



# ANALYSIS OF SHEAR CAPACITY OF GFRP REINFORCED BEAMS WITHOUT STIRRUPS ACCORDING TO SELECTED DESIGN STANDARDS

M. KASZUBSKA<sup>1</sup>, R. KOTYNIA<sup>2</sup>

The aim of this paper is a comparative analysis of the experimental test results of twenty T-section beams reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars without stirrups with predicted values of the shear capacity according to the following design guidelines: draft Eurocode 2, Japanese JSCE, American ACI 440, Italian CNR- DT-203/2006, British BS according to fib Bulletin 40, Canadian CSA-S806-12 and ISIS-M03-07. Standard procedures for FRP reinforced beams based on traditional steel reinforced concrete guidelines. The longitudinal FRP reinforcement has been taken into account by its stiffness reduction related to the steel reinforcement. A basis of this modification is the assumption that the FRP-to-concrete bond behaviour is the same as it is for steel reinforcement. To assess the compatibility of predicted values ( $V_{cal}$ ) with the experimental shear forces ( $V_{test}$ ) the safety coefficient  $\eta = V_{test} / V_{cal}$  was used. The results corresponding to values  $\eta < 1$  indicates overestimation of the shear capacity, but  $\eta > 1$  means that shear load capacity is underestimated. The most conservative results of the calculated shear capacity are obtained from the ACI 440 standard. In contrast to them the best compatibility of the calculated shear values to the experimental ones indicated British BS standard, fib Bulletin 40 and Canadian CSA-S806-12 standard.

*Keywords:* shear capacity, GFRP reinforcement, concrete beams, standard procedure

<sup>1</sup> Ph.D., Eng., Lodz University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, Poland, e-mail: monika.dymecka@p.lodz.pl

<sup>2</sup> Associate Prof., Ph.D., Eng., Lodz University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź, Poland, e-mail: renata.kotynia@p.lodz.pl

## 1. INTRODUCTION

Nowadays the civil engineering sector puts a lot of emphasis on durability and low maintenance cost of new concrete structures. The materials which meet these requirements are composed of fiber reinforced polymers (FRP). Concrete structures reinforced with FRP bars are not susceptible to corrosion, therefore they are more durable over a long time of use, that reduces costs of repair and maintenance comparing to the traditional reinforced concrete (RC) structures. However, the anisotropic structure of composites means that they exhibit completely different mechanical properties in both longitudinal and transverse directions. Comparing to conventional steel reinforcement FRPs differ essentially in the fully linear-elastic behaviour, significantly higher tensile strength and lower modulus of elasticity (depending on a type of fibers). It should be emphasized that the elastic characteristic of this reinforcement limits the plastic deformation of concrete members.

The widespread use of composite reinforcement in research and real applications of new concrete structures requires the use of design guidelines for FRP reinforcement, which were developed based on the current guidelines for steel RC structures. Design provisions for concrete structures reinforced with FRP bars consider stiffness reduction in the composite reinforcement to the conventional steel reinforcement [6]. The basis of this modification is the assumption that the bond of FRP reinforcement to concrete is the same as that of steel. The main formulas for shear capacity of FRP reinforced beams without stirrups according to selected design standards are summarized in Table 1. The shear capacity is calculated according to similar principles as for RC members taking into account the difference in the elasticity modulus between FRP and steel reinforcement. However, stress redistribution using elastic-brittle FRP materials is completely different than that of steel, which relies on plasticity theory and stress redistribution following steel yielding process. Shear capacity of FRP RC elements can be design similar to steel RC structures with taking into account the reduced stiffness of FRP reinforcement according to their variable fiber properties.

In the Japanese standard JSCE [8] the modification associated with the axial stiffens of the composite reinforcement in relation to steel was introduced by  $\beta_p$  coefficient, given by Eq. (1.3). Reference modulus of elasticity  $E_0$  corresponds to the modulus of elasticity of steel (200 GPa). A draft Eurocode 2 CEN [4] proposed stiffness reduction of the longitudinal reinforcement ratio in accordance with Eq. (1.8), while modification of  $v_{\min}$  factor is proposed in Eq. (1.7). fib Bulletin 40 [6] based on the British Design Codes BS8110 with modifications to reduction of the composite reinforcement

stiffness according to the elastic modulus of FRP bars ( $E_f$ ) to the steel modulus of elasticity by ratio ( $E_f / 200$ ). However, the compressive strength of concrete in Eq. (1.9) is limited to 40 MPa ( $f_{ck} \leq 40$  MPa) and a coefficient related to the effective depth of cross-section must not exceed 0.67 ( $(400 / d)^{1/4} \leq 0.67$ ).

Table 1. Shear capacity without stirrups according to selected design standards.

Design standard	Shear procedure	
JSCE	$V_{Rd,c} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vd} b_w d / \gamma_b$ (1.1)	
	$\beta_d = \left(\frac{1000}{d}\right)^{1/4} \leq 1.5$ (1.2)	$\beta_p = \left(100 \frac{\rho_l E_f}{E_0}\right)^{1/3} \leq 1.5$ (1.3)
	$\beta_n = 1$ (1.4)	$f_{vd} = 0,2\sqrt{f_{cd}} \leq 0.72$ MPa (1.5)
CEN	$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_f f_{ck})^{1/3}) b_w d \geq v_{min} b_w d$ (1.6)	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} f_c^{1/2} / \gamma_c$ (1.7)
	$\rho_f = \frac{A_f E_f}{b_w d E_s}$ (1.8)	
BS	$V_{Rd,c} = 0.79 \left(\frac{100}{b_w d} A_f \frac{E_f}{200}\right)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{1/3} b_w d / \gamma_m$ (1.9)	
CNR	$V_{Rd,c} = \min(V_{Rd,ct}; V_{Rd,ctmax})$ (1.10)	
	$V_{Rd,ct} = 1.3 \left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{1/2} \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l) b_w d$ (1.11)	$V_{Rd,ctmax} = 0.5 v_f b_w 0,9 d$ (1.12)
	$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctd}$ (1.13)	$k_d = 1,6 - d \geq 1$ d in [m] (1.14)
	$\rho_l = \frac{A_f}{b_w d} \leq 0.02$ (1.15)	$v = 0.7 \cdot f_{ck} / 200 \geq 0.5$ (1.16)
ACI 440	$V_{Rd,c} = \frac{2}{5} \sqrt{f_{ck}} b_w k d$ (1.17)	$\eta_f = E_f / E_c$ (1.18)
	$k = \sqrt{2 \eta_f \rho_l + (\eta_f \rho_l)^2} - \eta_f \rho_l$ (1.19)	$\rho_l = A_f / (b_w d)$ (1.20)
CSA	$V_{Rd,c} = 0,05 \lambda \Phi_c k_m k_f f_{ck}^{1/3} b_w d_v$ (1.21)	$k_m = \sqrt{\frac{V_{Ed} d}{M_{Ed}}} \leq 1.0$ (1.22)
	$0.11 \varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d_v < V_{Rd,c} \leq 0.22 \varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d_v$ (1.23)	$k_r = 1 + (E_f \rho_l)^{1/3}$ (1.24)
	$d_v = \min(0.9d; 0.72h)$ (1.25)	$\rho_l = \frac{A_f}{b_w d}$ (1.26)
	$1 \leq k_a = \frac{2.5}{M_{Ed} / (V_{Ed} d)} \leq 2.5$ (1.27)	$k_s = \frac{750}{400 + d} \leq 1.0$ (1.28)
ISIS	$V_{Rd,c} = \frac{260}{1000 + d} \lambda \varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d \sqrt{\frac{E_f}{E_s}}$ (1.29)	$V_{Rd,c} = 0,2 \lambda \varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d \sqrt{\frac{E_f}{E_s}}$ (1.30)

In the Italian standard CNR [5] reduction of FRP reinforcement stiffness in relation to steel is introduced indirectly by using the global factor  $(E_f / E_s)^{1/2}$ . Moreover, the shear capacity is determined based on the tensile strength of concrete unlike other standards. If a minimum of 50% of the longitudinal reinforcement is not brought to the support, then coefficient  $k_d$  in Eq. (1.14) equals to 1.0. The shear design equation for FRP reinforced beams without stirrups presented in ACI 440.1R-15 [1] is based on the Tureyen and Frosch model [12], which takes into account a height of the compressive concrete zone by factor  $k$ , Eq. (1.19) depending on the longitudinal reinforcement ratio and ratio of the modulus of elasticity of the reinforcement to the modulus of elasticity of concrete given in Eqs. (1.18), (1.20). The concrete compressive strength in ACI 440.1R-15 is limited to 69 MPa ( $f_{ck} \leq 69$  MPa). The Canadian standard CAN/CSA-S806-12 [3] presents the most comprehensive approach for the shear resistance of FRP reinforced members. CSA is based on the Modified Compression Field Theory that assumes to calculate the shear resistance as a sum of the concrete and transverse reinforcement contributions. The shear strength of concrete includes the following effects: axial stiffens of FRP longitudinal reinforcement, concrete strength and interaction between bending moment ( $M_{Ed}$ ) and transverse force ( $V_{Ed}$ ) in the considered cross-section. The concrete compressive strength in Eqs. (1.21), (1.23) is limited to 60 MPa. The arch effect determined by  $a/d < 2.5 d$  is considered in the shear concrete strength  $V_{Rd,c}$  by coefficient  $k_a$ , Eq. (1.27). In elements with  $d > 300$  mm, the size effect is taken into account by factor  $k_s$ , Eq. (1.28). Canadian ISIS guidelines [7] based on experimental research as a simplification of ACI 440 [1] standard procedures and CSA [3] to facilitate their applications in practice. The shear capacity of elements without transverse reinforcement primarily depends on the concrete compressive strength. A difference in elasticity modulus between longitudinal FRP reinforcement and steel is taking into account by reduction of FRP axial stiffens with factor  $\sqrt{E_f / E_s} \leq 1.0$ . Moreover, the size effect is considered in elements with  $a / d > 300$  mm.

## 2. EXPERIMENTAL PROGRAM

An analysis of design procedures was performed for sixteen T-section single span, simply supported concrete beams with a clear span of 1800 mm, tested in three-point monotonic loading (Fig. 1). Shear span to depth ratio ( $a/d$ ) was approximately 3.0.

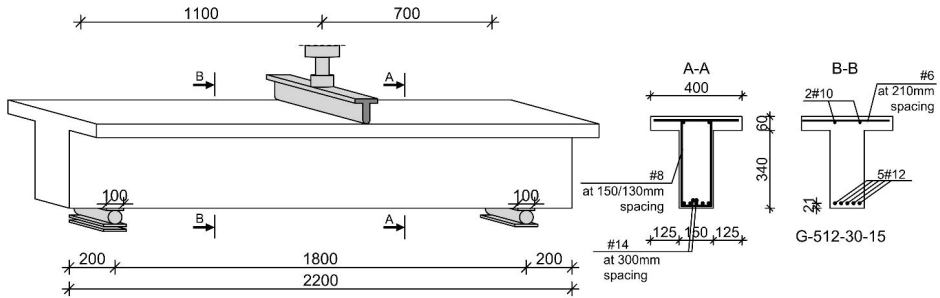


Fig. 1. The static scheme and example of reinforcement of beams.

The beams were reinforced with longitudinal GFRP bars of diameters: 12 mm, 16 mm and 18 mm. All straight GFRP bars were anchored in the steel box filled with an epoxy resin. The top longitudinal reinforcement consisted of two straight bars of 10 mm in diameter. There were no stirrups along the tested shear span, while the opposite non-tested shear span was reinforced with steel stirrups of 8 mm diameter at 130 or 150 mm spacing and the steel bent bars of 14 mm diameter to prevent the shear failure in this support (Fig. 1). The beams were cast using ready mix concrete delivered from the local batch plant. The maximum aggregate size of the concrete mixture was 8 mm diameter. The average modulus of elasticity and the maximum tensile strength registered in the test of GFRP bars equalled of 50.5 GPa (COV=1.6%) and 1071 MPa (COV=11.6%), respectively. The beams were simply supported on two steel supports with the movable one closed to the shear tested part of the beam.

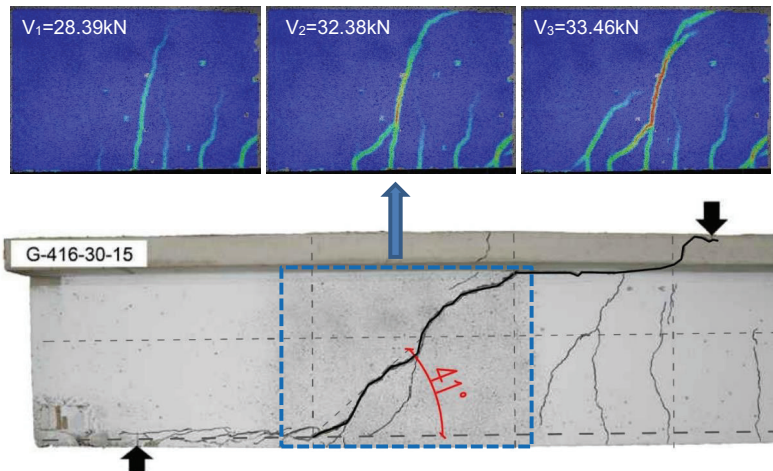


Fig. 2. The example of failure mode in G-416-30-15 beam.

The failure progressed gradually from flexure to shear that was typical shear – tension failure. The first flexural cracks occurred in mid-span of the beams. With the load increasing flexural cracks developed and a diagonal crack appeared in the shear region. Then the opening of the shear crack increased with its length extension to the top and the bottom edge of the beam. The critical shear crack usually was composed of two or three cracks. An example of failure mode in the beam G-416-30-15 is presented in Fig. 2. More details of the experimental tests and analysis of the test results were published in [9, 10].

Table 2. The details of tested beams.

Elements	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [MPa]	$E_c$ [GPa]	$d$ [mm]	$a/d$ [-]	$V_{test}$ [kN]
G-512-30-15	565	30.10	30.62	379.0	2.90	34.27
G-316-30-15	603	31.10	30.92	377.0	2.92	31.75
G-318-30-15	763	31.10	30.92	376.0	2.93	38.57
G-416-30-15	804	30.50	30.74	377.0	2.93	34.77
G-418-30-15	1018	31.10	30.92	376.0	2.94	38.14
G-312/212-30-15	565	32.30	31.27	367.8	3.01	34.78
G-318/118-30-15	1018	32.30	31.27	367.0	3.02	47.72
G-512-30-35	565	31.10	30.92	359.0	3.10	32.47
G-316-30-35	603	30.50	30.74	357.0	3.12	31.01
G-318-30-35	763	30.50	30.74	356.0	3.13	34.42
G-418-30-35	1018	30.10	30.62	356.0	3.13	39.41
G-316-35-15	603	37.05	32.59	377.0	2.97	31.31
G-318-35-15	763	37.05	32.59	376.0	2.98	33.76
G-416-35-15	804	36.02	32.31	377.0	2.97	32.43
G-316-35-35	603	35.00	32.04	357.0	3.16	29.90
G-418-35-35	1018	35.00	32.04	356.0	3.17	35.14

### 3. ANALYSIS

To assess the compatibility of predicted shear capacity based on selected design standards ( $V_{cal}$ ) with the shear forces obtained in the experimental tests ( $V_{test}$ ) the coefficient  $\eta = V_{test} / V_{cal}$  was used. The results corresponding to values  $\eta < 1$  indicate an overestimation of the shear capacity (gray area in the charts), but results corresponding to  $\eta > 1$  mean that shear load capacity is underestimated. The dead load, safety factors and all material factors are not taken into account in computational analysis. In the analysis, the cylindrical compressive concrete strength ( $f_{ck}$ ) and the average modulus of elasticity of the FRP bars obtained in the tests ( $E_f$ ) were used. The results of shear capacity according to selected design standards were presented in Table 3.

Table 3. The results of shear capacity according to selected design standards.

Elements	JSCE [kN]	CEN [kN]	BS [kN]	CNR [kN]	ACI440 [kN]	CSA [kN]	ISIS [kN]
G-512-30-15	28.44	34.67	30.55	32.28	20.64	50.20	29.55
G-316-30-15	29.31	35.73	31.49	33.46	21.45	51.16	29.92
G-318-30-15	31.67	38.60	34.03	35.76	23.82	51.23	29.86
G-416-30-15	32.05	39.07	34.44	35.92	24.24	50.66	29.63
G-418-30-15	34.86	42.49	37.45	39.47	27.06	51.23	29.86
G-312/212-30-15	28.76	35.02	30.89	33.39	20.84	52.76	29.95
G-318/118-30-15	34.95	42.55	37.55	40.16	27.07	52.82	29.90
G-512-30-35	28.11	34.20	30.20	32.20	20.28	52.37	28.87
G-316-30-35	28.47	34.63	30.58	32.26	20.67	52.00	28.47
G-318-30-35	30.76	37.41	33.04	34.56	22.95	52.07	28.41
G-418-30-35	33.71	40.99	36.21	37.94	25.93	51.73	28.23
G-316-35-15	31.07	37.88	33.38	37.61	22.86	55.84	32.66
G-318-35-15	33.58	40.92	36.07	40.19	25.39	55.91	32.60
G-416-35-15	33.88	41.30	36.40	40.13	25.76	55.06	32.20
G-316-35-35	29.81	36.25	32.02	35.36	21.74	55.71	30.50
G-418-35-35	35.44	43.11	38.08	41.96	27.41	55.78	30.44

Table 4. Comparison of experimental and predicted shear strength for selected standards.

Standard procedure	$\eta_{\min}$ [-]	$\eta_{\max}$ [-]	$\eta_m$ [-]	$\sigma_\eta$ [-]	COV [-]
JSCE	0.96	1.37	1.11	0.10	0.09
CEN	0.79	1.12	0.91	0.09	0.09
BS	0.89	1.27	1.03	0.10	0.09
CNR	0.81	1.19	0.96	0.10	0.11
ACI 440	1.26	1.76	1.49	0.14	0.10
CSA	0.54	0.90	0.66	0.09	0.13
ISIS	0.96	1.60	1.17	0.16	0.14
CSA (a)	0.82	1.14	0.92	0.09	0.09

$\eta = V_{\text{test}}/V_{\text{cal}}$ ;  $\eta_{\min}$  – minimum value of  $\eta$ ;  $\eta_{\max}$  – maximum value of  $\eta$ ;  $\eta_m$  – medium value of  $\eta$ ;  $\sigma_\eta$  – standard deviation of  $\eta$ ; COV – coefficient of variation of  $\eta$  (COV =  $\sigma_\eta/\eta_m$ )

The most conservative values of calculated shear capacity were obtained for the ACI 440 standard confirmed by zero percentage of dangerous results (Fig. 3) and the average values of  $\eta$  equal of 1.49 (Table 4). However, the mean value of  $\eta_m = 1$  was obtained in case of BS standard ( $\eta_m = 1.03$ ) and CNR standard ( $\eta_m = 0.96$ ). The shear capacity calculated according to the selected design standards for individual beams corresponded to the shear forces obtained in the tests with similar accuracy, as indicated by the values of COV of  $\eta$  about 10% (Table 4). The only CSA and ISIS standards give COV values slightly higher than the remaining standards. The control cross-section for the uniformly distributed load (if  $V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd,c}}$ , according to [1, 2, 4]) is located at a distance  $d$  from the support. However, in the Canadian standard, this cross-section is located at a distance  $d_v$  from the support, Eq. (1.25). It seems, that for the point load there are no specific regulations of the control cross-section location. The only CSA guidelines consider a location of the control cross-section by the interaction of the shear force and the bending moment. By adopting a control cross-section at a distance  $d$  from

the support centre, the maximum value of factor  $k_m = 1$  is obtained. This causes the shear capacity calculated based on Eq. (1.21), (Table 1) is higher than the upper limit value (Eq. (1.23), Table 1). Hence, the shear resistance is calculated from the formula  $V_{Rd,c} = 0.22\varphi c\sqrt{f_c}b_wd/k_s$  that makes it depends only on the cross-section dimensions and the concrete strength. The influence of concrete strength on the shear capacity is visible in Fig. 4 by clearly separating the results obtained for the elements with  $f_{cm} = 31.8$  MPa and  $f_{cm} = 35.9$  MPa. It can be seen that the calculated shear capacity for beams with similar concrete compressive strength is almost identical, despite the differences in the reinforcement ratio of the variable beams.

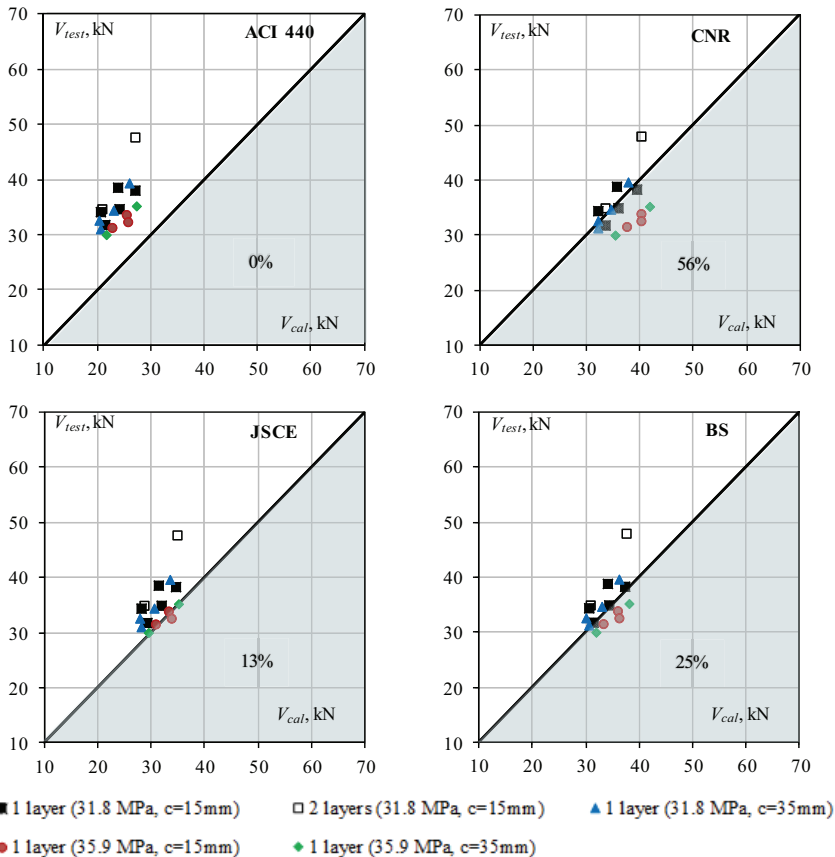


Fig. 3. The comparison of experimental values ( $V_{test}$ ) with calculation values ( $V_{cal}$ ) according to ACI 440, CNR, JSCE, BS design standard for reinforced elements of GFRP bars.



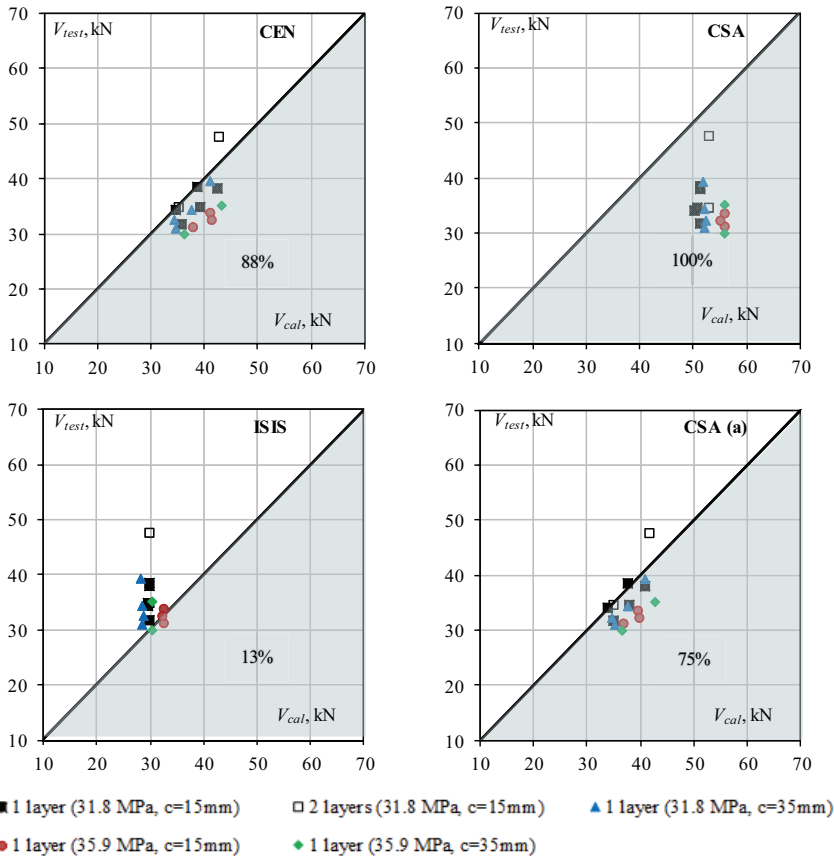


Fig. 4. The comparison of experimental values ( $V_{test}$ ) with calculation values ( $V_{cal}$ ) according to CEN, CSA, ISIS design standard for reinforced elements of GFRP bars.

In case of the analyzed beams loaded with the concentrated force, the shear capacity calculated according to CSA was closer to the real one, if the control cross-section under the point load was taken into account (chart CSA (a) in Fig. 4). This is due to the highest bending moment value that led to a decrease in  $k_m$  factor. In this case, the load capacity was calculated from the Eq. (1.21), (Table 1), which takes into account simultaneous interaction of the bending moment and the shear force ( $V_{Ed} / M_{Ed}$ ) with the longitudinal reinforcement ratio effect ( $\rho_l$ ). Due to above-mentioned assumptions the predicted CSA(a) results are the closest to the experimental ones, confirmed by the significant increase in  $\eta_m$  index comparing to that obtained assuming the control section at a distance  $d$  from the support (compare CSA and CSA(a) in Table 4 and Fig. 4).

The ISIS standard does not consider the influence of the reinforcement ratio on the shear capacity, that leads to significantly overestimated results comparing to the CSA approach (Table 1, Fig. 4). Numerical analysis carried out by Vecchio [13] and Stevens [11] indicated that significant compressive concrete stresses occur at a distance  $d$  from the concentrated loads or/and the supports. The adoption of the control cross-section for calculations of shear resistance under concentrated force raises some doubts, at least due to the real location of the critical crack. Based on the real location of the critical shear crack in the discussed test results, it seems more rational to adopt a control cross-section at a distance  $d$  from the point load as it is suggested by Vecchio [13] and Stevens [11]. However, predicted values of the shear capacity according to the CSA guidelines for two extreme positions of the control cross-section show, that shifting of this position towards the support, reduces  $\eta_m$  value, and consequently, it reduces the level of accuracy predicted shear force in comparison with the test values. In reference to Yang shear model [14] the control cross-section was suggested to be located under the concentrated load, so following this guideline the authors adopted the control section in the maximum bending moment place.

#### 4. CONCLUSIONS

The comparative analysis of the test results and the shear capacity was performed according to the selected design guidelines: draft Eurocode 2, Japanese JSCE, American ACI 440, Italian CNR-DT-203/2006, British BS according to fib Bulletin 40, Canadian CSA-S806-12 and ISIS-M03-07. To assess the compatibility of predicted values ( $V_{cal}$ ) with the experimental shear forces ( $V_{test}$ ) the safety coefficient  $\eta = V_{test} / V_{cal}$  was used. Modifications of shear capacity formulas due to the lower elasticity modulus of FRP bars comparing to steel were introduced by reduction of elasticity modulus of FRP to steel reinforcement. The best consistency of calculated and test results gave the British BS standard (fib Bulletin 40) and the Italian standard, for which the mean safety coefficient  $\eta$  was  $\eta_m = 1.03$  and  $\eta_m = 0.96$ , respectively. The only CSA standard takes into account simultaneous interaction of the bending moment and the shear force ( $V_{Ed} / M_{Ed}$ ) that guarantees the closest predicted results to the experimental ones, confirmed by the safety coefficient  $\eta_m = 0.92$ . The most conservative results were obtained for the ACI 440 standard with the mean safety coefficient  $\eta_m = 1.49$ .

## REFERENCES

1. ACI 440.1R-15, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. 2015, p. 88.
2. BS EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings, vol. 1, no. 2004. 2004, p. 230.
3. CAN/CSA-S806-12, Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers. 2012, p. 206.
4. CEN, CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 1 N 110 Draft Reinforcing With FRP, 2017.
5. CNR-DT-203/2006, Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars. Rome, 2006.
6. FIB Task Group 9.3, FRP reinforcement in RC structures, Bulletin No. 40. 2007, p. 160.
7. ISIS-M03-07, Reinforcing concrete structures with fiber reinforced polymers. Canadian network of centers of excellence on intelligent sensing for innovative structures, Winnipeg, 2007.
8. JSCE, Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials, vol. 23. 1997.
9. M. Kaszubska, R. Kotynia, J. A. O. Barros, H. Baghi, "Shear behavior of concrete beams reinforced exclusively with longitudinal glass fiber reinforced polymer bars: Experimental research", *Structural Concrete*, 9(1): 152–161, 2018.
10. R. Kotynia, M. Kaszubska, "Research of the flexural reinforcement effect on the shear strength of concrete beams without transverse reinforcement". Report no 23, 164p. Series: Experimental research on concrete elements and structures. Department of Concrete Structures, Lodz University of Technology, Poland Lodz 2020. Publication under patronage of Concrete Structures Section of the Civil Engineering Committee, Polish Academy of Science.
11. N. J. Steven, S. M. Uzumeri, G. T. Will., and others, "Constitutive model for reinforced concrete finite element analysis", *Structural Journal*, 88(1): 49–59, 1991.
12. A. K. Tureyen, R. J. Frosch, "Shear tests of FRP-reinforced concrete beams without stirrups", *ACI Structural Journal* 99 (4): 427–434, 2002.
13. F. Vecchio, "Reinforced Concrete Membrane Element Formulations", *Journal Structural Engineering*, 116(3): 730–750, 1990.
14. Y. Yang, "Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement, a new look at an old problem". PhD thesis, Delft University of Technology, 2014.

### LIST OF FIGURES AND TABLES:

Fig. 1. The static scheme and example of reinforcement of beams.

Rys. 1. Schemat statyczny i przykład zbrojenia belek.

Fig. 2. The example of failure mode in G-416-30-15 beam.

Rys. 2. Przykład sposobu zniszczenia w belce G-416-30-15.

Fig. 3. The comparison of experimental values ( $V_{\text{test}}$ ) with calculation values ( $V_{\text{cal}}$ ) according to ACI 440, CNR, JSCE, BS design standard for reinforced elements of GFRP bars.

Rys. 3. Porównanie wyników doświadczalnych ( $V_{\text{test}}$ ) z obliczeniowymi ( $V_{\text{cal}}$ ) zgodnie z procedurami normowymi ACI 440, CNR, JSCE, BS dla elementów zbrojonych prętami GFRP.

Fig. 4. The comparison of experimental values ( $V_{\text{test}}$ ) with calculation values ( $V_{\text{cal}}$ ) according to CEN, CSA, ISIS design standard for reinforced elements of GFRP bars.

Rys. 4. Porównanie wyników doświadczalnych ( $V_{\text{test}}$ ) z obliczeniowymi ( $V_{\text{cal}}$ ) zgodnie z procedurami normowymi CEN, CSA, ISIS dla elementów zbrojonych prętami GFRP.

Tab. 1. Shear capacity without stirrups according to selected design standards.

Tab. 1. Nośność na ścinanie elementów bez strzemion zgodnie z wybranymi procedurami normowymi.

Tab. 2. The details of tested beams.

Tab. 2. Szczegóły badanych belek.

Tab. 3. The results of shear capacity according to selected design standards.

Tab. 3. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie zgodnie z wybranymi procedurami normowymi.

Tab. 4. Comparison of experimental and predicted shear strength for selected standards.

Tab. 4. Porównanie eksperymentalnej i obliczeniowej nośności na ścinanie dla wybranych procedur.

#### ANALIZA NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE BELEK ZBROJONYCH PRĘTAMI GFRP BEZ STRZEMION WEDŁUG WYBRANYCH WYTYCZNYCH NORMOWYCH

*Keywords:* nośność na ścinanie, zbrojenie GFRP, betonowe belki, procedury normowe

#### SUMMARY:

Obecnie w sektorze budowlanym duży nacisk jest kładziony na trwałość i niskie koszty utrzymania nowych konstrukcji wykonanych z betonu. Materiałami, które wpisują się w tę ideę są kompozyty polimerowe (FRP). Konstrukcje betonowe zbrojone prętami kompozytowymi są odporne na korozję, co zapewnia im większą trwałość w czasie eksploatacji.

Coraz szersze zastosowanie zbrojenia kompozytowego w badaniach oraz rzeczywistych aplikacjach w powstających konstrukcjach wymaga wprowadzenia odpowiednich procedur normowych, które rozwijane są na bazie wytycznych dla konstrukcji żelbetowych. Procedury projektowe dla elementów zbrojonych prętami FRP uwzględniają redukcję sztywności w zbrojeniu kompozytowym w porównaniu do zbrojenia stalowego. Podstawą tej modyfikacji jest założenie, że przyczepność zbrojenia FRP do betonu jest taka sama jak stali. Nośność na ścinanie w większości przypadków jest zatem obliczana zgodnie z zasadami jak dla elementów żelbetowych z uwzględnieniem różnic w wartości modułu sprężystości zbrojenia FRP i stali.

Analiza wybranych procedur normowych została przeprowadzona na 16 jednoprzęsłowych, wolnopodpartych belkach teowych o rozpiętości 1,8 m, poddanych obciążeniu siłą skupioną. Smukłość ścinania ( $a/d$ ) wynosiła około 3.0. Belki zbrojono podłużnymi prętami GFRP o średnicach 12 mm, 16 mm i 18 mm. Pręty wykonano jako proste i zakotwiono w stalowych skrzynkach wypełnionych zaprawą klejową. Zbrojenie górne złożone było z dwóch prętów prostych o średnicy 10 mm. 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 w rozstawie 130 mm i 150 mm oraz stalowe pręty odgięte o średnicy 14 mm. Belki wykonano z gotowej mieszanki betonowej dostarczonej z lokalnej wytwórni betonu. Maksymalna średnica zastosowanego kruszywa wynosiła 8 mm. Średni moduł sprężystości uzyskany w badaniach prętów GFRP był równy 50.5 GPa (COV=1.6%) zaś maksymalna wytrzymałość na rozciąganie wynosiła 1071 MPa (COV=11.6%). Belki oparto na przegubowych podporach, z których jedna, położona po stronie badanego odcinka ścinania była przesuwna. Wszystkie elementy zostały zniszczone w sposób ścinająco – rozciągający. Pierwsza rysa od zginania pojawiała się w środkowej części belki. Następnie wraz ze wzrostem obciążenia rozwijały się rysy od zginania, a w strefie podporowej pojawiała się rysa ukośna.

Oceny poprawności wybranych norm dokonano na podstawie stopnia zgodności, czyli stosunku wartości maksymalnej siły poprzecznej uzyskanej w badaniach ( $V_{test}$ ) do nośności ścinania ( $V_{cal}$ ) obliczonej na podstawie wybranych wytycznych normowych, oznaczając ten stosunek jako  $\eta = V_{test} / V_{cal}$ . Wyniki odpowiadające wartościom współczynnika  $\eta < 1$  świadczą o obliczeniowym przeszacowaniu nośności. Natomiast wyniki odpowiadające  $\eta > 1$  oznaczają zachowawcze wyniki teoretycznej nośności na ścinanie. Ciężar własny, współczynniki bezpieczeństwa oraz współczynniki materiałowe zostały pominięte w obliczeniach.

Najbardziej zachowawcze wyniki obliczeniowych nośności na ścinanie belek z badań własnych uzyskano według normy amerykańskiej ACI 440, o czym świadczy zerowy odsetek wyników niebezpiecznych oraz średnia wartość współczynnika  $\eta$  równa 1.49. Natomiast średnia wartość stopnia zgodności najbliższa jedności wystąpiła w wypadku norm: brytyjskiej BS ( $\eta_m = 1.03$ ) oraz włoskiej CNR ( $\eta_m = 0.96$ ). Wartości nośności obliczone dla poszczególnych belek odwzorowywały ich nośność rzeczywistą ze zbliżoną dokładnością, na co wskazują wartości współczynnika zmienności parametru  $\eta$  poniżej 10% dla większości norm. Wyjątkiem były wytyczne wykorzystywane w Kanadzie oraz wytyczne włoskie (CNR), dla których uzyskano nieco wyższe wartości współczynnika zmienności.

Jedynie wytyczne kanadyjskie CSA uwzględniają interakcję siły tnącej oraz momentu zginającego w rozważanym przekroju. Poprzez przyjęcie przekroju krytycznego w odległości  $d$  od środka podpory, otrzymano maksymalną wartość współczynnika  $k_m = 1$ . Spowodowało to, że nośność obliczona na podstawie wzoru  $V_{Rd,c} = 0,05\lambda\Phi_c k_m k_{f,ck}^{1/3} b_w d_v$  była wyższa niż górna wartość ograniczająca ( $0,11\varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d_v < V_{Rd,c} \leq 0,22\varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d_v$ ). Ostatecznie więc nośność na ścinanie obliczono ze wzoru  $V_{Rd,c} = 0,22\varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d_v k_s$ , a tym samym była ona zależna wyłącznie od wymiarów przekroju oraz wytrzymałości betonu na ściskanie. Widoczne jest, że obliczona nośność na ścinanie w wypadku belek ze zbliżoną wytrzymałością betonu na ściskanie jest prawie identyczna, pomimo zróżnicowania stopnia zbrojenia poszczególnych elementów. W wypadku omawianych elementów obciążonych siłą skupioną nośność obliczona według CSA była bliższa rzeczywistej, gdy wzięto pod uwagę przekrój pod siłą, gdzie wartość momentu zginającego była maksymalna, a współczynnik  $k_m$  miał wartość minimalną. W tym wypadku nośność obliczano ze wzoru  $V_{Rd,c} = 0,05\lambda\Phi_c k_m k_{f,ck}^{1/3} b_w d_v$ , który uwzględnia interakcję momentu i siły poprzecznej ( $V_{Ed} / M_{Ed}$ ) oraz wpływ stopnia zbrojenia podłużnego ( $\rho_l$ ). Dzięki temu, uzyskane wyniki obliczeniowe były bliższe wynikom doświadczalnym, o czym świadczy znaczny wzrost średniej wartości współczynnika  $\eta$  w porównaniu do wartości uzyskanej przy założeniu przekroju kontrolnego w odległości  $d$  od środka podpory.

Podsumowując, analiza nośności na ścinanie została przeprowadzona według wybranych wytycznych normowych: projektu Eurokodu 2, japońskich JSCE, amerykańskich ACI 440, włoskich CNR - DT-203/2006, brytyjskich według fib Bulletin 40 oraz kanadyjskich CSA-S806-12 i ISIS-M03-07. Oceny poprawności wybranych norm dokonano na podstawie stopnia zgodności, czyli stosunku wartości maksymalnej siły poprzecznej uzyskanej w badaniach ( $V_{test}$ ) do nośności ścinania ( $V_{cal}$ ) obliczonej na podstawie wybranych wytycznych normowych, oznaczając ten stosunek jako

$\eta = V_{\text{test}} / V_{\text{cal}}$ . Modyfikacje w obliczaniu nośności na ścinanie elementów zbrojonych prętami FRP zostały wprowadzone w większości wytycznych poprzez redukcję modułu sprężystości zbrojenia FRP w odniesieniu do stali.

Najlepszą zgodność nośności na ścinanie obliczonej oraz uzyskanej w badaniach wykazywały wytyczne brytyjskie BS (według fib Bulletin 40) oraz włoskie, dla których średni współczynnik zgodności wynosił odpowiednio,  $\eta_m = 1.03$  i  $\eta_m = 0.96$ . Jedyne wytyczne kanadyjskie CSA uwzględniają interakcję momentu zginającego oraz siły poprzecznej ( $V_{\text{Ed}} / M_{\text{Ed}}$ ), co zagwarantowało zbliżenie wyników obliczonych do doświadczalnych, potwierdzone współczynnikiem  $\eta_m = 0.92$ . Najbardziej zachowawcze okazały się wytyczne amerykańskie ACI 440 ze średnim współczynnikiem  $\eta_m = 1.49$ .

Received: 07.09.2020, Revised: 16.09.2020