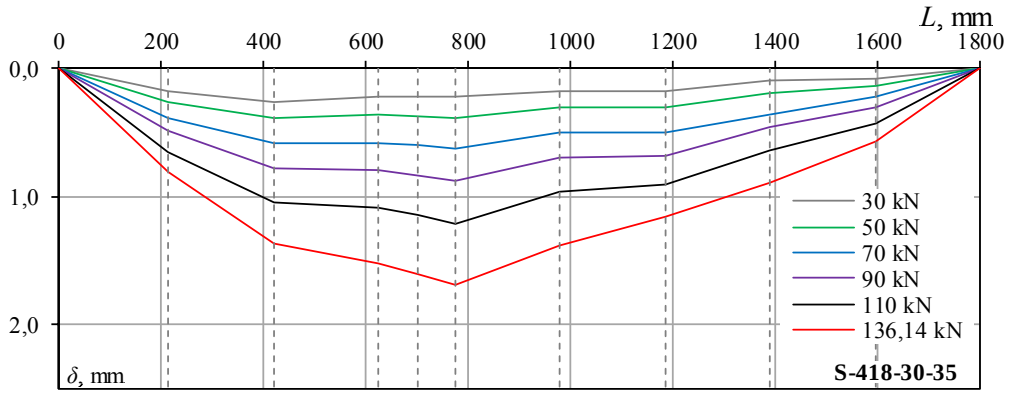
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



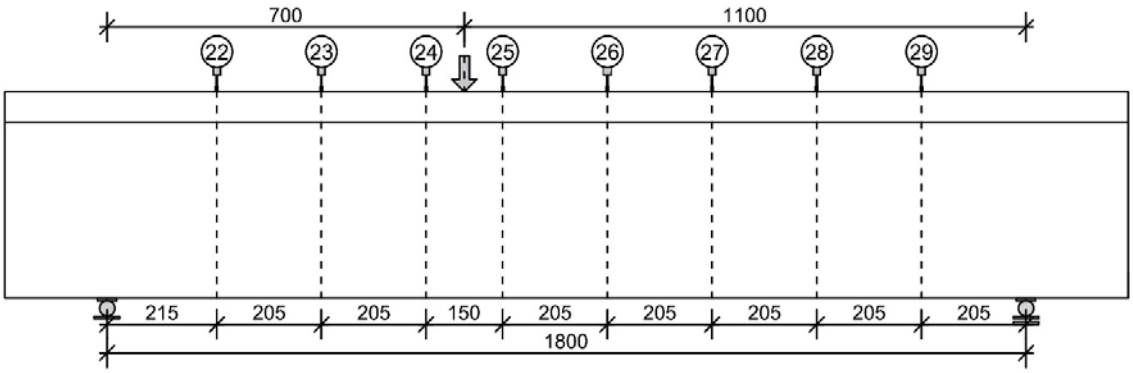


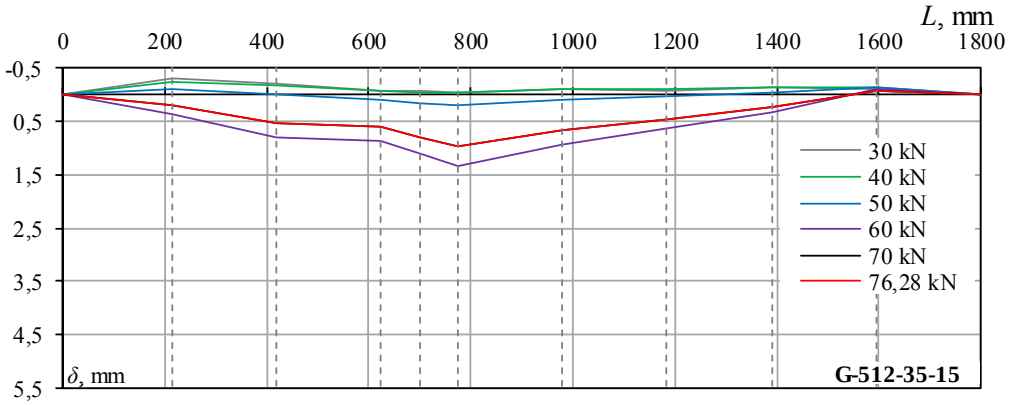


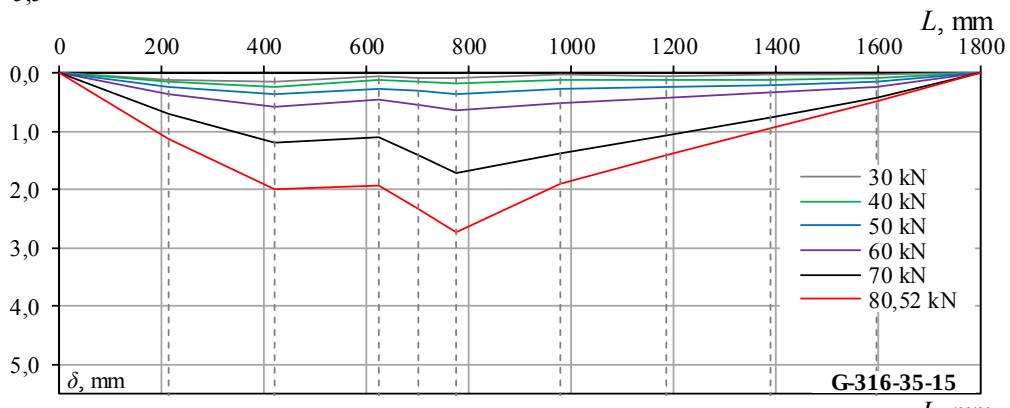


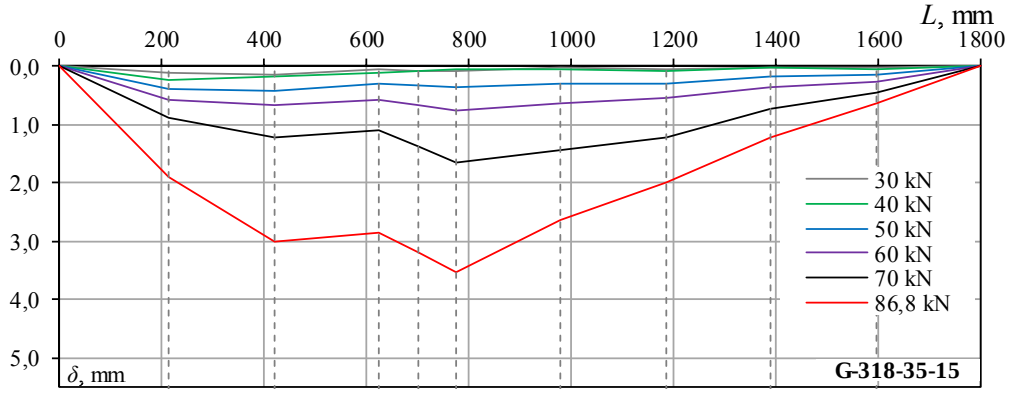
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



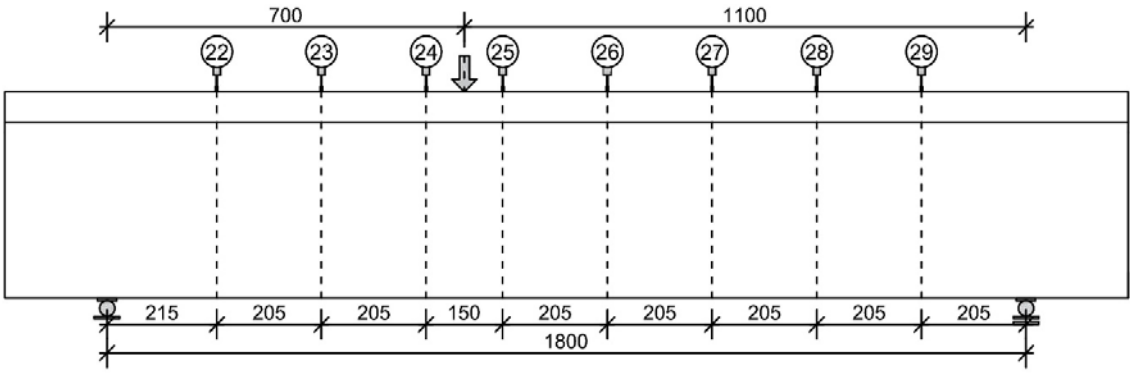


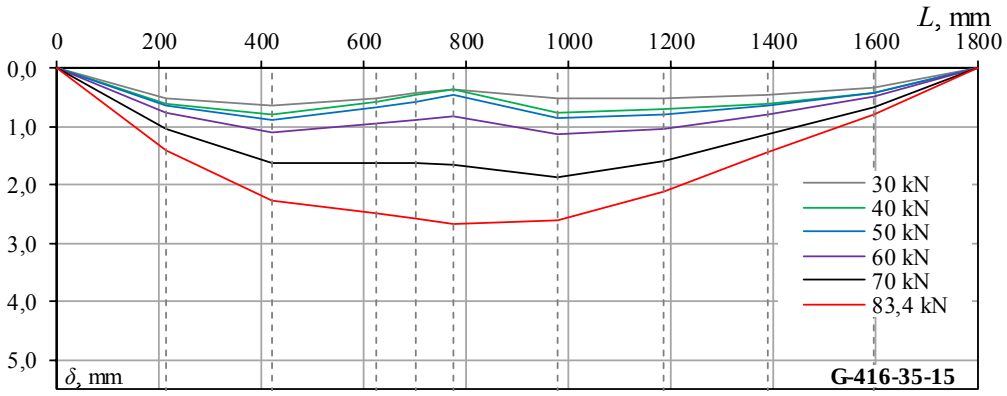


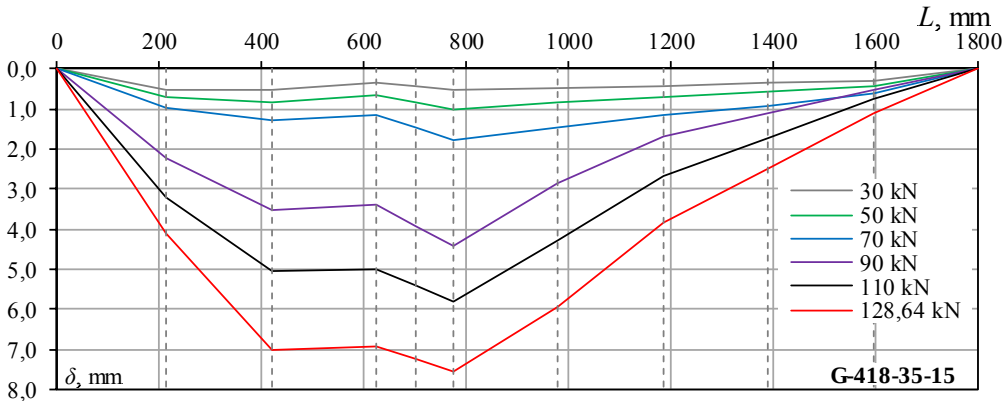


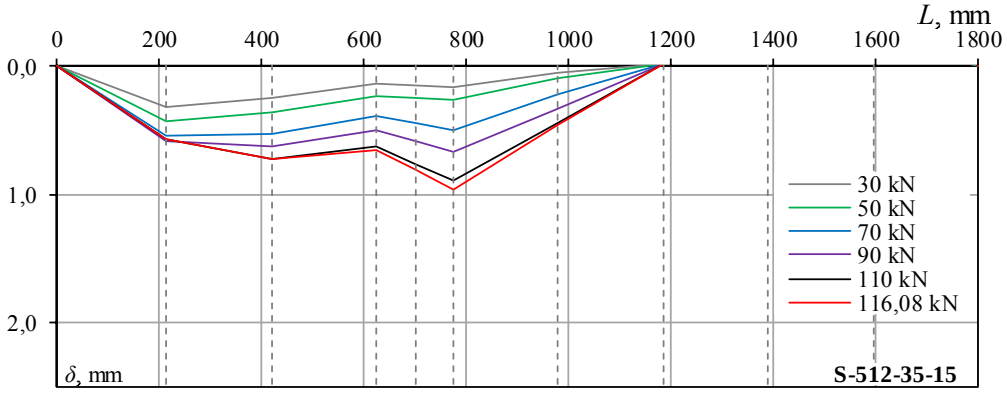
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



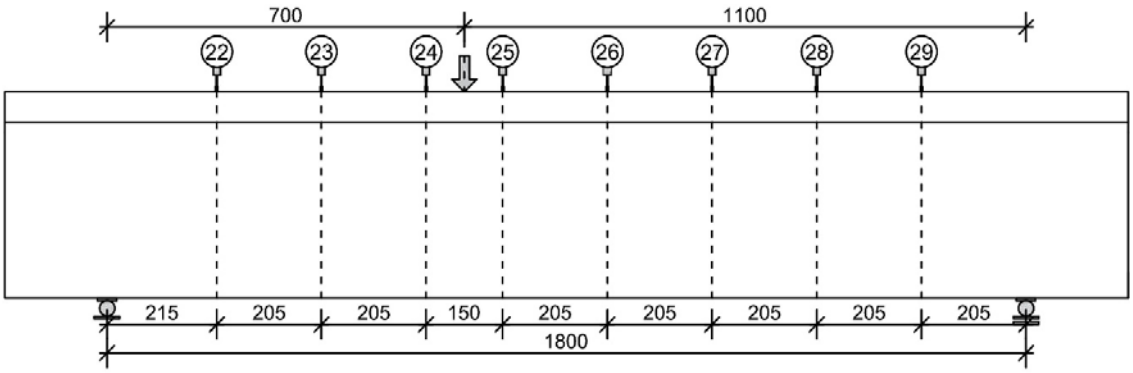


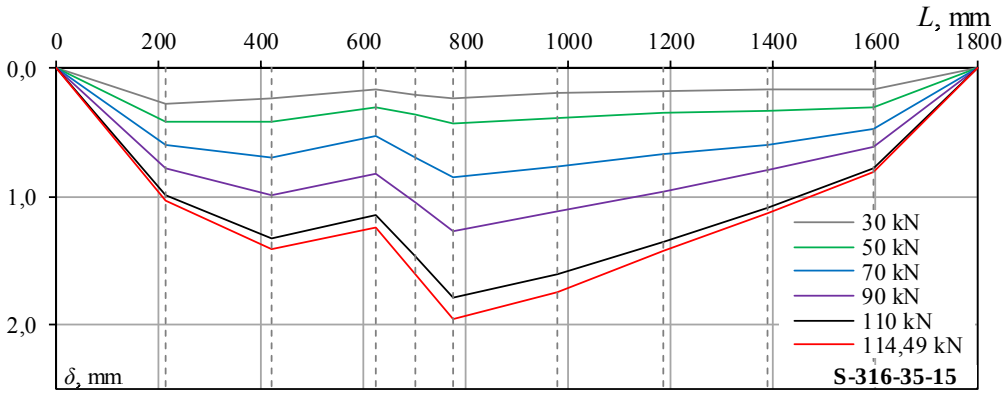


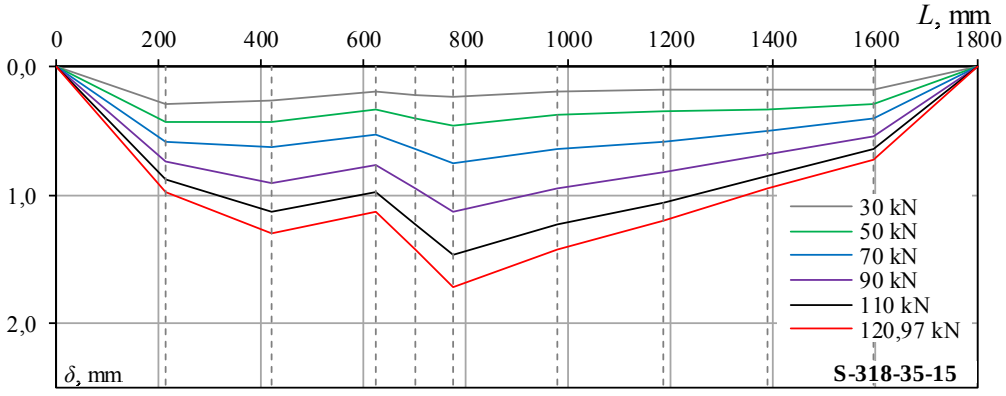


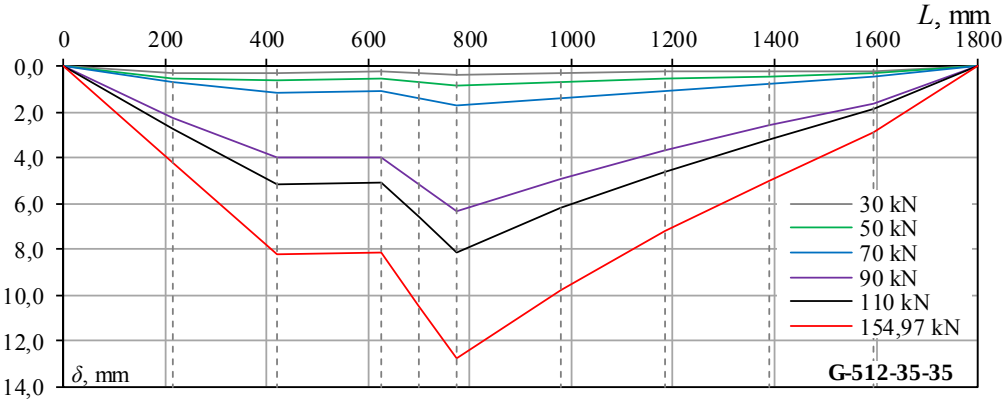
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



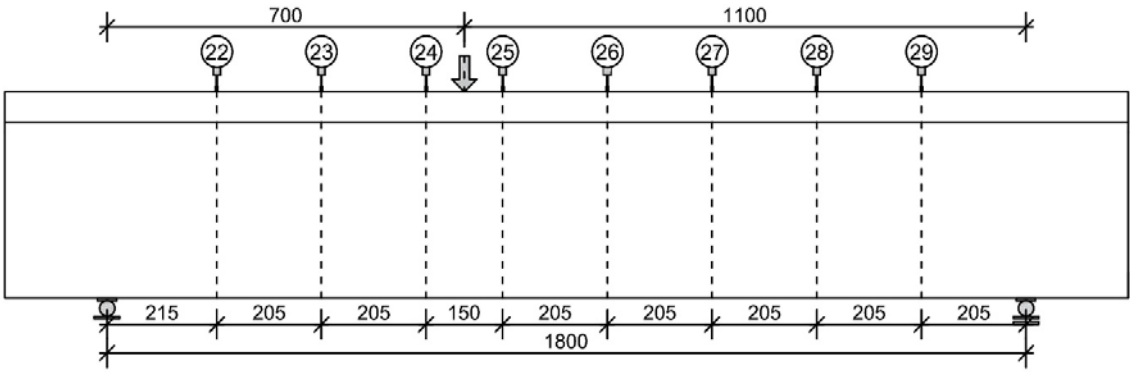


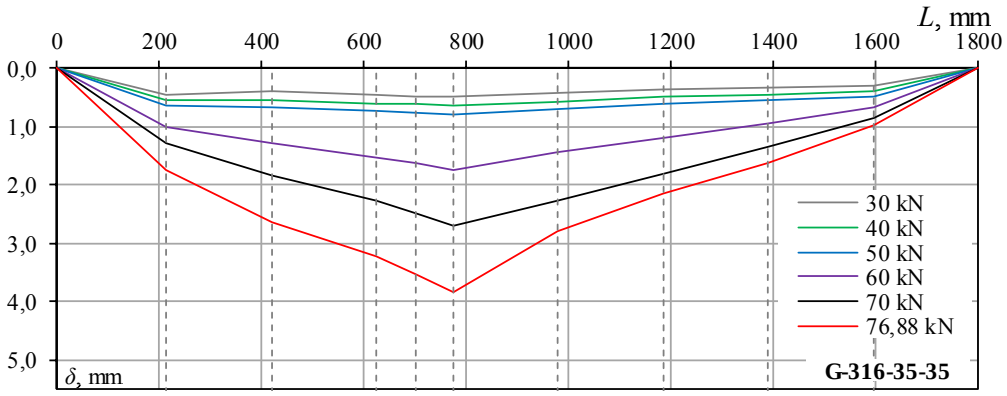


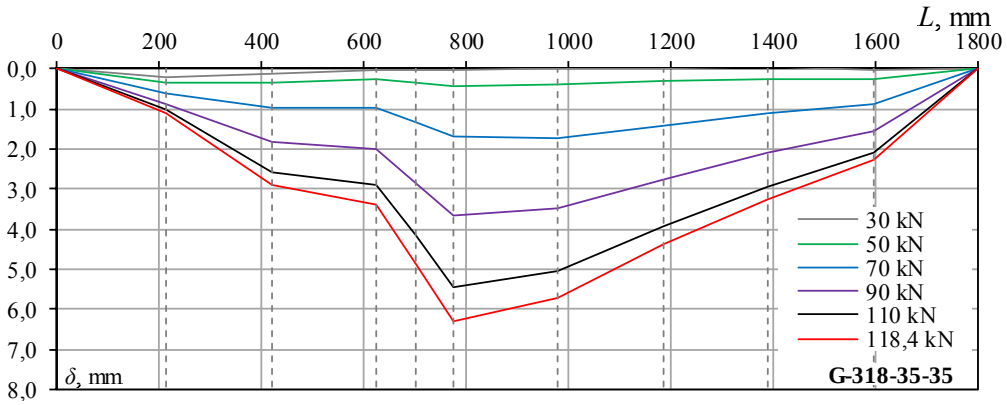


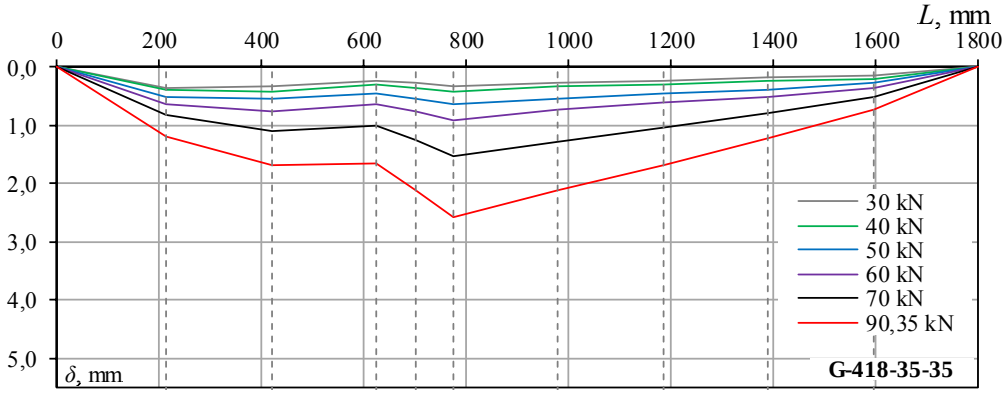
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



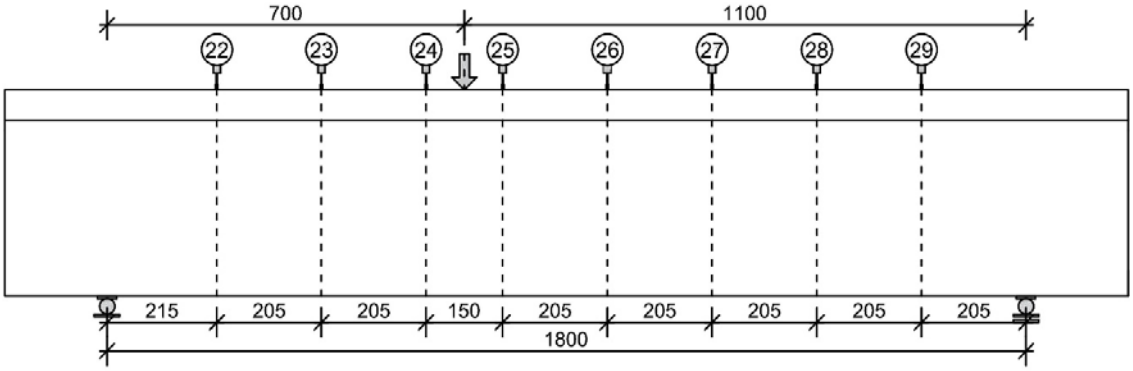


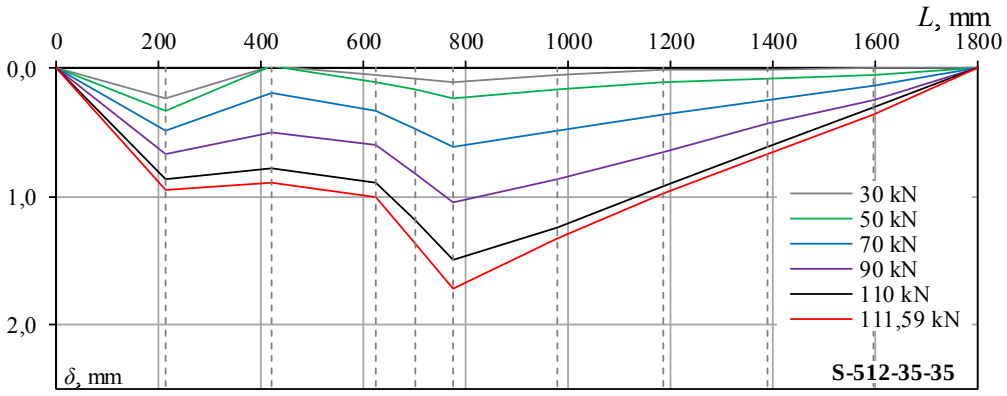


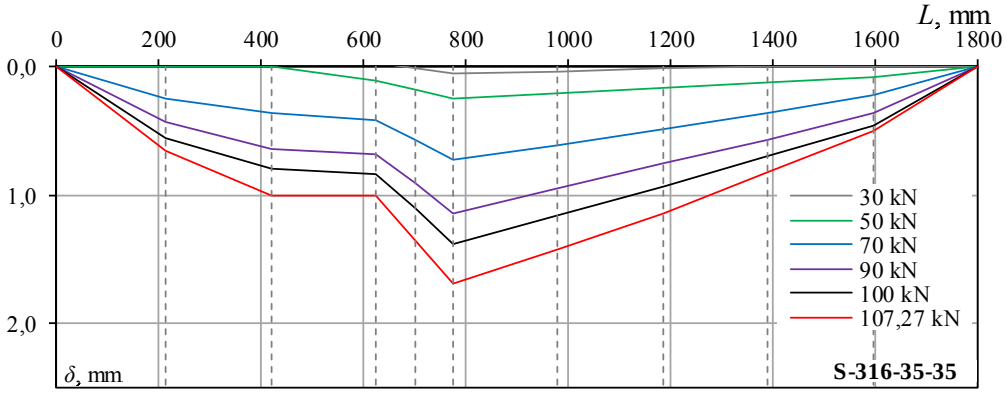


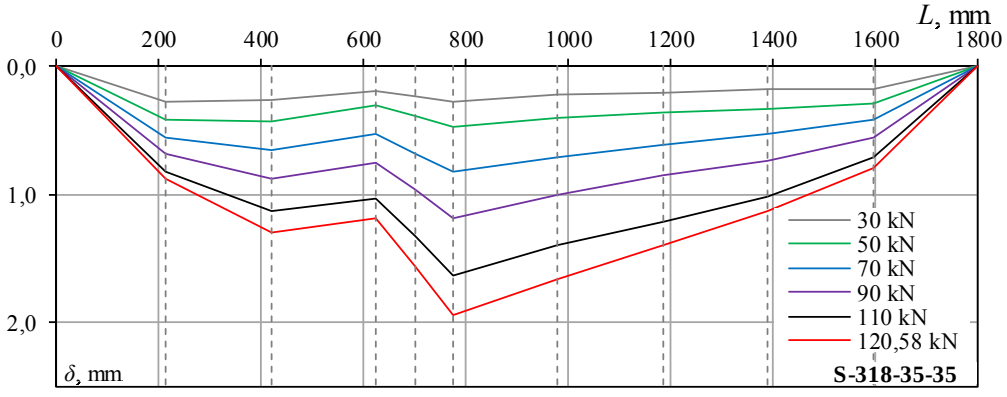
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Przemieszczenia pionowe dla pięciu wybranych poziomów obciążenia oraz obciążenia maksymalnego
Vertical displacement for five chosen load levels and maximum load



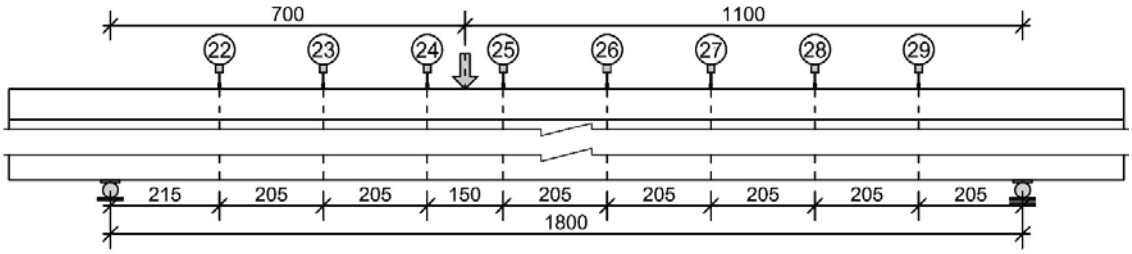


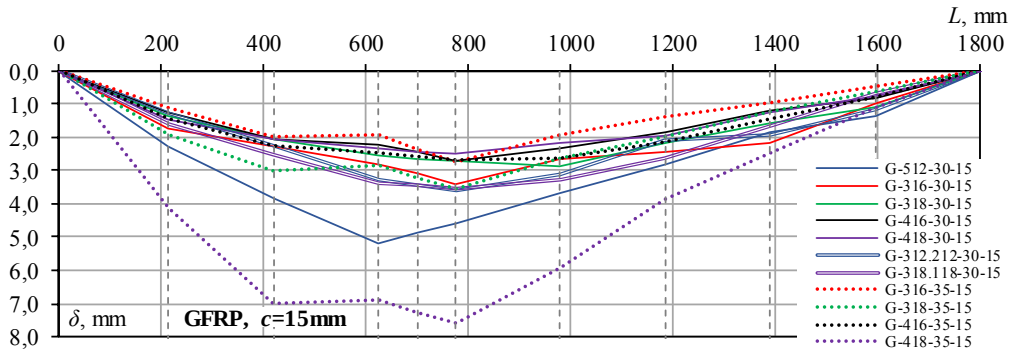


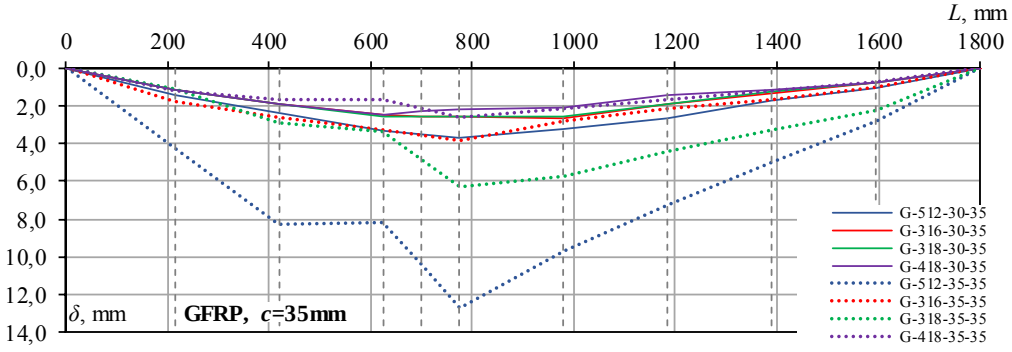


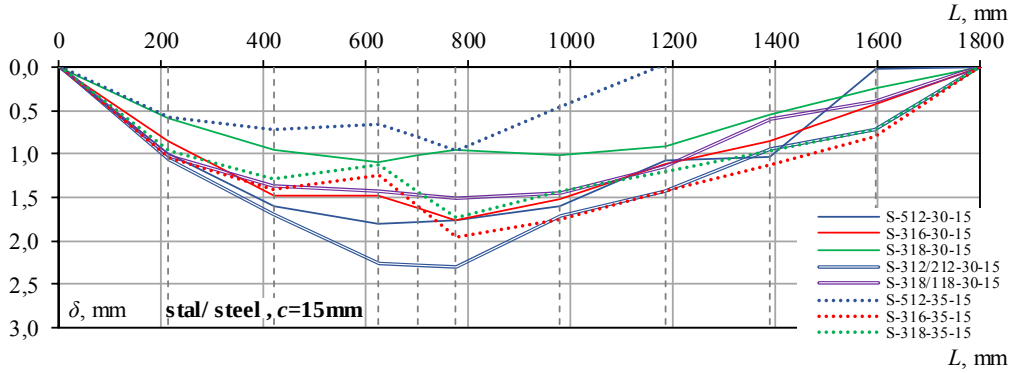
Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

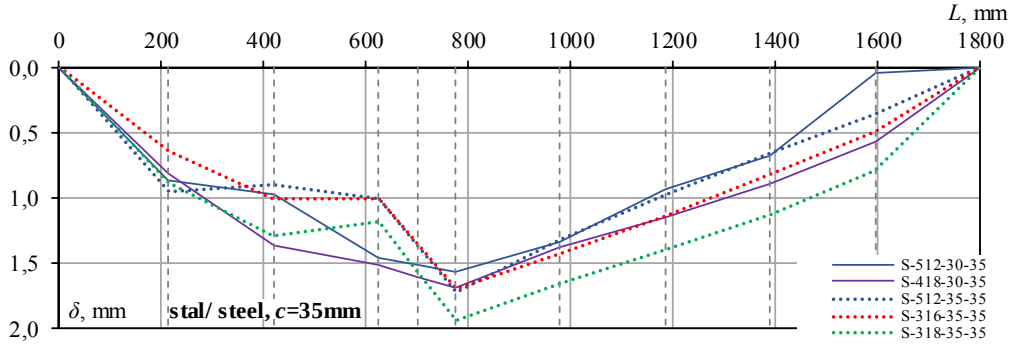
Porównanie przemieszczeń pionowych dla obciążenia maksymalnego w belkach z jednakową grubością otuliny
Comparison of vertical displacement for maximum load in beams with similar cover thickness











Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

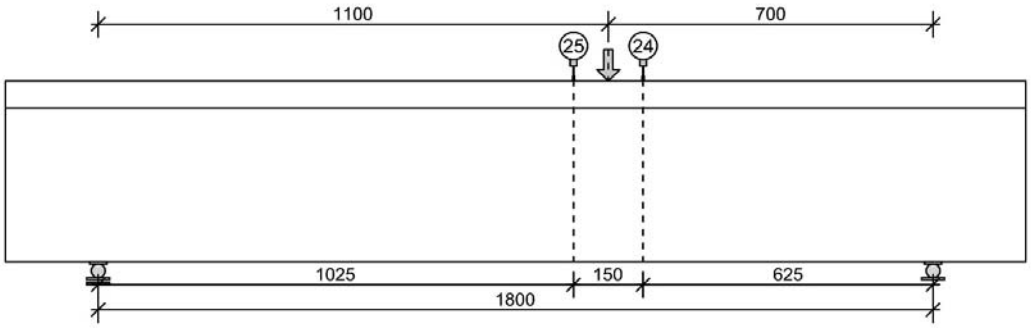
Przemieszczenia pionowe odpowiadające maksymalnym naprężeniom ścinającym τ_{max}
Vertical displacement for maximum shear stress τ_{max}

L.p.	Element	Ugięcia [mm]								
		Nr czujnika								
		22	23	24	$\delta_{śr}$	25	26	27	28	29
		Położenie na długości belki [mm]								
		215	420	625	700	775	980	1185	1390	1595
1	G-512-30-15	2,30	3,82	5,17	4,89	4,61	3,67	2,83	1,81	1,35
2	G-316-30-15	1,73	2,26	2,80	3,11	3,41	2,67	2,42	2,15	0,97
3	G-318-30-15	1,37	2,07	2,56	2,64	2,71	2,87	2,15	1,55	1,10
4	G-416-30-15	1,25	2,06	2,21	2,46	2,71	2,34	1,84	1,19	0,84
5	G-418-30-15	1,48	2,04	2,33	2,41	2,50	2,14	1,92	1,26	0,76
6	S-512-30-15	0,99	1,61	1,81	1,79	1,77	1,61	1,07	1,03	0,02
7	S-316-30-15	0,85	1,49	1,48	1,62	1,76	1,53	1,12	0,86	0,42
8	S-318-30-15	0,59	0,94	1,10	1,02	0,95	1,01	0,91	0,56	0,25
9	G-312/212-30-15	1,30	2,25	3,28	3,45	3,62	3,09	2,07	1,92	1,15
10	G-318/118-30-15	1,59	2,50	3,38	3,45	3,53	3,27	2,63	1,67	0,69
11	S-312/212-30-15	1,07	1,68	2,26	2,29	2,31	1,71	1,43	0,94	0,72
12	S-318/118-30-15	1,02	1,36	1,43	1,47	1,51	1,45	1,14	0,61	0,40
13	G-512-30-35	1,41	2,38	3,30	3,48	3,65	3,23	2,70	1,71	1,05
14	G-316-30-35	1,11	1,93	2,50	2,54	2,59	2,69	1,94	1,36	0,74
15	G-318-30-35	1,13	1,89	2,61	2,57	2,54	2,55	1,90	1,20	0,72
16	G-418-30-35	1,15	1,88	2,47	2,32	2,16	2,06	1,46	1,19	0,73
17	S-512-30-35	0,87	0,97	1,46	1,51	1,57	1,33	0,94	0,68	0,04
18	S-418-30-35	0,81	1,36	1,52	1,60	1,69	1,38	1,15	0,89	0,57
19	G-512-35-15*	0,19	0,54	0,61	0,79	0,96	0,67	0,46	0,22	-0,08
20	G-316-35-15	1,13	1,99	1,93	2,34	2,74	1,91	1,41	0,95	0,48
21	G-318-35-15	1,91	3,02	2,85	3,19	3,54	2,63	1,99	1,21	0,64
22	G-416-35-15	1,41	2,27	2,47	2,57	2,67	2,61	2,12	1,44	0,81
23	G-418-35-15 (B)	4,12	7,02	6,91	7,24	7,58	5,92	3,86	2,49	1,10
24	S-512-35-15	0,57	0,73	0,65	0,81	0,96	0,46	-	-	-
25	S-316-35-15	1,04	1,41	1,25	1,60	1,95	1,75	1,42	1,12	0,81
26	S-318-35-15	0,97	1,29	1,14	1,43	1,72	1,43	1,20	0,95	0,72
27	G-512-35-35 (B)	4,19	8,24	8,17	10,45	12,73	9,74	7,22	4,96	2,84
28	G-316-35-35	1,76	2,64	3,23	3,53	3,83	2,80	2,15	1,62	0,98
29	G-318-35-35 (B)	1,12	2,89	3,41	4,87	6,32	5,70	4,37	3,25	2,26
30	G-418-35-35	1,19	1,68	1,65	2,11	2,57	2,13	1,67	1,23	0,73
31	S-512-35-35	0,95	0,90	1,01	1,36	1,72	1,32	0,98	0,66	0,36
32	S-316-35-35	0,65	1,01	1,01	1,35	1,69	1,42	1,15	0,82	0,50
33	S-318-35-35	0,88	1,30	1,19	1,56	1,94	1,66	1,39	1,13	0,79

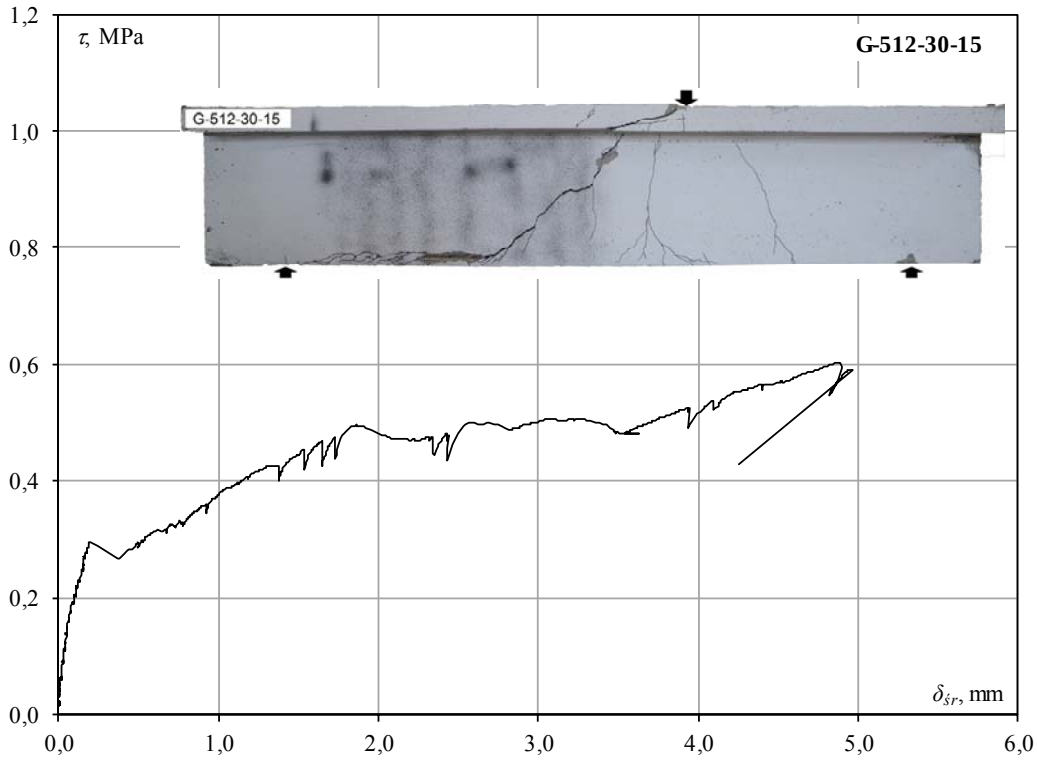
* badanie elementu zostało przerwane/ the element test was interrupted; (P) – elementy zniszczone w związku z utratą przyczepności zbrojenia dolnego/ the elements failed due to bond loss of bottom reinforcement

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



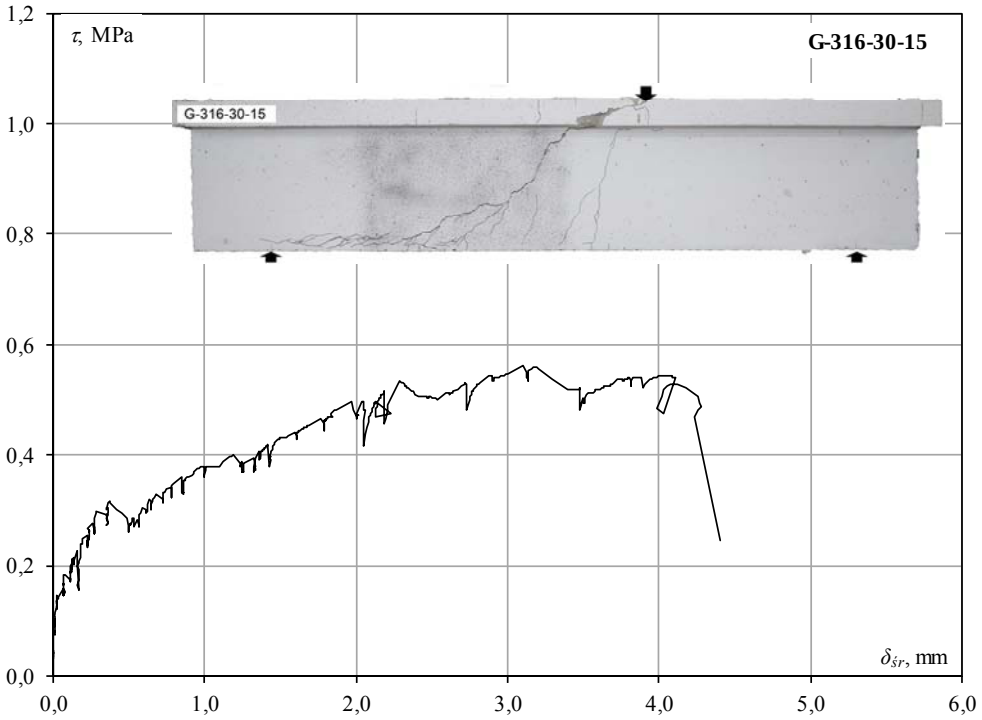
Czujniki nr 24 i 25, do obliczenia średniej wartości $\delta_{śr}$ (widok od strony zdjęć zarysowania) $\delta_{śr} = (\delta_{24} + \delta_{25})/2$
LVDTs No 24 and 25 for calculation of average value $\delta_{śr}$ (view from the crack pattern side)



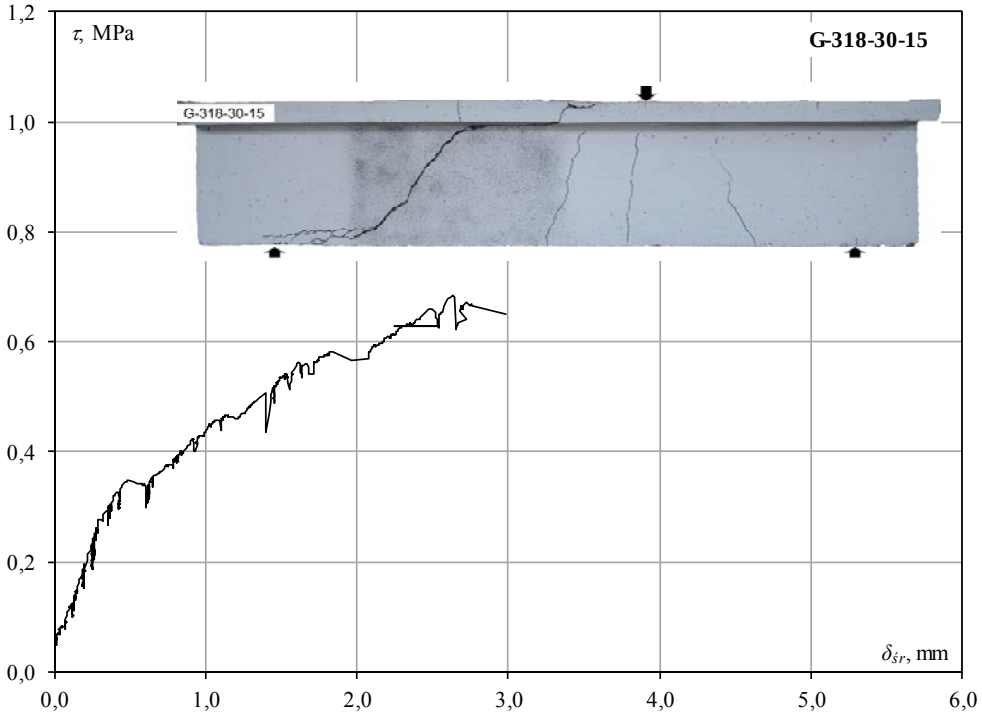
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-512-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-512-30-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



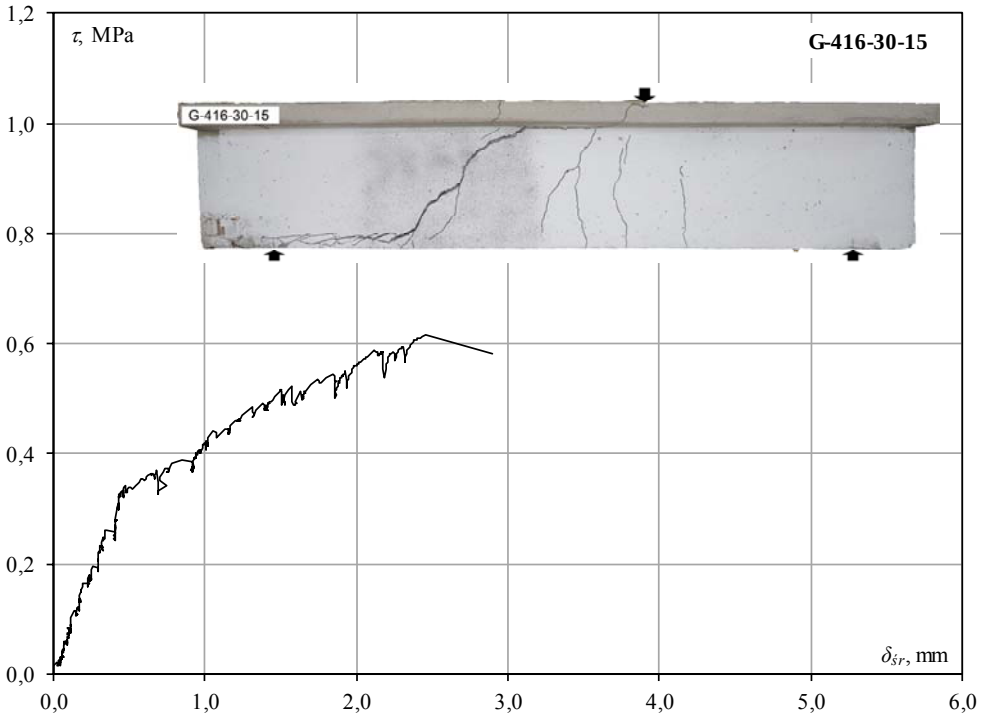
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-316-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-316-30-15



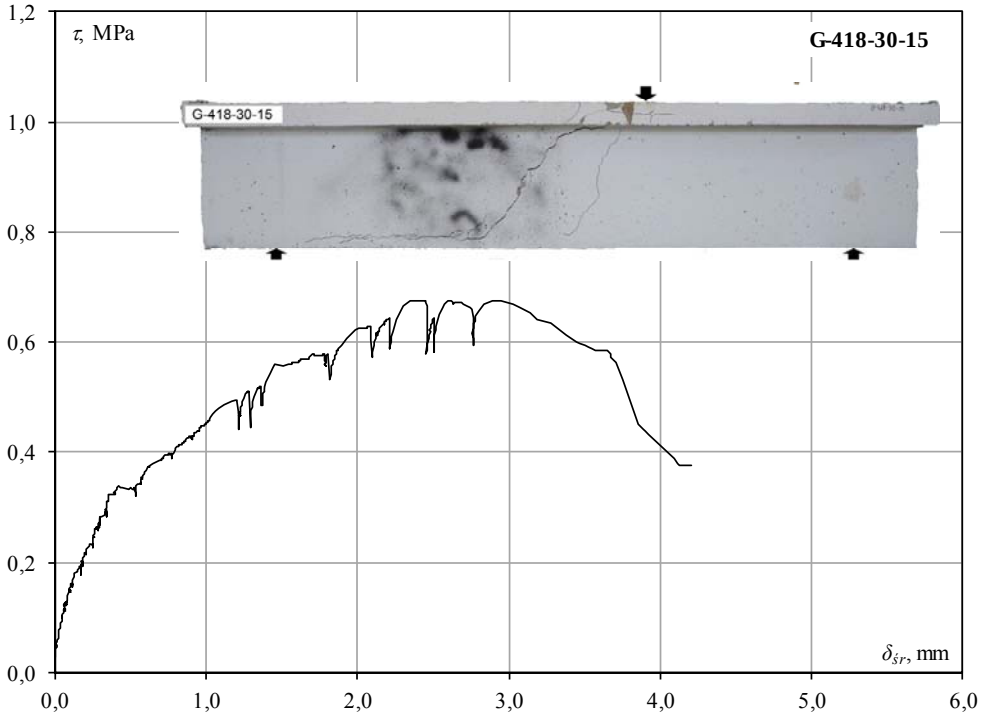
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-318-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-318-30-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



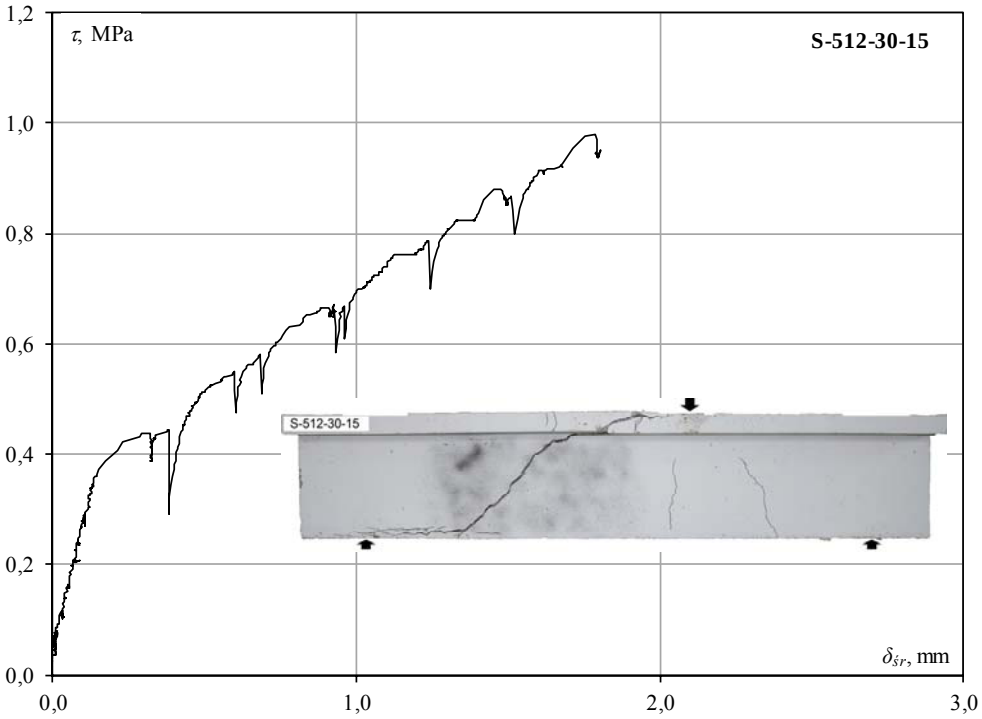
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-416-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-416-30-15



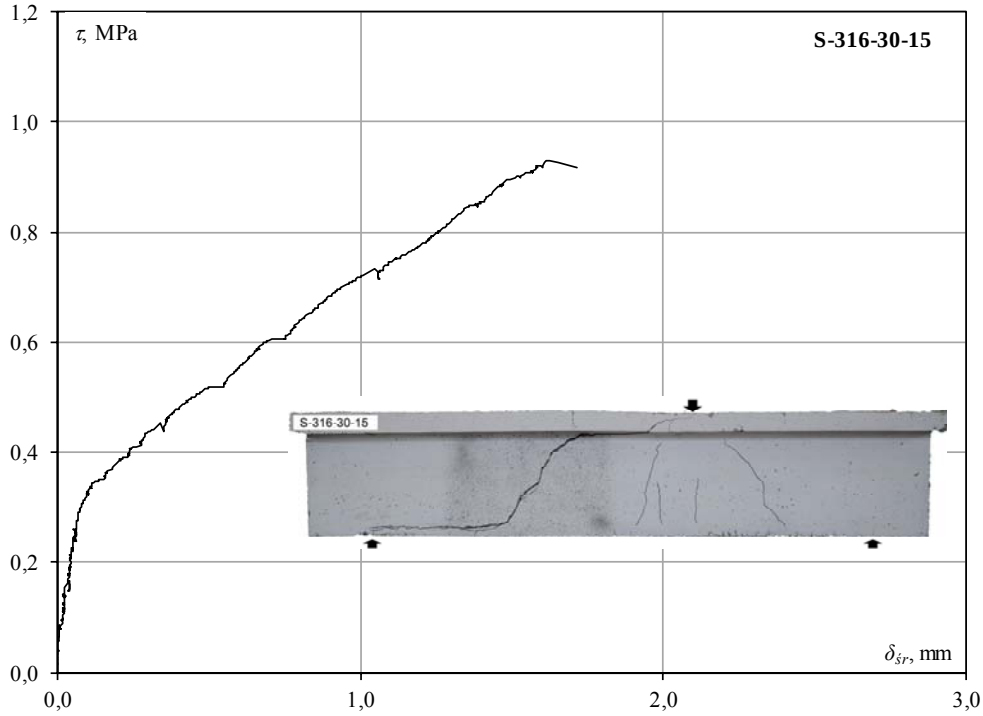
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-418-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-418-30-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



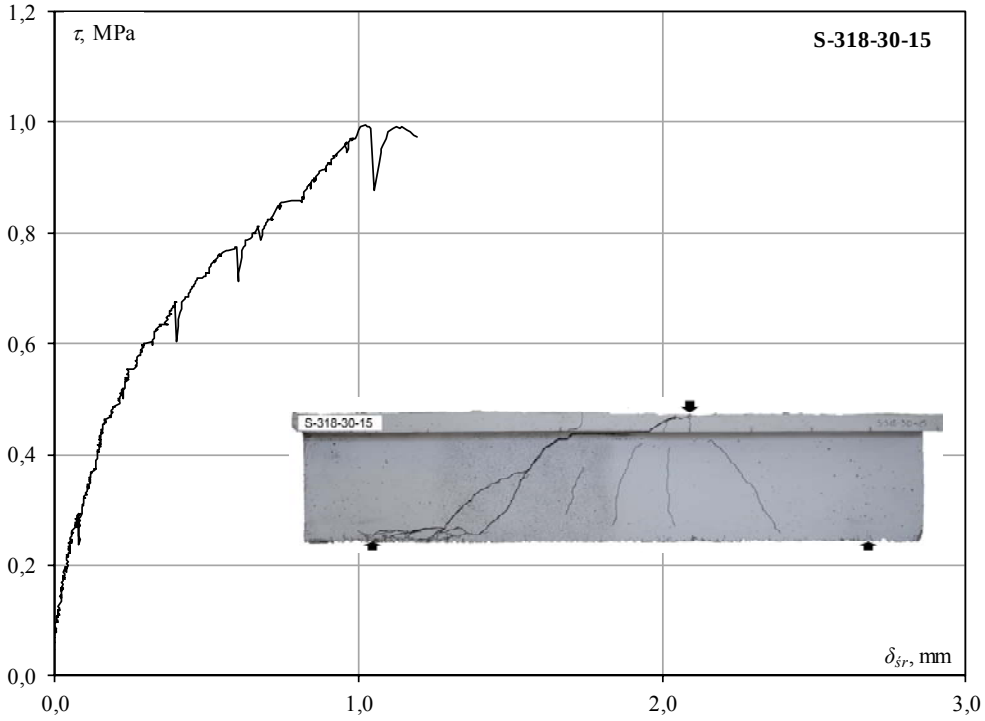
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-512-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-512-30-15



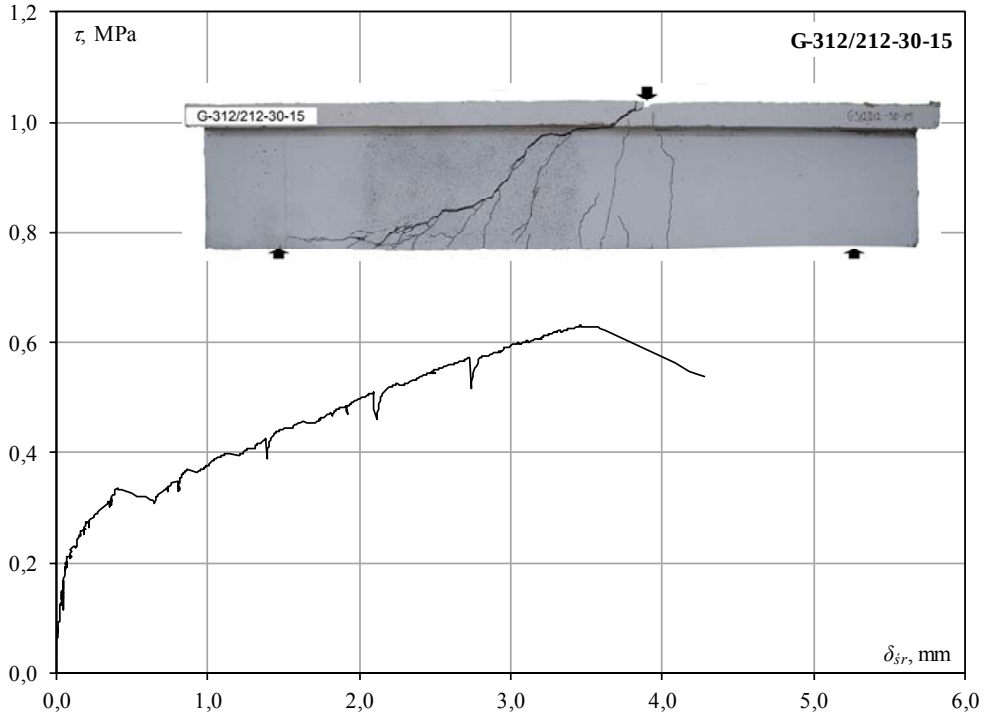
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-316-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-316-30-15

Przemieszczenia pionowe belek
Vertical displacement of beams

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta śr$



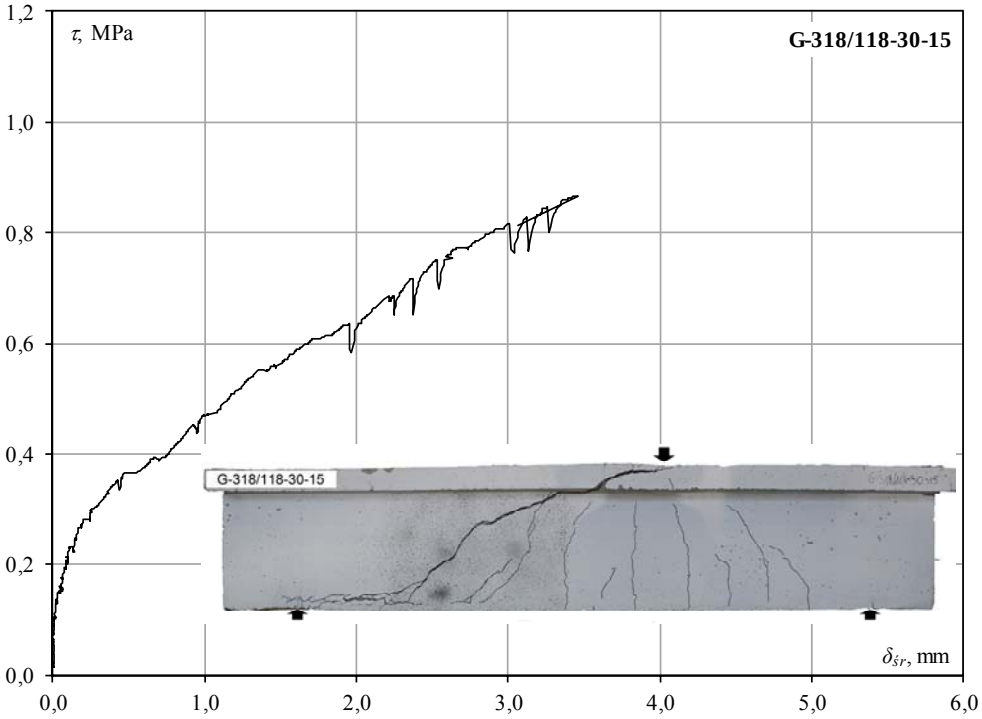
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-318-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-318-30-15



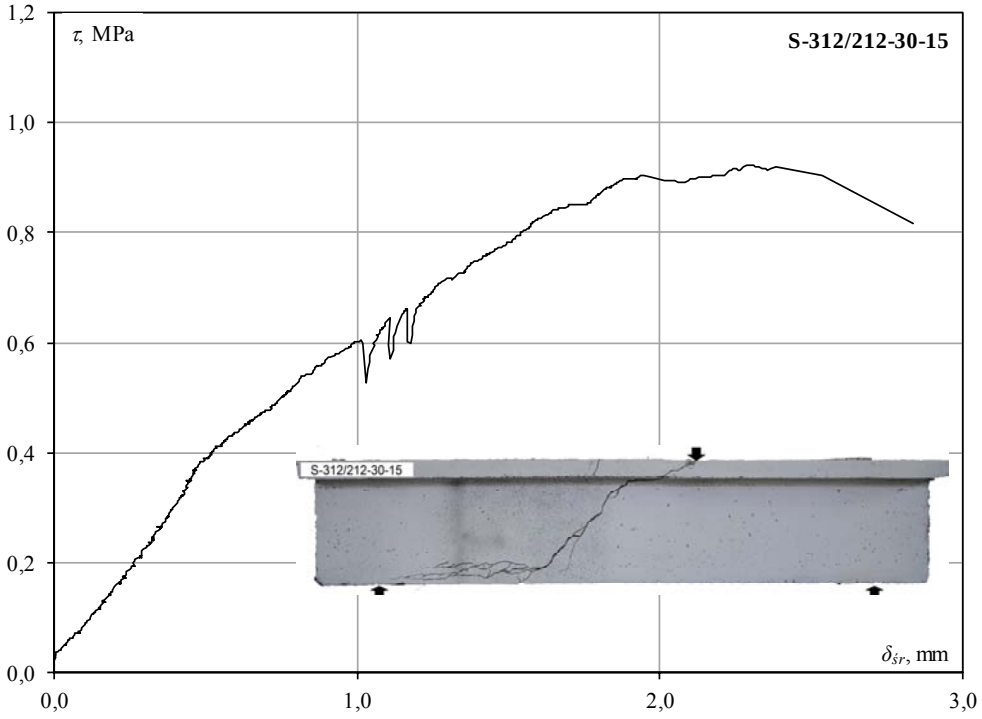
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-312/212-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-312/212-30-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



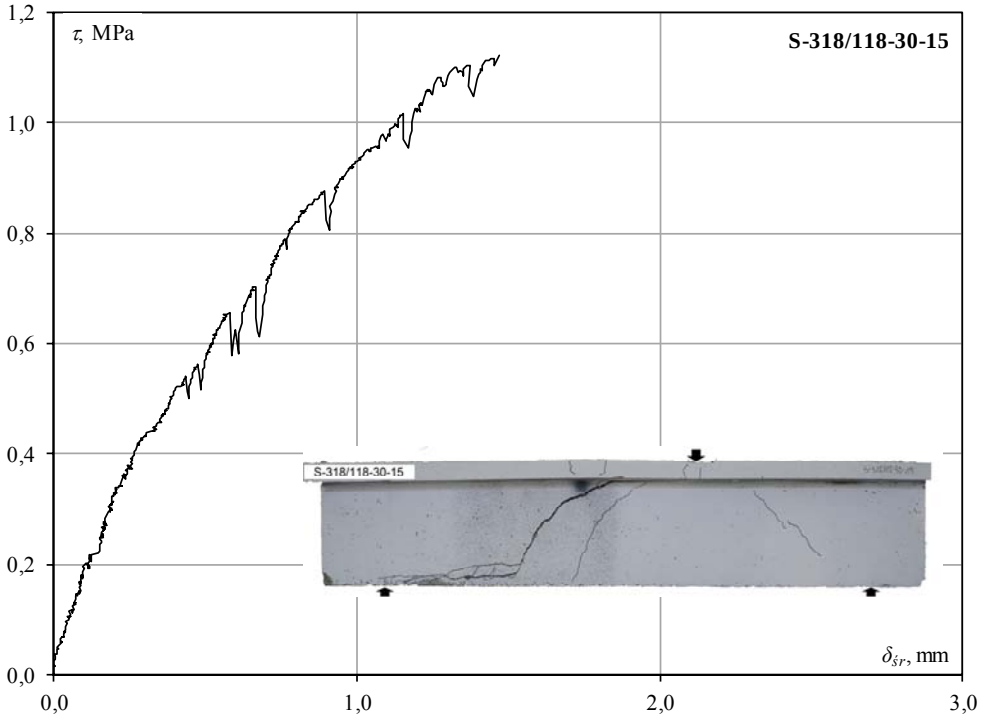
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-318/118-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-318/118-30-15



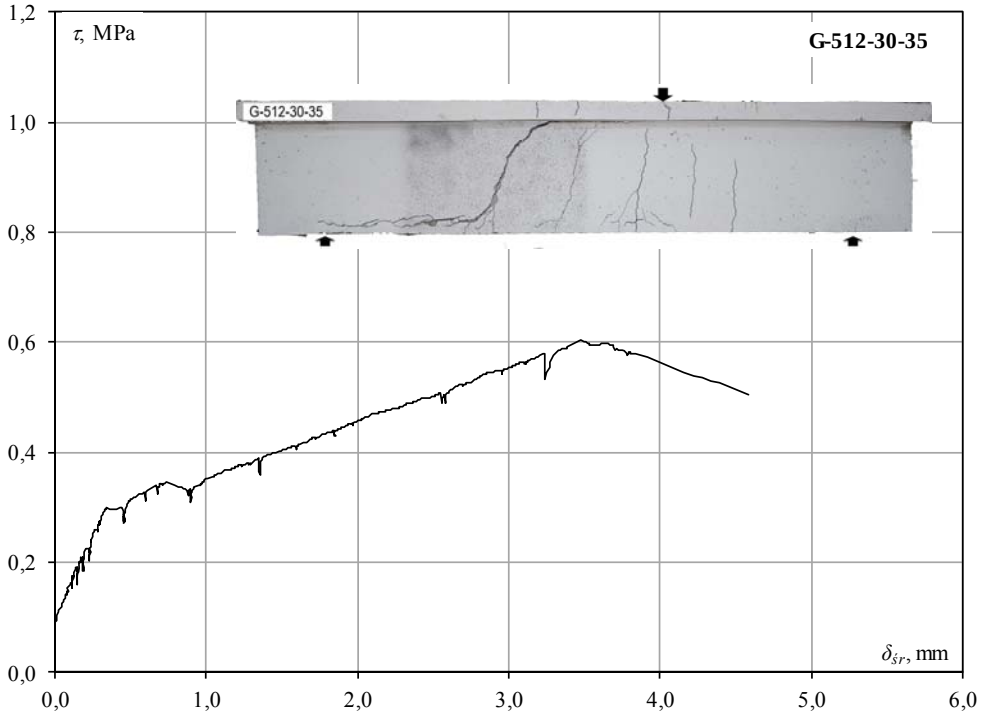
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-312/212-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-312/212-30-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



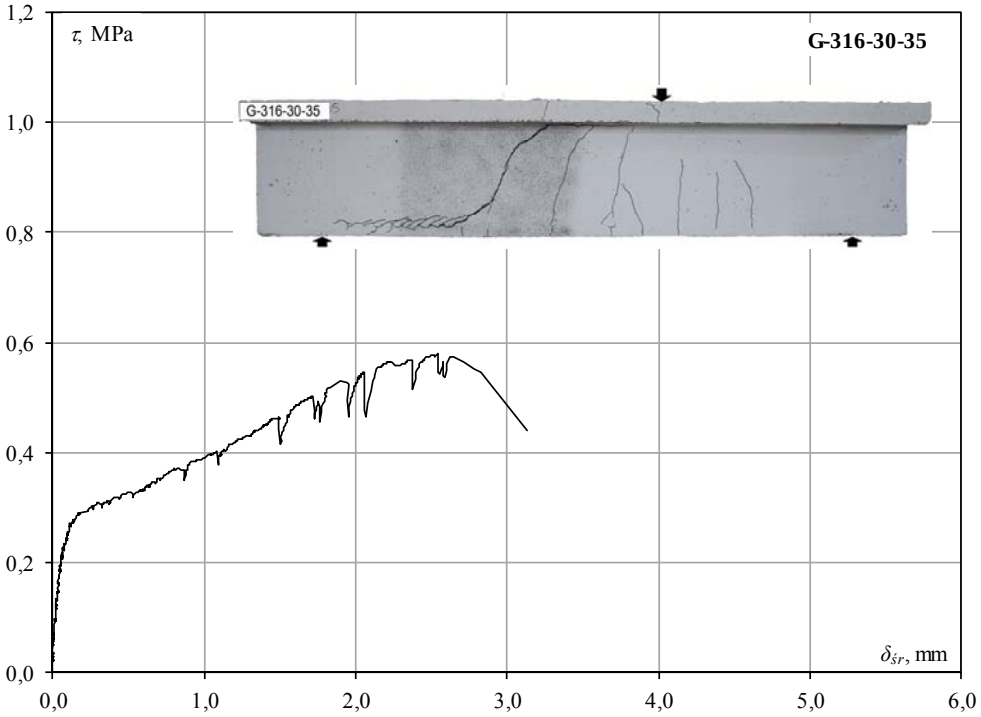
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-318/118-30-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-318/118-30-15



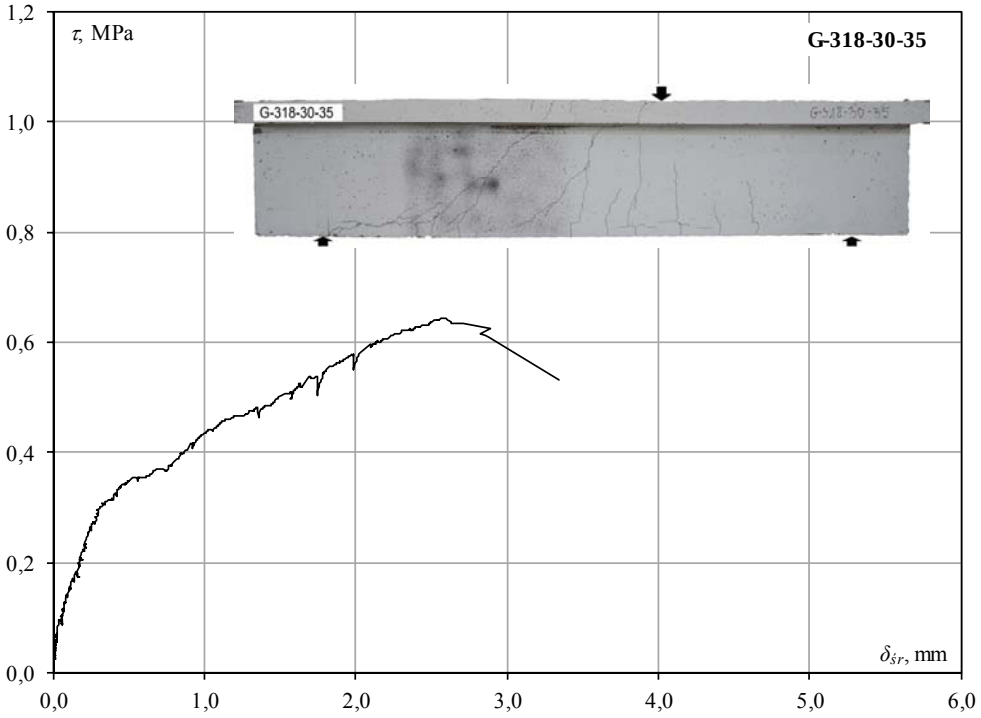
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-512-30-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-512-30-35

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



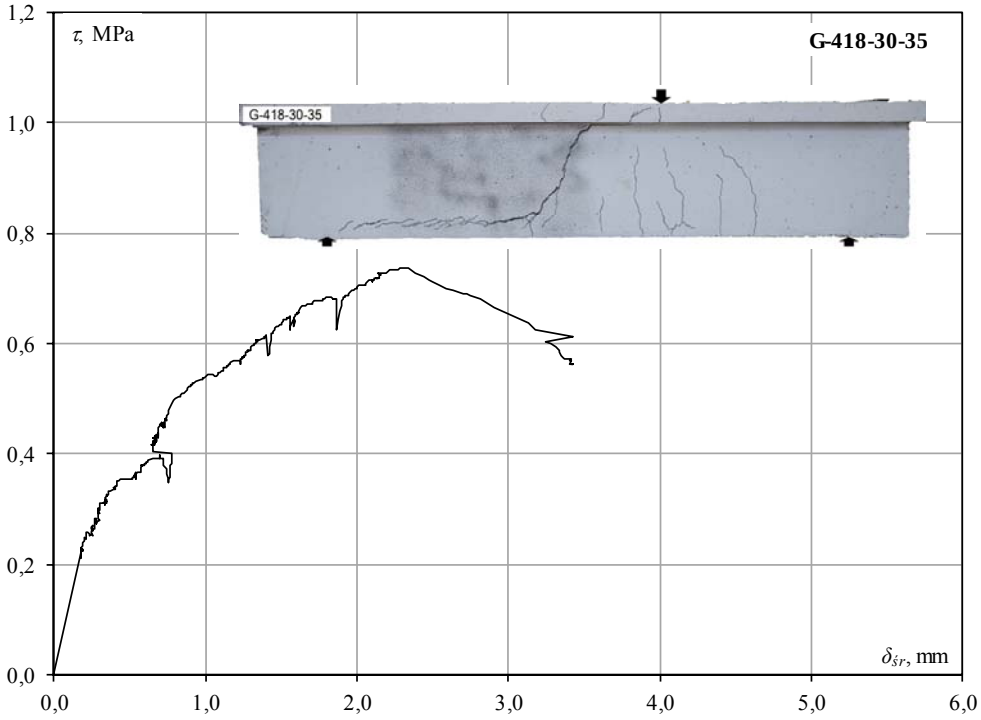
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-316-30-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-316-30-35



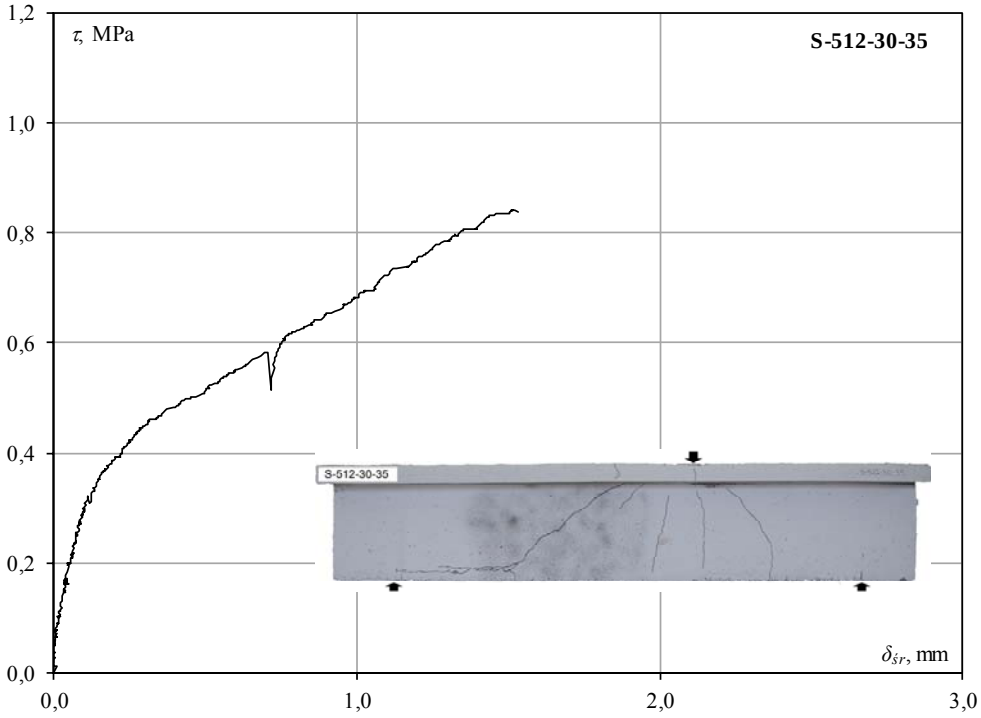
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-318-30-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-318-30-35

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



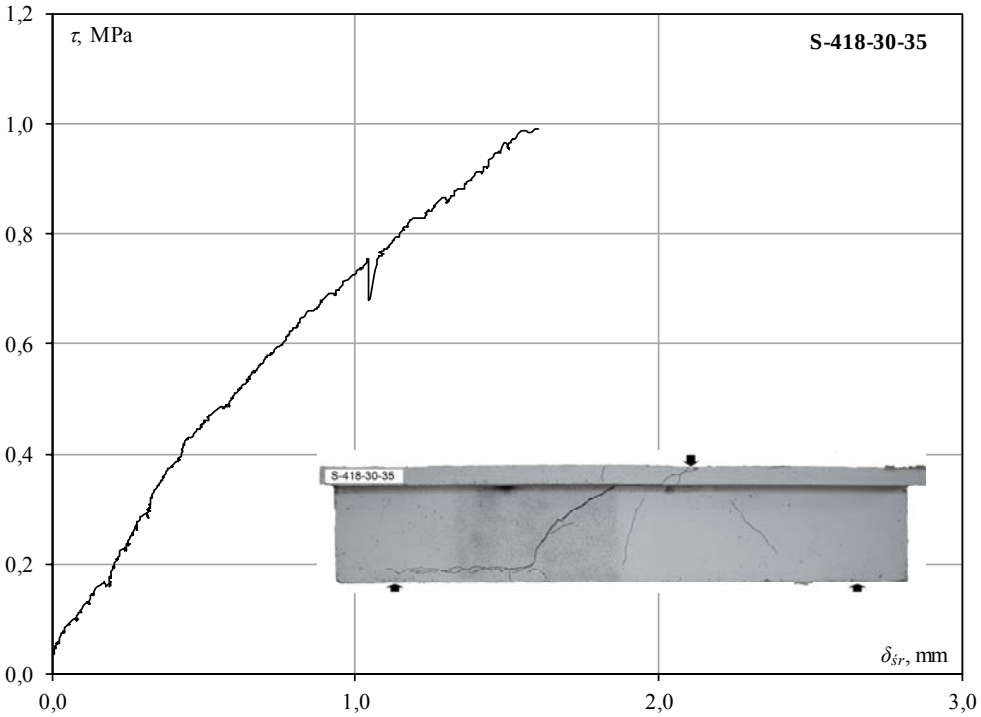
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-418-30-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-418-30-35



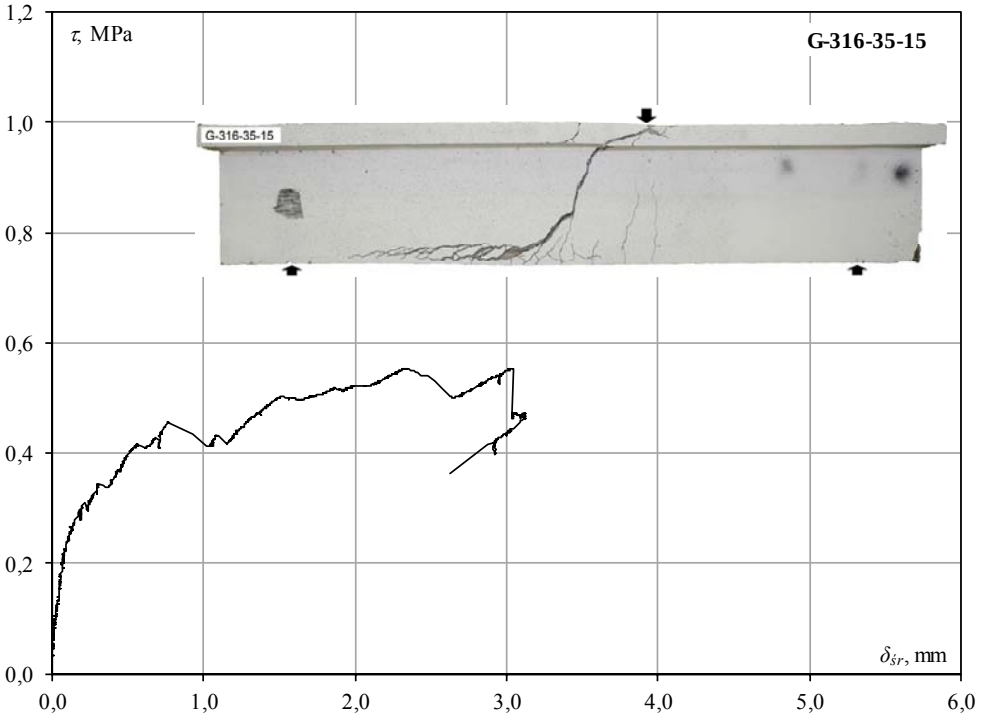
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-512-30-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-512-30-35

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



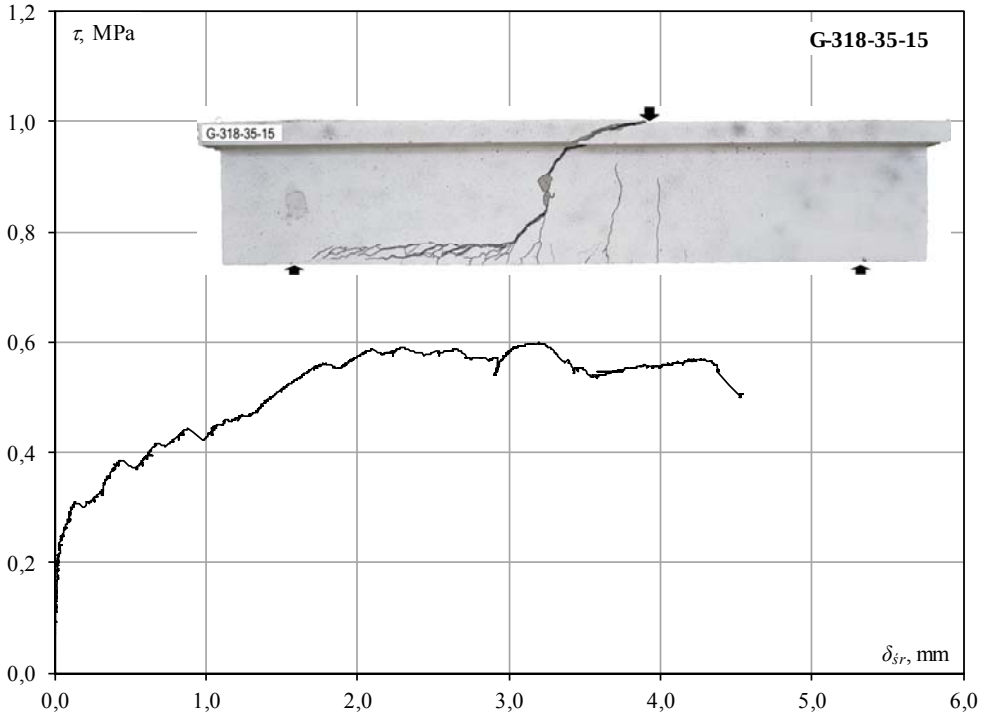
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-418-30-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-418-30-35



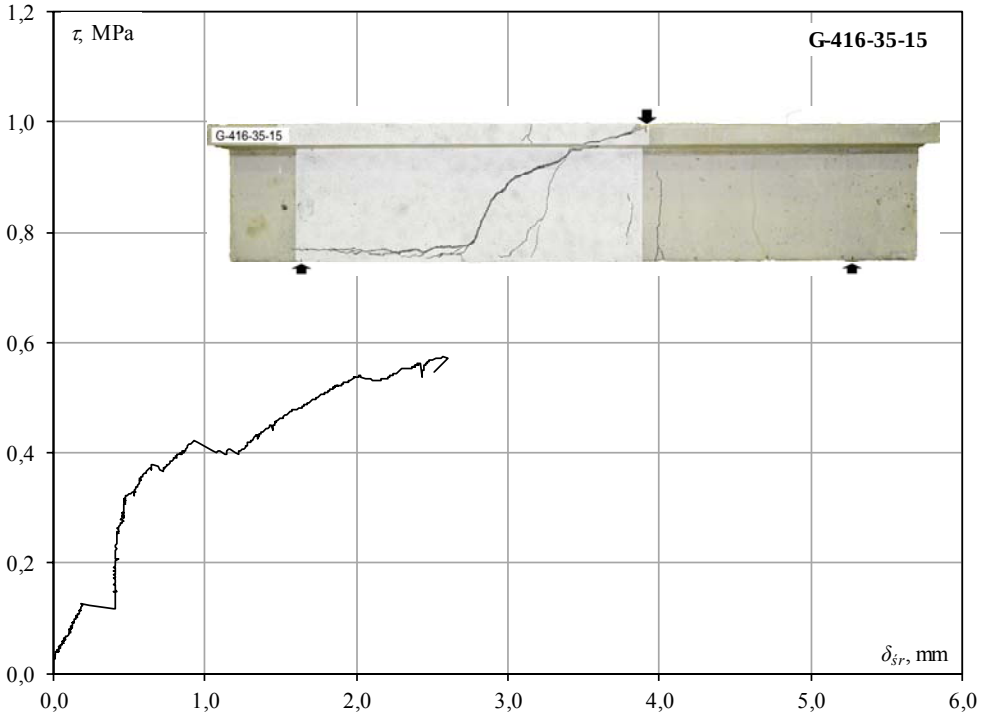
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-316-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-316-35-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



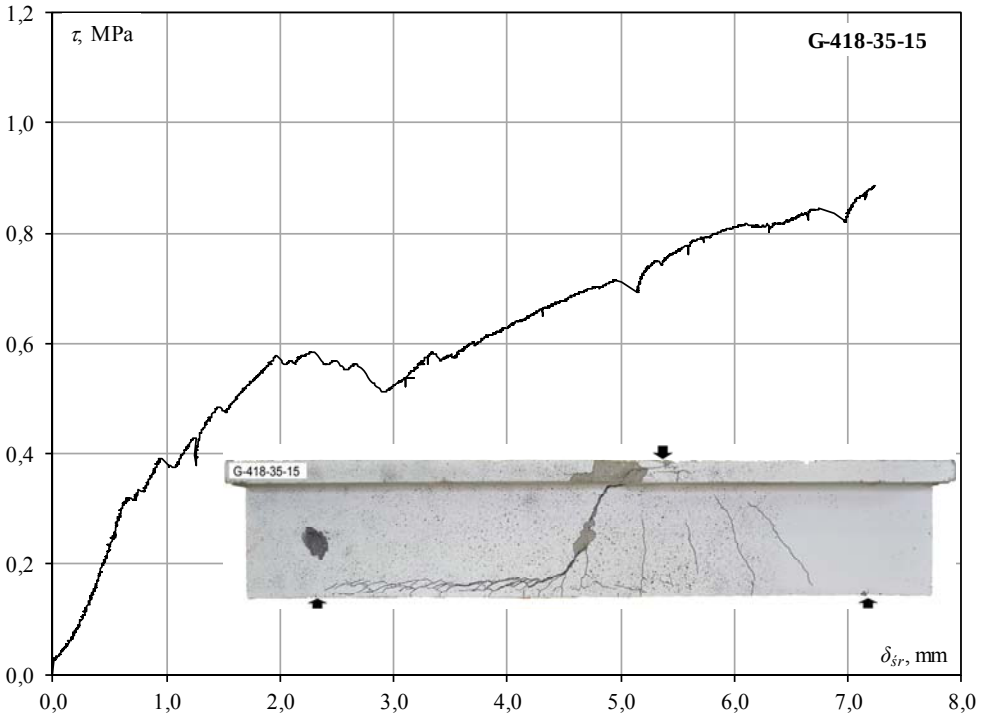
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-318-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-318-35-15



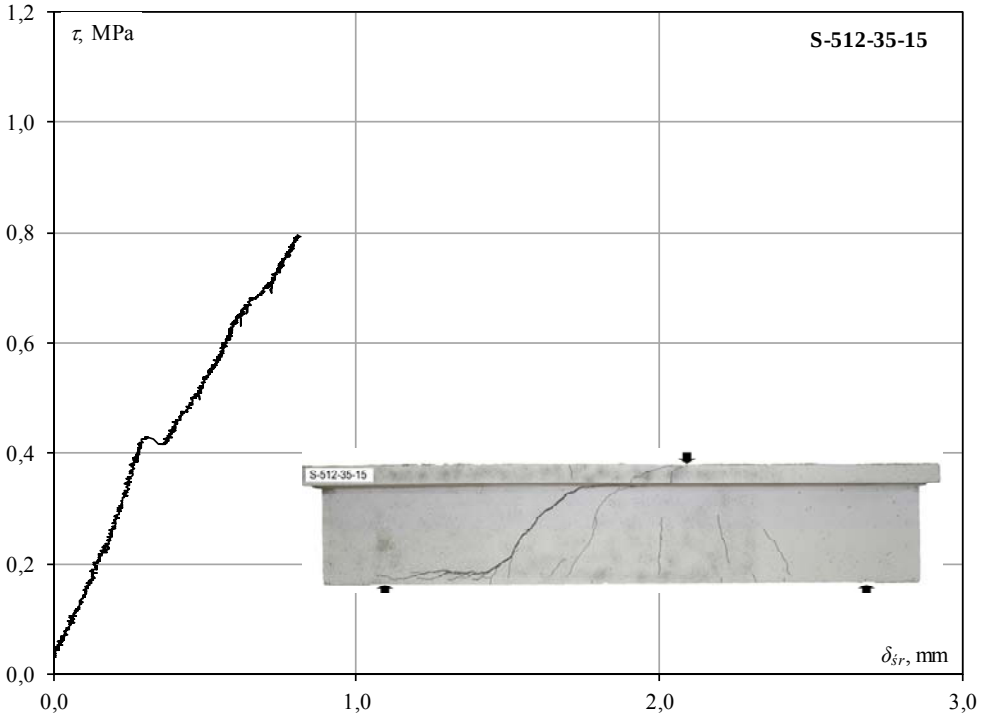
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-416-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-416-35-15

Przemieszczenia pionowe
Vertical displacement

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



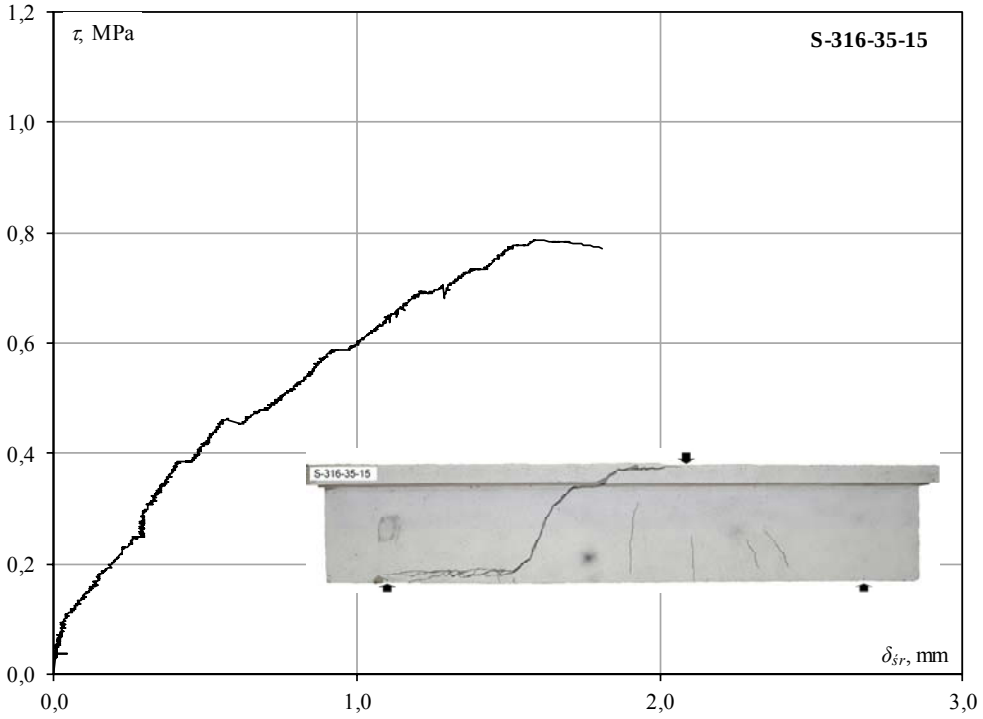
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-418-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-418-35-15



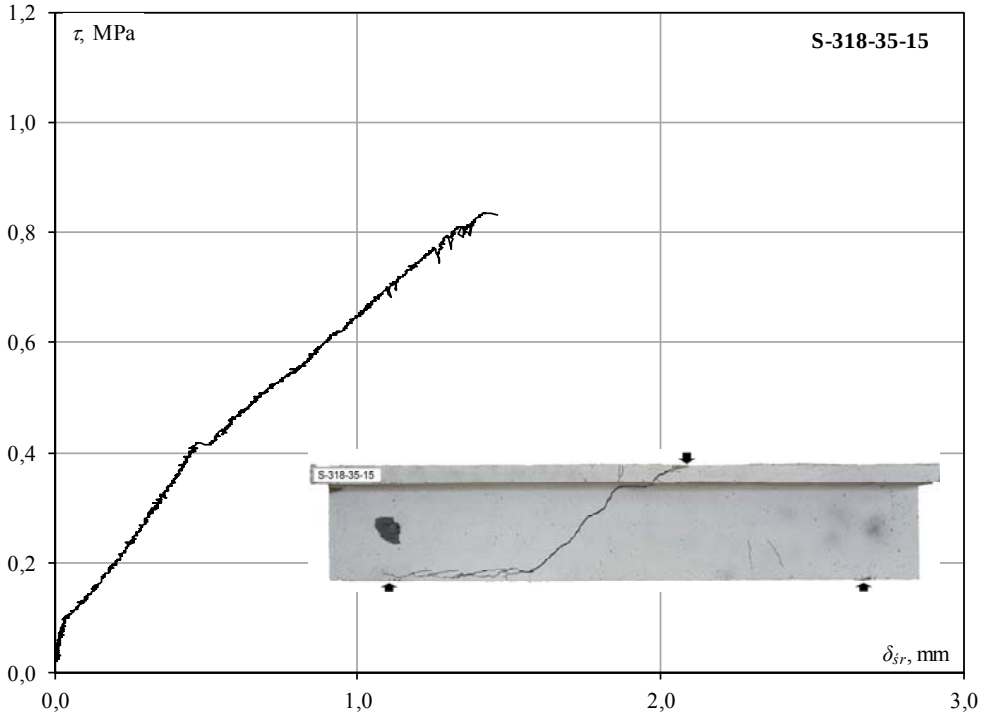
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-512-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-512-35-15

Przemieszczenia pionowe belek
Vertical displacement of beams

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



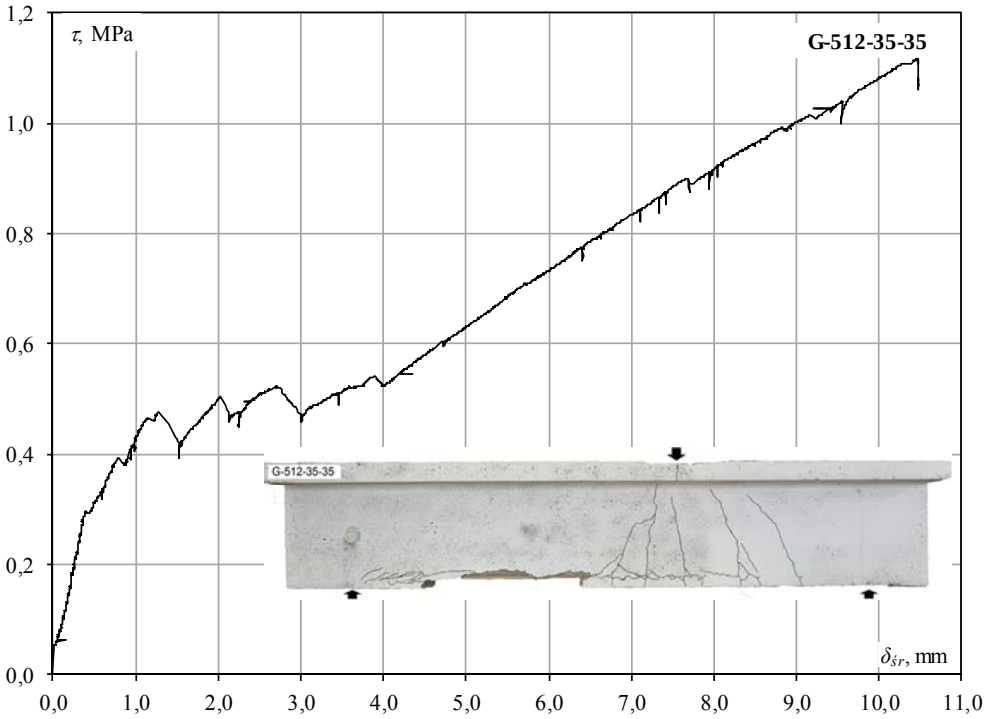
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-316-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-316-35-15



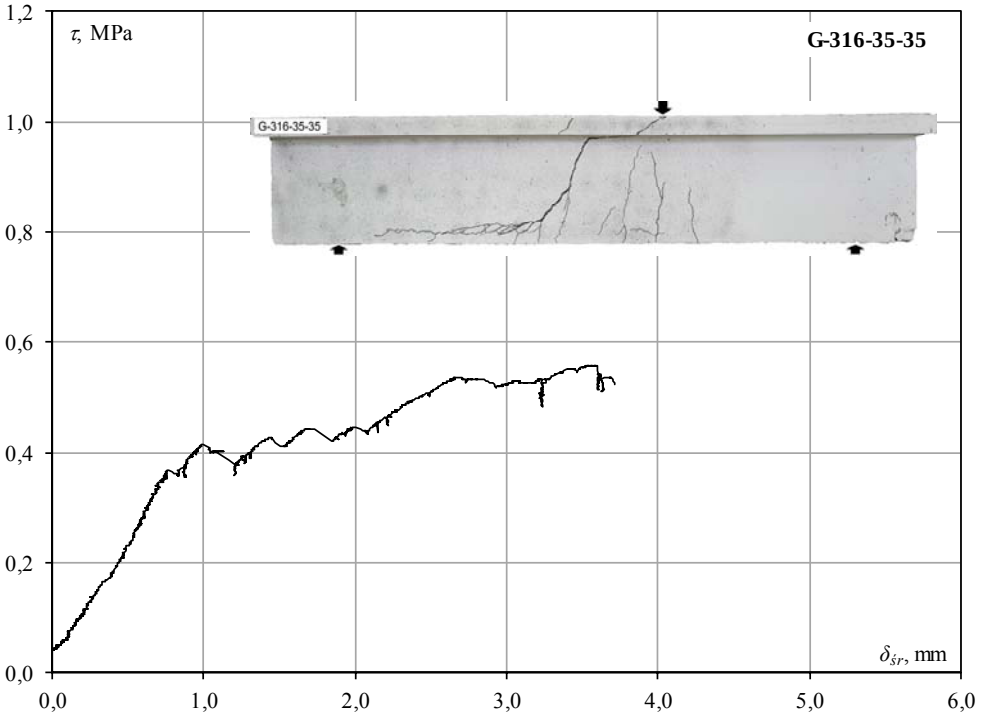
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-318-35-15
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-318-35-15

Przemieszczenia pionowe belek
Vertical displacement of beams

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



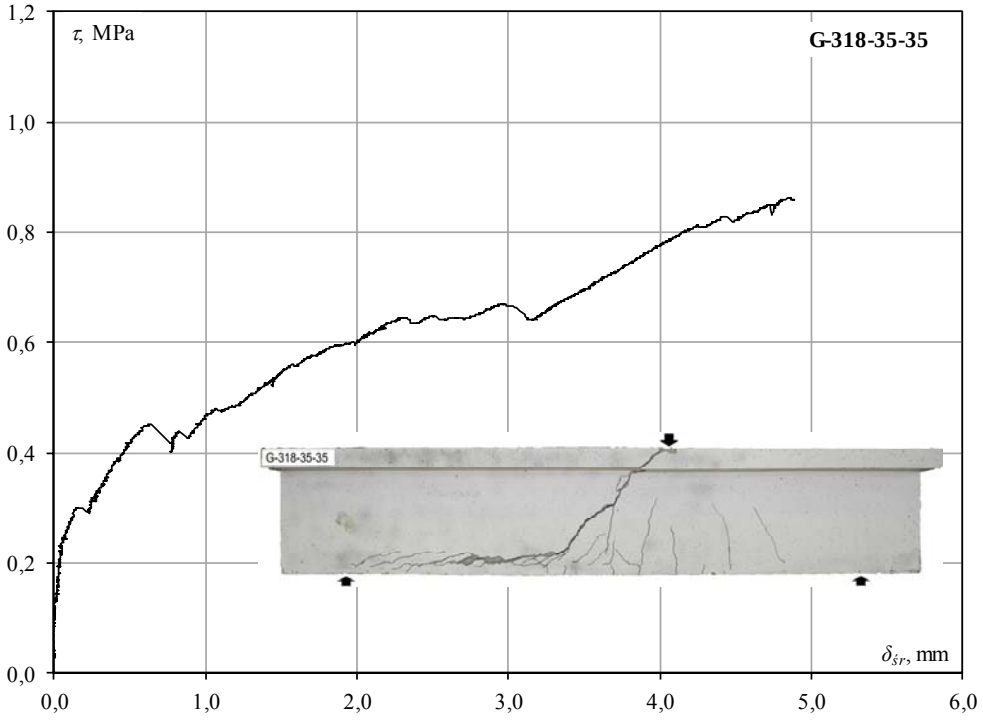
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-512-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-512-35-35



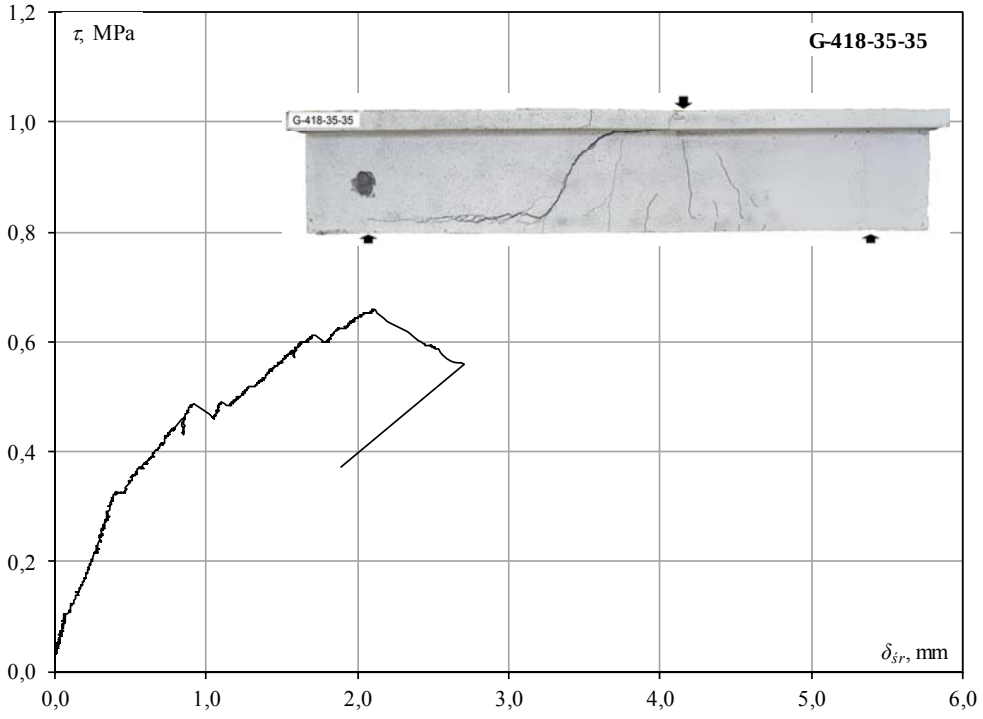
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-316-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-316-35-35

Przemieszczenia pionowe belek
Vertical displacement of beams

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



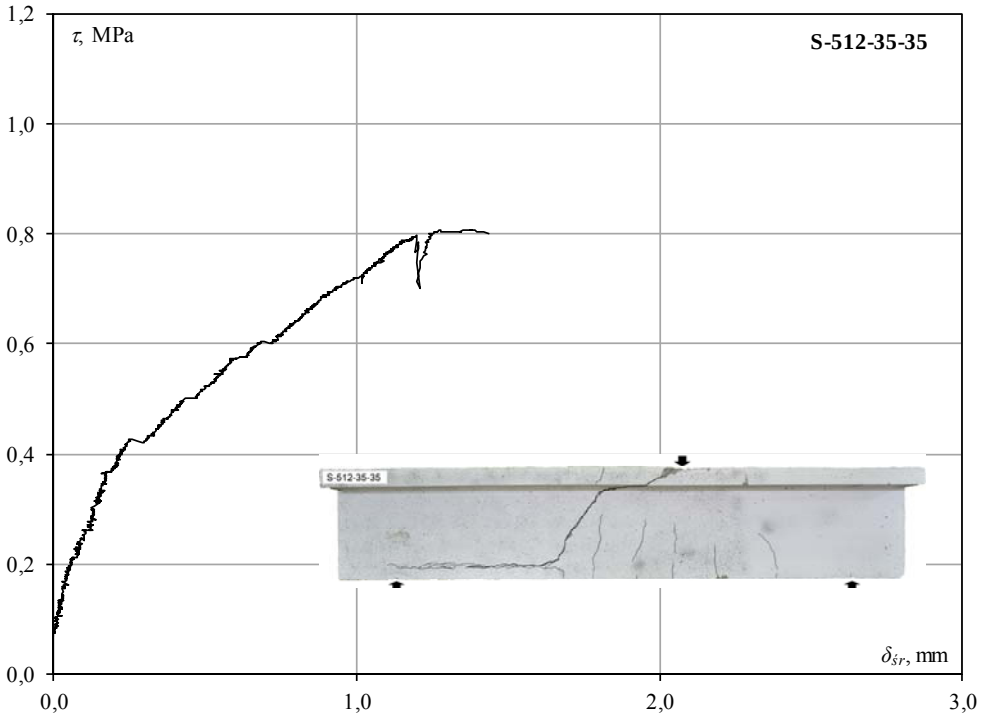
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-318-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-318-35-35



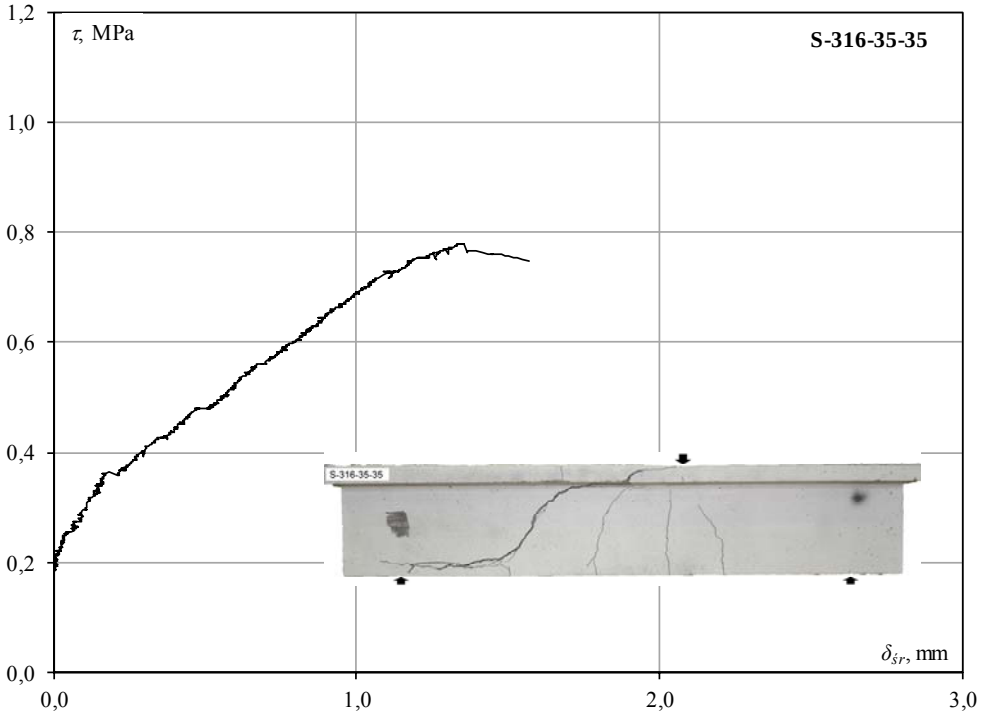
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki G-418-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam G-418-35-35

Przemieszczenia pionowe belek
Vertical displacement of beams

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



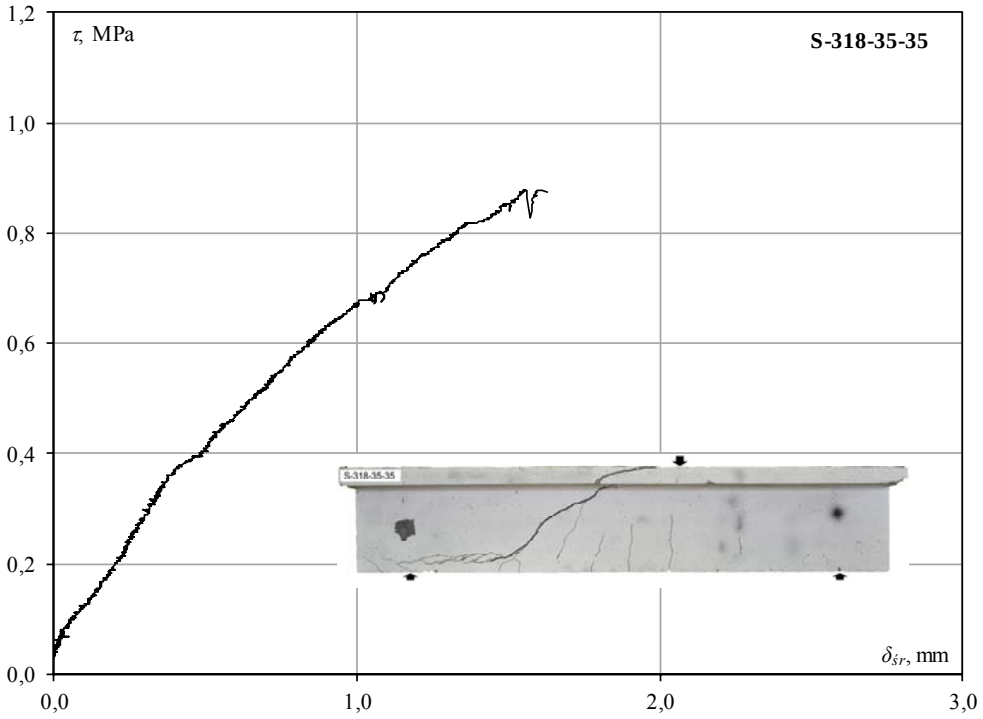
Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-512-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-512-35-35



Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-316-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-316-35-35

Przemieszczenia pionowe belek
Vertical displacement of beams

Wykresy przemieszczeń pionowych, $\delta_{śr}$
Vertical displacements, $\delta_{śr}$



Zależność $\tau - \delta_{śr}$ dla belki S-318-35-35
Relationship $\tau - \delta_{śr}$ for beam S-318-35-35