

© 2021. D. Szczech, R. Kotynia.

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial-NoDerivatives License (CC BY-NC-ND 4.0, <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>), which permits use, distribution, and reproduction in any medium, provided that the Article is properly cited, the use is non-commercial, and no modifications or adaptations are made.



# EFFECT OF SHEAR REINFORCEMENT RATIO ON THE SHEAR CAPACITY OF GFRP REINFORCED CONCRETE BEAMS

D. SZCZECH<sup>1</sup>, R. KOTYNIA<sup>2</sup>

The paper presents results of experimental tests carried out on concrete beams reinforced with glass fibre polymer reinforced (GFRP) bars, which have become recently one of the main substitutes for traditional steel reinforcement. GFRP bars were used in this research as the longitudinal and transverse reinforcement. An objective of the study was to investigate the influence of the shear reinforcement ratio on the shear capacity of GFRP reinforced concrete beams in comparison with the corresponding beam without shear reinforcement. Single-span, simply-supported T-section beams reinforced in flexure with 5 GFRP bars of 25 mm diameter were reinforced in shear with closed GFRP stirrups of 8 mm diameter applied in three variable spacings: 250 mm, 200 mm and 120 mm. The analysis of test results, failure modes and shear capacity is discussed in the paper in respect to investigated parameters.

*Keywords: shear capacity, GFRP bars, concrete beams, failure mode, strain*

<sup>1</sup> MSc., Eng., Lodz University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, Poland, e-mail: damian.szczech@p.lodz.pl

<sup>2</sup> Prof., DSc., PhD., Eng., Lodz University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, Poland, e-mail: renata.kotynia@p.lodz.pl

## 1. INTRODUCTION

Fibre reinforced polymer (FRP) bars have been increasingly used as one of the main substitutes for traditional steel reinforcement. The paper presents the results of experimental tests on concrete beams reinforced with glass fibre reinforced polymer (GFRP) bars used as the longitudinal and transverse reinforcement. There are several reasons of using the non-metallic reinforcement: non-magnetic properties, high strength, low weight in comparison to strength and good corrosion resistance [5].

The aim of the research was to investigate the shear failure mechanisms in beams reinforced with longitudinal and transverse GFRP bars. The complex stress state due to combination of the shear force and the bending moment is difficult for clear description, because in transfer of the shear force collaborate: concrete, transverse reinforcement and indirectly longitudinal reinforcement. Determining the shear capacity of concrete in beams with transverse reinforcement becomes more difficult, when the longitudinal reinforcement is made of fibre reinforced polymer (FRP), which is unlike steel reinforcement fully anisotropic material. The objective of the study was to investigate the influence of the shear reinforcement ratio on the shear capacity of the GFRP reinforced concrete beams in comparison to the beam without shear reinforcement.

A state of the art in the shear research of RC beams indicated the influence of the following variable parameters on the shear strength: longitudinal reinforcement ratio, transverse reinforcement ratio, stirrups diameter and their spacing [4-13]. The influence of longitudinal reinforcement ratio on the shear strength of FRP RC beams was indicated in [6]. With an increase in the longitudinal reinforcement ratio, there is a decrease in the crack depth and the crack width. The published studies confirmed that transverse reinforcement ratio and nominal shear strength vary almost linearly, which is in agreement with the design guidelines [9]. Moreover, the lower is the axial stiffness of the FRP reinforcement, the greater is the tensile strain in the longitudinal reinforcement. The shear concrete contribution depends on the stiffness of the longitudinal reinforcement and with increase in its stiffness, the shear capacity of concrete increases [6, 8, 12]. The shear span to effective depth ratio  $a/d$  is another parameter that significantly influences the shear strength [4, 6]. The shear concrete contribution is a function of the concrete compressive strength. As it was justified in the literature the concrete strength is the parameter, which effects the shear cracking load [13]. While comparing the normal strength concrete ( $< 60$  MPa) and high strength concrete ( $> 60$  MPa), it was observed that the shear capacity of concrete beams increases with the increase in the concrete compressive strength [8].

The stirrups spacing gives another strong effect on the shear capacity. With decrease in the stirrups spacing the ultimate shear strength increases (both concrete and transverse shear strength).

## 2. EXPERIMENTAL PROGRAM

### 2.1. TEST SPECIMENS

The three-point loaded beams with a shear span-to-depth ratio ( $a/d$ ) equal to 3.15 referring to the slender beams, guaranteed no arch effect. Single-span simply-supported T-section beams ( $b_{\text{eff}} = 650$  mm,  $b_w = 250$  mm,  $h_f = 80$  mm,  $h_{\text{tot}} = 400$  mm) with the axis span of 1800 mm were tested. The load was located at a tested distance of 1050 mm from the support. The longitudinal reinforcement consisted of 5 GFRP bars with 25 mm diameter (longitudinal reinforcement ratio  $\rho_l = 2.91\%$ ). The transverse reinforcement was applied in the form of closed GFRP stirrups with 8 mm bar's diameter in three different spacings:  $s_f = 250$  mm, 200 mm and 120 mm, corresponding to three transverse reinforcement ratios  $\rho_s$ : 0.16%, 0.20% and 0.33%, respectively. To investigate the stirrups effect on the shear capacity, one beam was tested without transverse reinforcement. Details of variable parameters analysed in the research are summarized in Table 1. The beams nomenclature consist of TG-n# $\phi_1$ - $\phi_s$ / $s_f$ , where: T – T-section; G – GFRP reinforcement; n – number of longitudinal reinforcement;  $\phi_1$  – its diameter, 25 mm;  $\phi_s$  – stirrup diameter, 8 mm;  $s_f$  – stirrup spacing (120, 200, 250 mm); N – beam without stirrups.

Table 1. Specimen details.

Element	Flexural reinforcement ratio $\rho_l$ [%]	Shear reinforcement ratio $\rho_s$ [%]	Stirrups diameter $\phi_s$ [mm]	Stirrups spacing $s_f$ [mm]
TG-525-8/250	2.91	0.16	8	250
TG-525-8/200	2.91	0.20	8	200
TG-525-8/120	2.91	0.33	8	120
TG-525-N	2.91	0	No stirrups	

The static scheme and geometry of the beams and reinforcement details are shown in Figure 1 and Figure 2. Only the left part of the beams from the loading point was investigated and analysed in shear. However, the opposite side was not considered and analysed in shear failure because it was heavily reinforced with steel stirrups and diagonal bent bars to prevent beam failure on this side.

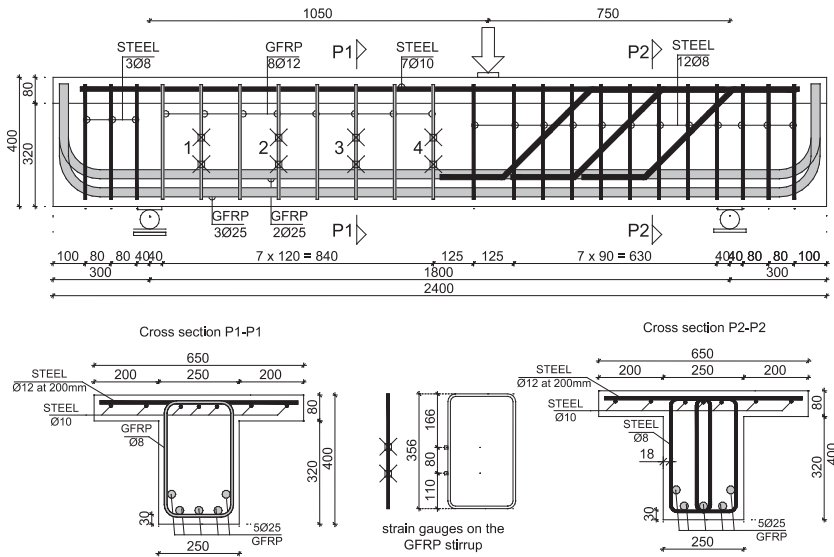


Fig. 1. Geometry and beam reinforcement

## 2.2. MATERIAL CHARACTERISTICS

Both types of reinforcement (longitudinal bars and stirrups) were made of the GFRP bars with single braid ribs. Strength characteristics of GFRP and steel reinforcement is shown in Table 2. The tensile strength of GFRP bars ( $\phi_1 = 25$  mm) exceeds 1000 MPa and its modulus of elasticity exceeds 60 GPa (based on the producer). The additional steel reinforcement was made of steel B500A class.

Table 2. Properties of GFRP and steel bars.

Type of bar	Bar diameter [mm]	Mechanical properties		
		$f_{sym}$ [MPa]	$f_{sum}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
GFRP bars	8	---	1529 (test)	78.9
	12	---	1445 (test)	73.1
	25	---	> 1000 (producer)	> 60
Steel bars	8	609	722	197.2
	12	532	681	199.2
	16	554	690	195.5

The beams were made of ready-mixed concrete consisting of: sand, crushed stone aggregate (grain diameter of 8 mm), water, CEM I 52.5 Rudniki and plasticizer. The average values of compressive (cylinder -  $f_{c,cyl}$ ; cubic -  $f_{c,cube}$ ), tensile concrete strength ( $f_{ct}$ ) and its elasticity modulus ( $E_c$ ) are presented in Table 3.

Table 3. Concrete strength characteristics.

Element	Age [days]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_c$ [GPa]
TG-525-N	62	39.8	42.5	3.4	31.6
TG-525-8/250	68	39.4	47.7	3.7	31.0
TG-525-8/200	90	39.1	49.9	3.5	29.6
TG-525-8/120	104	39.7	48.7	3.6	28.8

### 2.3. TEST SETUP AND MEASUREMENTS

The beams were tested in a specially constructed test set-up composed of steel frame structure made of steel plate girders, a hydraulic jack attached to the upper part of the frame and the steel hinged supports (one movable) and a measurement stand system SAD 256. The load was transferred via steel cross-beam on the full width of the flange. The beam was loaded gradually with 5 kN intervals until cracking, and then with 10 kN intervals until failure of the beam.

The measuring device consisted of several linear variable differential transducers (LVDT). The LVDT gauges were installed in the triangular rosettes placed in the middle zone of the beam. The LVDT gauges for deflection measurements were applied along the entire length of the beam (Fig. 2). Additional strain gauges were installed on the GFRP stirrups and on the longitudinal reinforcement (Fig. 1).

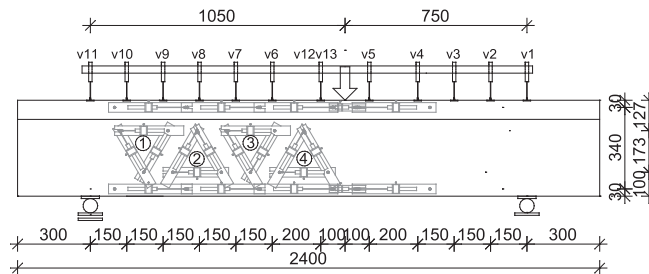


Fig. 2. Location of LVDT gauges.

### 3. ANALYSIS OF THE TEST RESULTS

#### 3.1. CRACK PATTERN AND FAILURE MODES

All beams indicated shear failure in the left support region, which was analysed in shear. As it was expected, the shear failure was not observed in the right part of the beam.

In the beam without stirrups (TG-525-N), only one shear crack led to the beams failure, while in the beams with the GFRP stirrups, more diagonal cracks appeared and joined in one critical shear crack leading to the shear failure.

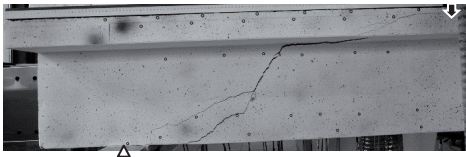


Fig. 3. Failure mode of TG-525-N beam.

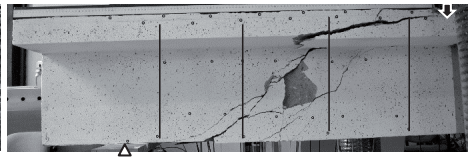


Fig. 4. Failure mode of TG-525-8/250 beam.

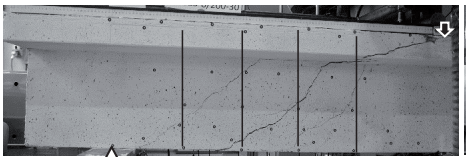


Fig. 5. Failure mode of TG-525-8/200 beam.

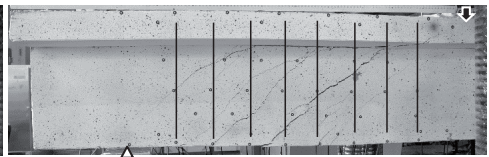


Fig. 6. Failure mode of TG-525-8/120 beam.

In the beams with shear GFRP reinforcement the flexural cracks with almost vertical arrangement occurred initially and propagated towards the support as the inclined cracks in a diagonal direction from the support to the loading point.

Subsequently, small cracks appeared as a secondary bending cracks, located between two adjacent primary cracks. These cracks developed under higher load level with the smaller length than that of the primary cracks. After initial shear cracking (under the load  $F_{cr,s}$ ), the cracks formed from the centre of the beams height to the support. These cracks developed both into the longitudinal tensile reinforcement and into the upper compressive zone of the beam. At the same time, the primary bending cracks started to be closer. With the load increasing, the shear crack cut the flange and it developed towards the load point leading to the shear failure. The final crack patterns of the selected beams are presented in Figures 3-6. The higher transversal reinforcement affected more intensive shear cracking but with the smaller crack width.

### 3.2. TEST RESULTS

The test results are summarized in Table 4. Based on the beams observation and the tensile concrete strain measurements, all tested beams confirmed flexural cracking under the load  $F_{cr,f} = 65\text{--}70$  kN. A diagonal shear cracking was significantly affected by the transverse reinforcement ratio. The increase in the shear reinforcement ratio caused the increase in the shear cracking load ( $F_{cr,s}$ ), and strength of the beams ( $V_{ult}$ ) corresponding with the ultimate load ( $F_{ult}$ ). The shear forces ( $V_i$ ) corresponding to the flexural cracking ( $F_{cr,f}$ ), shear cracking ( $F_{cr,s}$ ) and the ultimate load ( $F_{ult}$ ) are presented for the tested beams in Table 4.

Table 4. Test results.

Element	$\rho_s$ [%]	$F_{cr,f}$ [kN]	$F_{cr,s}$ [kN]	$V_{cr,s}$ [kN]	$F_{ult}$ [kN]	$V_{ult}$ [kN]	$\eta$ [-]
TG-525-N	0	69	165	69	262	109	---
TG-525-8/250	0.16	65	200	83	450	188	1.72
TG-525-8/200	0.20	70	240	100	590	246	2.25
TG-525-120	0.33	70	250	104	780	325	2.98

The increase in the shear reinforcement ratio caused an increase in the shear capacity. Double reduction in the stirrup spacing caused an increase in the shear strength by 125%. The increase in the shear capacity ratio of the shear reinforced beams ( $V_{ult}$ ) comparing to the beam without shear reinforcement ( $V_{ult,N}$ ) (parameter  $\eta = V_{ult} / V_{ult,N}$ ) shown in Table 4 determines an effect of the transverse reinforcement ratio on the shear strength increase. Application of the transverse reinforcement equal of 0.16% caused the increase of the shear capacity by 72% comparing to the beam without shear reinforcement. The increase in the shear reinforcement ratio by 25% between the beam TG-525-8/250 and TG-525-8/200 caused the increase in the shear capacity by 31%. However, twice higher the shear reinforcement ratio in the beam TG-525-8/120 ( $\rho_s = 0.33\%$ ) comparing to the beam TG-525-8/250 ( $\rho_s = 0.16\%$ ) caused the increase in the shear capacity by 73%.

The location of the crack described by the distance from the beginning of the critical crack to the support ( $s_{cr}$ ) and the critical shear crack inclination ( $\alpha_{cr}$ ) changed in the beams depending on the transverse reinforcement ratio (Table 5). The higher is transverse reinforcement ratio, the further from the support is located the shear crack. The beams with the shear reinforcement indicated quite similar critical shear crack inclination. However, an increase in the angle of the cracks was noticeable. A significant difference in the failure mode was observed in the beam without transverse reinforcement (TG-525-N). The inclination angle of the shear crack was much higher than it was observed in the

beams with stirrups. The smaller was the crack inclination, the longer was the horizontal projection of this crack and the closer was the end of the crack position from the loading force in the compressive zone.

Table 5. Failure crack details.

Element	$s_{cr}$ [mm]	$\alpha_{cr}$ [°]	$u_{max}$ [mm]	$w_{max}$ [mm]				
				240 kN	260 kN	340 kN	420 kN	540 kN
TG-525-N	230	55	3.7	---	---	---	---	---
TG-525-8/250	270	41	10.0	0.25	0.40	---	---	---
TG-525-8/200	320	40	8.4	0.20	0.25	0.55	1.00	---
TG-525-8/120	400	38	6.6	0.10	0.20	0.40	0.60	0.90

The last columns in Table 5 shows the width of the critical shear crack ( $w_{max}$ ) at different loading levels. The increase in the transverse reinforcement ratio caused a significant reduction in the width of the critical shear crack opening corresponding to the chosen load levels.

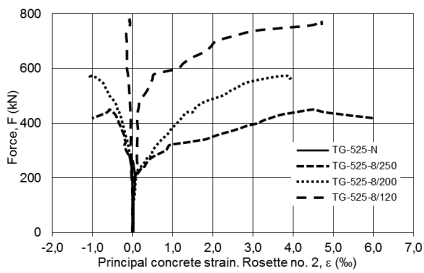


Fig. 7. Principal concrete strain. Rosette no. 2.

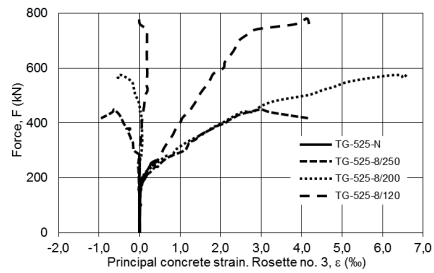


Fig. 8. Principal concrete strain. Rosette no. 3.

Figures 7 and 8 show the principal (tensile  $\epsilon_{t,av}$  and compressive  $\epsilon_{c,av}$ ) concrete strain measured by two middle rosettes crossed by the critical shear crack (rosettes no 2 and 3 in Figure 2). With the increase in the transverse reinforcement ratio the beams stiffness increases, that is confirmed by inclination of principal concrete strain curves. The highest difference in the beam deformability is visible between the beams with and without shear reinforcement.

Figure 9 presents the horizontal compressive and tensile concrete strain of the tested beams under the point load. The maximum compressive concrete strain did not exceed value of 0.008. The concrete compressive failure was not observed in the tested beams.

In the beams with transverse reinforcement, two strain gauges were placed on every second stirrup in the observed shear region (GFRP stirrups in Fig. 1). Figures 10 and 11 show strains of GFRP stirrups registered by the electric strain gauges. Fig. 11 shows the strain values registered on the second GFRP



stirrup from the left support, where the highest strain value of 0.0077 was registered in the beam TG-525-8/200. In other two beams, the maximum strain values were reached on the stirrups located on the first side of the point load, with the maximum strain values of 0.0069 and 0.0095 registered for the beams TG-525-8/250 and TG-525-8/120, respectively. An increase in the transverse reinforcement ratio caused the increase in the shear capacity of the beams and the increase in the strain values in the analysed stirrups.

Rupture of the stirrups or loss of bond between bars and concrete was not observed in the tested beams. It was justified in the tensile tests of 8 mm diameter GFRP bars, which indicated the ultimate tensile strain of more than 0.018.

It should be emphasized that the maximum strain of the stirrups registered in the test were significantly higher than the design strain limit according to the existing codes ( $\epsilon_{vfrp,lim} = 0.004$  in ACI 440.1R-06 and CNR-DT 203/2006;  $\epsilon_{vfrp,lim} = 0.005$  in CAN/CSA S806-12) [1-3].

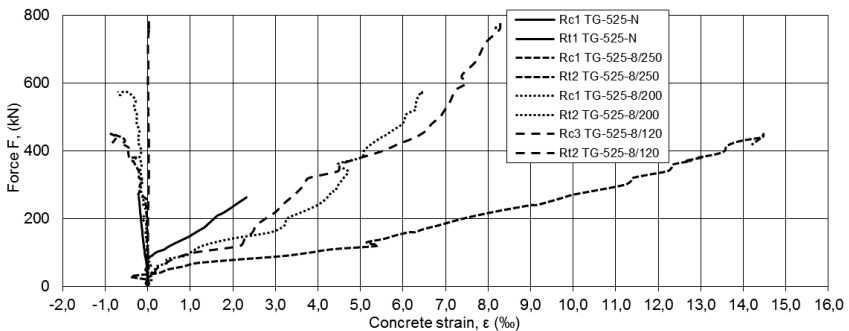


Fig. 9. Tensile and compressive concrete strain, under the point load.

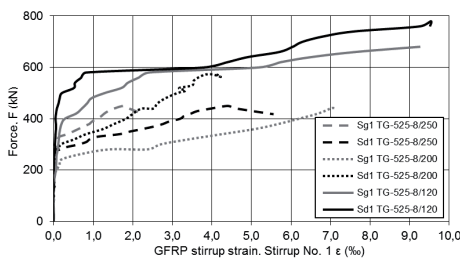


Fig. 10. Strain of GFRP stirrup no 1.

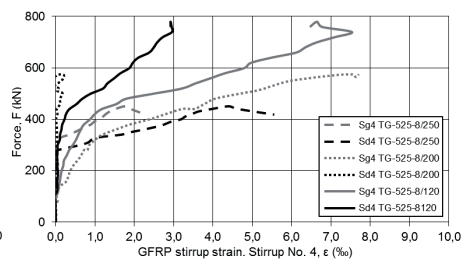


Fig. 11. Strain of GFRP stirrup no 4.

Moreover the increase in the transverse reinforcement ratio by reducing of the stirrups spacing caused the increase in the beams stiffness, confirmed by significantly lower deflections (Table 5). The

increase in the shear reinforcement ratio from 0.16% by 0.20% up to 0.32% caused the decrease in the maximum deflection under the point load equal of 10.0 mm, 8.4 mm and 6.6 mm, respectively.

### 3. CONCLUSIONS

The paper presents a part of the extensive research program of the shear strength of GFRP reinforced concrete beams. The shear tests indicated promising results referring to the effect of shear reinforcement ratio on the shear strength of GFRP reinforced concrete beams. The higher transverse reinforcement ratio was applied, the more cracks appeared but with the smaller opening width. The increase in the shear reinforcement ratio caused an increase in the shear strength of the tested beams and led to the shear cracking under the higher load, confirmed by the higher strain values of the GFRP stirrups. The common shear failure mode occurred in all tested beams, however fracture of the stirrups was not observed.

The authors gratefully acknowledge the FiReP International AG, which supplied the GFRP reinforcement for the experimental tests.

### REFERENCES

1. ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, ACI 440.1R-06, no. May. ACI (American Concrete Institute), 2006, pp. 1–97.
2. CNR-DT 203/2006, Guide for design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars. Rome, Italy, 2006.
3. C. S. Association, CAN/CSA S806-12 Design and construction of building components with fibre reinforced polymers. Toronto, Canada, 2012.
4. Nagasaka, Tomoya, Hiroshi Fukuyama, and Masamaru Tanigaki. "Shear performance of concrete beams reinforced with FRP stirrups." Special publication 138 (1993): 789-812.
5. Tottori, S., and H. Wakui. "Shear capacity of RC and PC beams using FRP reinforcement." Special Publication 138 (1993): 615-632.
6. Zhao, W., K. Maruyama, and H. Suzuki. "Shear behavior of concrete beams reinforced by FRP rods as longitudinal and shear reinforcement." RILEM PROCEEDINGS. CHAPMAN & HALL, 1995.
7. Nakamura, Hikaru, and Takeshi Higai. "Evaluation of shear strength of concrete beams reinforced with FRP." Doboku Gakkai Ronbunshu 1995.508 (1995): 89-100.
8. El-Sayed AK, El-Salakawy EF, Benmokrane B (2006a) "Shear capacity of high-strength concrete beams reinforced with FRP bars". ACI Structural Journal 103(3):383–389
9. Nehdi M, El Chabib H, Aly Said A. (2007) "Proposed shear design equations for FRP-reinforced concrete beams based on genetic algorithms approach". ASCE J Mater Civ Eng 19(12):1033–1042
10. Josef Hegger, Jorg Niewels, Martin Kurth. "Shear analysis of concrete members with Fiber-Reinforced Polymers (FRP) as internal reinforcement". FRPRCS-9 Sydney, Australia, July 2009
11. Ehab A. Ahmed, Ehab F. El-Salakawy, Brahim Benmokrane. „Shear Performance of RC Bridge Girders Reinforced with Carbon FRP Stirrups” Journal of Bridge Engineering ASCE (2010)
12. El-Sayed AK, El-Salakawy, and Brahim Benmokrane. "Shear strength of one-way concrete slabs reinforced with FRP". ASCE J Compos Constr 9(2):147–157. 2005
13. Ahmed EA, El-Salakawy EF, Benmokrane B (2010) "Performance evaluation of glass fiber-reinforced polymer shear reinforcement for concrete beams. ACI Structural Journal 107(1): 53–62

**LIST OF FIGURES AND TABLES:**

Fig. 1. Geometry and beams reinforcement

Rys. 1. Geometria i zbrojenie belki

Fig. 2. Location of LVDT gauges

Rys. 2. Lokalizacja czujników LVDT

Fig. 3. Failure mode of TG-525-N beam

Rys. 3. Obraz zniszczenia belki TG-525-N

Fig. 4. Failure mode of TG-525-8/250 beam

Rys. 4. Obraz zniszczenia belki TG-525-8/250

Fig. 5. Failure mode of TG-525-8/200 beam

Rys. 5. Obraz zniszczenia belki TG-525-8/200

Fig. 6. Failure mode of TG-525-8/120 beam

Rys. 6. Obraz zniszczenia belki TG-525-8/120

Fig. 7. Principal concrete strain. Rosette no. 2

Rys. 7. Główne odkształcenie betonu. Rozeta nr. 2

Fig. 8. Principal concrete strain. Rosette no. 3

Rys. 8. Główne odkształcenie betonu. Rozeta nr. 3

Fig. 9. Tensile and compressive concrete strain, under the point load

Rys. 9. Odkształcenia rozciągające i ściskające w betonie, w miejscu obciążenia

Fig. 10. Strain of GFRP stirrup no 1

Rys. 10. Odkształcenia w strzemienu GFRP nr 1

Fig. 10. Strain of GFRP stirrup no 4

Rys. 10. Odkształcenia w strzemienu GFRP nr 4

Tab. 1. Specimen details

Tab. 1. Szczegóły próbek

Tab. 2. Properties of GFRP and steel bars

Tab. 2. Właściwości prętów GFRP i stalowych

Tab. 3. Concrete strength characteristics

Tab. 3. Charakterystyka wytrzymałości betonu

Tab. 4. Test results

Tab. 4. Wyniki badań

Tab. 5. Failure crack details

Tab. 5. Szczegóły zarysowania

## WPLYW STOPNIA ZBROJENIA POPRZECZNEGO NA NOŚNOŚĆ ŚCINANIA BELEK ZBROJONYCH PRĘTAMI GFRP

*Słowa kluczowe:* nośność na ścinanie, pręty GFRP, betonowa belka, mechanizm zniszczenia, odkształcenia.

### STRESZCZENIE:

W artykule przedstawiono wyniki badań eksperymentalnych przeprowadzonych na betonowych belkach zbrojonych prętami z włókna szklanego GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer), które w ostatnim czasie stały się jednym z głównych zamienników tradycyjnego zbrojenia stalowego. Celem badań była analiza wpływu stopnia zbrojenia poprzecznego na nośność na ścinanie belek żelbetowych zbrojonych GFRP w porównaniu z belką bez zbrojenia na ścinanie.

Zastosowano trzypunktowy schemat obciążenia belek o smukłości ścinania ( $a/d$ ) równym 3,15 co klasyfikuje belki jako smukłe, bez występowania efektu łukowego podczas ścinania. Analizie poddano jednoprzęsłowe belki o przekroju teowym ( $b_{\text{eff}} = 650$  mm,  $b_w = 250$  mm,  $h_f = 80$  mm,  $h_{\text{tot}} = 400$  mm) o rozpiętości w osiach podpór 1800 mm. Obciążenie skupione przyłożono w odległości 1050 mm od podpory. Zbrojenie podłużne składało się z 5 prętów GFRP o średnicy 25 mm (stopień zbrojenia poprzecznego  $\rho_t = 2,91\%$ ). Zbrojenie poprzeczne zastosowano w formie zamkniętych strzemion GFRP o średnicy 8 mm w trzech różnych rozstawach:  $s_f = 250$  mm, 200 mm and 120 mm, odpowiadające odpowiednio trzem stopniom zbrojenia poprzecznego  $\rho_s$ : 0,16%, 0,20% i 0,33%. W celu porównania wpływu rozstawu strzemion na nośność belek na ścinanie zbadano element referencyjny bez zbrojenia poprzecznego.

Belki zostały zazbrojone niesymetrycznie aby zniszczenie na skutek ścinania nastąpiło tylko w lewym obszarze przypodporowym belki, który analizowano podczas badania, drugi obszar zabezpieczono stalowym zbrojeniem poprzecznym, aby uniknąć zniszczenia na ścianie.

Oba rodzaje zbrojenia w analizowanej strefie ścinania (pręty podłużne i strzemiona) wykonano z prętów szklanych GFRP z żeberkami w postaci pojedynczego oplotu. Wytrzymałość na rozciąganie prętów GFRP ( $\sigma_t = 25$  mm) przekracza 1000 MPa a ich moduł sprężystości przekracza 60 GPa. Dodatkowe zbrojenie konstrukcyjne zostało wykonane ze stali klasy B500A.

Belki zostały przetestowane w specjalnie skonstruowanym stanowisku testowym składającym się ze stalowej konstrukcji ramowej, siłownika hydraulicznego przymocowanego do górnej części ramy i stalowych podpór przegubowych (jedna przesuwana) oraz systemu stanowiska pomiarowego SAD 256. Obciążenie zostało przekazywane za pomocą stalowej belki przyłożonej do całej szerokości półki. Belki były obciążane stopniowo co 5 kN do momentu zarysowania a następnie co 10 kN aż do zniszczenia belki. Do pomiaru odkształceń powierzchni betonu zastosowano system czujników przemieszczeń liniowych (LVDT), zainstalowanych w postaci trójkątnych rozet umieszczonych w środkowej strefie belki, podłużny układ czujników w górnej i dolnej strefie belki oraz pionowych czujników do pomiaru ugięć. Na strzemionach GFRP oraz na zbrojeniu podłużnym zainstalowano tensometry elektrooporowe.

Wszystkie belki wykazały zniszczenie przy ścinaniu w lewym obszarze belki, analizowanym podczas badania. Jak oczekiwano, nie zaobserwowano uszkodzenia przy ścinaniu w prawej części belki.

W belce bez strzemion (TG-525-N) powstała tylko jedna rysa ukośna, która doprowadziła do zniszczenia belki, natomiast w belkach ze strzemionami GFRP pojawiło się więcej rys ukośnych, które w chwili zniszczenia połączyły się w jedną krytyczną rysę niszczącą. W belkach ze zbrojeniem GFRP na ścinanie początkowo pojawiły się rysy od zginania w dolnej części belki o układzie prawie pionowym. Następnie pojawiły się małe rysy wtórne od zginania, zlokalizowane pomiędzy dwoma sąsiadującymi ze sobą rysami pierwotnymi. Zarysowanie to powstało pod większym obciążeniem a długość rys

była mniejsza niż długość rys pierwotnych. Rysy od zginania zaczęły się pochyłać tworząc ukośne rysy ścinające na kierunku od podpory do miejsca przyłożenia obciążenia.

Po początkowym zarysowaniu ścinającym (pod obciążeniem rysującym  $F_{cr,s}$ ), kolejne rysy ścinające formowały się od środka wysokości belki i wraz ze wzrostem obciążenia propagowały ukośnie zarówno w kierunku górnej strefy ściskanej jak i dolnego zbrojenia rozciąganego. W tym samym czasie pierwotne rysy od zginania zaczęły się zamykać. Następnie rysy ukośne przecinały krawędź półki belki i rozwijały prawie poziomo w kierunku przyłożenia obciążenia aż do zniszczenia na skutek ścinania. Większy stopień zbrojenia poprzecznego wpłynęło na bardziej intensywny obraz zarysowania przy ścinaniu ale szerokości rozwarcia rys były stosunkowo mniejsze.

Na podstawie obserwacji belek i pomiarów odkształcenia betonu, wszystkie badane belki rysowały się od zginania pod obciążeniem 65-70 kN. Stopień zbrojenia poprzecznego miał istotny wpływ na obciążenie rysujące belki. Wzrost stopnia zbrojenia poprzecznego na ścinanie spowodował wzrost siły rysującej ( $F_{cr,s}$ ), oraz nośność belek na ścinanie ( $V_{ult}$ ) odpowiadającej obciążeniu niszczącemu ( $F_{ult}$ ). W artykule przedstawiono i omówiono analizę wyników badań: sił ścinających ( $V_i$ ) odpowiadających zarysowaniu przy zginaniu ( $F_{cr,f}$ ), zarysowaniu przy ścinaniu ( $F_{cr,s}$ ) oraz obciążeniu niszczącym ( $F_{ult}$ ) w odniesieniu do analizowanych parametrów zmiennych.

Wzrost stopnia zbrojenia na ścinanie spowodował wzrost wytrzymałości na ścinanie. Dwukrotna redukcja rozstawu strzemion spowodowała wzrost wytrzymałości na ścinanie o 125%. Zastosowanie zbrojenia poprzecznego równego 0,16% spowodowało wzrost nośności na ścinanie o 72% w stosunku do belki bez zbrojenia poprzecznego. Wzrost stopnia zbrojenia na ścinanie o 25% spowodował wzrost nośności na ścinanie o 31%. Natomiast dwukrotny wzrost stopnia zbrojenia na ścinanie spowodował wzrost nośności na ścinanie o 73%.

Położenie rysy niszczącej opisane przez odległość początku rysy krytycznej do podpor ( $s_{cr}$ ) oraz kątem pochylenia rysy krytycznej ( $\alpha_{cr}$ ) zmieniło się wraz ze zmianą stopnia zbrojenia poprzecznego. Im wyższy był stopień zbrojenia poprzecznego, tym dalej od podpory znajdowała się rysa niszcząca od ścinania. Belki ze zbrojeniem poprzecznym wykazywały dość podobne nachylenie rysy niszczącej, jednakże wzrost kąta nachylenia był zauważalny. Istotną różnicę w obrazie zniszczenia zaobserwowano w przypadku belki bez zbrojenia poprzecznego. Kąt nachylenia rysy niszczącej był znacznie większy niż w belkach ze zbrojeniem poprzecznym. Im mniejsze pochylenie rysy niszczącej tym dłuższy rzut poziomy tej rysy i bliższe położenie końca rysy w górnej części belki od miejsca położenia obciążenia.

Wzrost stopnia zbrojenia poprzecznego spowodował znaczącą redukcję szerokości rozwarcia rysy krytycznej przy ścinaniu. Największa różnica w odkształcalności belki jest widoczna pomiędzy belkami z i bez wzmocnienia ścinającego. Maksymalne odkształcenie ściskające w betonie nie przekroczyło wartości 0,0008. W badanych belkach nie zaobserwowano zniszczenia betonu na skutek ściskania. W belkach ze zbrojeniem poprzecznym, w obserwowanym obszarze ścinania, na co drugim strzemieniu umieszczono po dwa tensometry. najwyższą wartość odkształcenia 0,0077 zarejestrowano na drugim strzemieniu GFRP od lewej podpory. Wzrost stopnia zbrojenia poprzecznego spowodował wzrost nośności belek na ścinanie oraz wzrost wartości odkształceń w badanych strzemionach.

W badanych belkach nie zaobserwowano zniszczenia strzemion ani utraty przyczepności pomiędzy prętami a betonem. Uzasadniono to w próbach rozciągania strzemion GFRP o średnicy 8 mm, które wykazywały wartości odkształceń granicznych ponad 0,018. Należy podkreślić, że maksymalne odkształcenie strzemion zarejestrowanych w badaniu było znacznie wyższe niż ograniczenie odkształceń w wyznaczaniu nośności strzemion na ścinanie, zgodnie z istniejącymi normami. Ponadto wzrost stopnia zbrojenia poprzecznego, poprzez zmniejszenie rozstawu strzemion, spowodował wzrost sztywności belek, co skutkowało znacznie niższymi ugięciami.