

FespaR 17

Ευρωκώδικες

KAN.ΕΠΕ.

Παράδειγμα υπολογισμού βλήτρων σε υποστύλωμα



Αθήνα, Ιούνιος 2017

Version 1.0.12

Περιεχόμενα

1	Εισαγωγή	3
1.1	Στόχος παραδείγματος	3
2	Τοποθέτηση βλήτρων σε υποστύλωμα	4
2.1	Παρουσίαση του υποστυλώματος	4
2.2	Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος	6
2.3	Πορεία υπολογισμού βλήτρων	6
	2.3.1 Αντοχή βλήτρου	6
	2.3.2 Θλίβουσα δύναμη	7
	2.3.3 Συνδετήρες μανδύα	7
	2.3.4 Έλεγχος ελαχίστων	8
	2.3.5 Έλεγχος μήκους έμπηξης	9
3	Τοποθέτηση βλήτρων σε τοίχωμα	10
3.1	Παρουσίαση του τοιχώματος	10
3.2	Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος	11
3.3	Πορεία υπολογισμού βλήτρων	11
	3.3.1 Αντοχή βλήτρου	11
	3.3.2 Θλίβουσα δύναμη	12
	3.3.3 Συνδετήρες μανδύα	12
	3.3.4 Αριθμός βλήτρων	13
	3.3.5 Έλεγχος ελαχίστων	13
	3.3.6 Έλεγχος μήκους έμπηξης	13

1

Εισαγωγή

1.1 Στόχος παραδείγματος

Το παρόν είναι ένα παράδειγμα υπολογισμού των βλήτρων που απαιτούνται στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος ενός ενισχυμένου στοιχείου με την βοήθεια των αποτελεσμάτων του προγράμματος FespaR και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §6.1.2.

Στο δεύτερο και τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά ο τρόπος υπολογισμού των βλήτρων ενός υποστυλώματος και ενός τοιχείου αντίστοιχα.

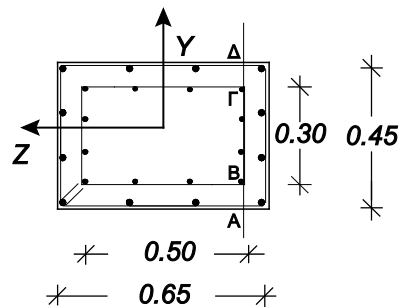
2

Τοποθέτηση βλήτρων σε υποστύλωμα

2.1 Παρουσίαση του υποστυλώματος

Το παλαιό υποστύλωμα έχει διαστάσεις 300x500 ενώ οι συνολικές διαστάσεις του ενισχυμένου υποστυλώματος είναι 450x650. Το πάχος του μανδύα είναι 75mm. Το καθαρό ύψος του υποστυλώματος είναι $h_{καθ} = 2.30m$. Το στατικό ύψος της διατομής για τη διεύθυνση που θα εξετάσουμε είναι:

$$d = 650 - 35 - 8 - \left(\frac{20}{2}\right) = 597mm$$



Σχήμα 2.1: Διατομή υποστυλώματος

Οι αντοχές του παλαιού και του νέου σκυροδέματος παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 2.1.

Παλαιό σκυρόδεμα	Νέο σκυρόδεμα (Μανδύας)	Χάλυβας βλήτρων
$f_{cm} = 22 \text{ Mpa}$	$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
$f_{ck} = 22 - 8 = 14 \text{ Mpa}$	$f_{ctm} = 2.56 \text{ Mpa}$	

Πίνακας 2.1: Αντοχές παλαιού, νέου σκυροδέματος καθώς και των βλήτρων.

2.2 Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος

Τα εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιήσουμε για να υπολογίσουμε τα βλήματα που απαιτούνται παρέχονται από το FespaR, στους πίνακες δυσμενέστερων εντάσεων. Μετά την επίλυση Pushover ή Pushover & Time History, οι «Πίνακες δυσμενέστερων εντάσεων» τυπώνονται στο «Τευχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί».

Στάθμη επιτελεστικότητας DL

Μέλος [I]	Άκρο [I]	Κρίσιμη Ανάλυση	NG [kN]	NE [kN]	NRd [kN]	Διεύθ. ροπής	MG [kNm]	ME [kNm]	MRd [kNm]
K6(0)	Αρχή	PO	-1210.69	-30.95	-	y	15.78	9.38	-
						z	5.30	0.65	-
	Τέλος	PO	-1181.82	-30.95	-	y	-33.49	-18.77	-
						z	-10.72	-1.30	-
K6(1)	Αρχή	PO	-1022.76	28.08	-	y	26.77	34.88	-
						z	6.75	1.53	-
	Τέλος	PO	-999.34	43.76	-	y	-22.22	-25.31	-
						z	-1.66	3.01	-
K6(2)	Αρχή	PO	-915.60	36.22	-	y	27.24	15.97	-
						z	2.76	-1.47	-
	Τέλος	PO	-895.14	36.22	-	y	-35.03	-14.95	-
						z	-6.55	1.67	-
K6(3)	Αρχή	PO	-726.82	18.40	-	y	38.69	35.20	-
						z	11.79	1.61	-
	Τέλος	PO	-704.88	16.37	-	y	-37.56	-33.23	-
						z	-10.62	-1.36	-

Εικόνα 2.1: Δυσμενέστερες εντάσεις υποστυλώματος

2.3 Πορεία υπολογισμού βλήτρων

2.3.1 Αντοχή βλήτρου

Θα χρησιμοποιηθούν βλήματα Φ12. Η αντοχή του βλήτρου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§6.1.2.2.α) είναι:

$$\begin{aligned}
 F_{ud} &= 0.65 * d_b^2 \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \leq \frac{A_s * f_{yd}}{\sqrt{3}} \\
 &= 0.65 * 12^2 * \sqrt{\frac{14}{1.5} * \frac{500}{1.15}} = 5962N = 5.96KN \\
 &\leq \frac{\frac{3.14 * 12^2}{4} * \frac{500}{1.15}}{\sqrt{3}} = 28.37KN
 \end{aligned}$$

Αρα αντοχή βλήτρου Φ12 → $F_{ud} = 5.96 KN$

2.3.2 Θλίβουσα δύναμη

Το υπάρχον υποστυλώμα δεν έχει υποστεί βλάβες, οπότε παραλαμβάνει όλα τα κατακόρυφα (μόνιμα και κινητά) φορτία και ως εκ τούτου τα φορτία που αναλαμβάνει ο μανδύας είναι τα σεισμικά.

Η θλίβουσα δύναμη του μανδύα στον πόδα του υποστυλώματος είναι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5.στ :

$$F_{cm1} = \frac{N_v + N_E}{2} + \frac{M_n}{z} = \frac{0 + 36.22}{2} + \frac{15.97}{0.9 * 0.597} = 47.83 KN$$

Ενώ η θλίβουσα δύναμη του μανδύα στην κορυφή του υποστυλώματος είναι:

$$F_{cm2} = \frac{0 + 36.22}{2} - \frac{14.95}{0.9 * 0.597} = -9.71 KN$$

$$F_{cmol} = F_{cm1} - F_{cm2} = 47.83 - (-9.71) = 57.54 KN$$

2.3.3 Συνδετήρες μανδύα

Η επιφάνεια που ασκείται η F_{cm} είναι η ΑΒΓΔ (Σχήμα 2.1) άρα ως βλήτρα δρούν και οι συνδετήρες του μανδύα.

$$V_{ud} = 0.65 * d_b^2 \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} = 0.65 * 8^2 * \sqrt{\frac{25}{1.5} * \frac{500}{1.15}} = 3.54 KN$$

Θεωρώντας ότι ο πρώτος και ο τελευταίος συνδετήρας του μανδύα είναι τοποθετημένοι σε απόσταση 50mm από τα άκρα και οι υπόλοιποι ανά 80mm τότε ο αριθμός των συνδετήρων του υποστυλώματος είναι:

$$n_w = \frac{2300 - 50 - 50}{80} + 1 = 28.5 \text{ συνδετήρες} \\ \rightarrow 56 \text{ σκέλη συνδετήρα}$$

Αρα η δύναμη που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες είναι:

$$F_{uw} = 56 * 3.54 = 198.24 KN$$

Αρα αφού $F_{uw} > F_{cmol}$ όλη την θλίβουσα δύναμη την αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του μανδύα. Οπότε στο υποστυλώμα θα τοποθετηθούν τα ελάχιστα βλήτρα λόγω κατασκευαστικών διατάξεων.

2.3.4 Έλεγχος ελαχίστων

Για την εξασφάλιση αξιόπιστης διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας ΒΓ απαιτείται η τοποθέτηση ενός ελαχίστου ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.3.β.ν):

$$\rho_{s,min} = 1.2\text{‰}$$

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * A_{c\delta}$$

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * 300 * 2300 = 828\text{mm}^2 \approx 8\Phi 12$$

Άρα απαιτούνται 8Φ12 στην παρεία ΒΓ του υποστυλώματος και άλλα τόσα στην ΖΗ.

Θα πρέπει όμως $S \leq \min(6 * d_{\mu\alpha\nu}, 800 \text{ mm}) = \min(450, 800) = 450 \text{ mm}$

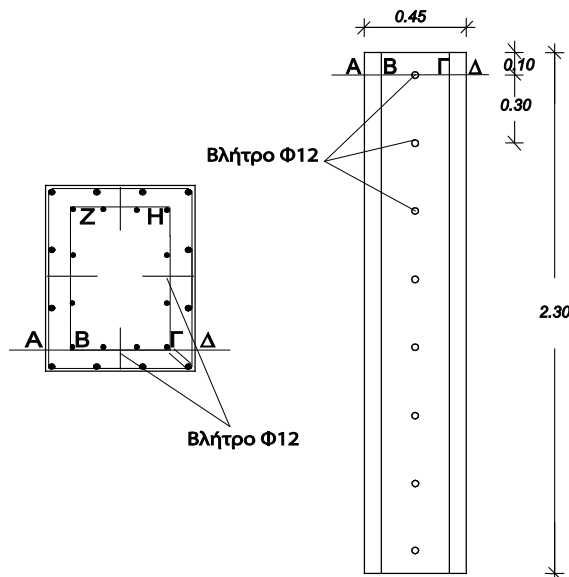
Το πρώτο και το τελευταίο βλήτρο θα τοποθετηθούν σε απόσταση 100mm από τα άκρα και τα υπολοιπα σε ίσες καθ' ύψος αποστάσεις.

$$s = \frac{2300 - 100 - 100}{8 - 1} = 300 \text{ mm}$$

Δηλαδή Φ12/300.

Στην παρεία ΒΖ και ΓΗ θα τοποθετηθούν με παρόμοιο τρόπο:

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * 500 * 2300 = 1380\text{mm}^2 \approx 13\Phi 12 \rightarrow \Phi 12/175$$



Σχήμα 2.2: Τομή υποστυλώματος με τοποθετημένα τα βλήτρα

2.3.5 Έλεγχος μήκους έμπηξης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §6.1.2.2.δ το μήκος έμπηξης πρέπει να είναι $8d_b$. Άρα $8d_b = 8 * 12 = 96mm$

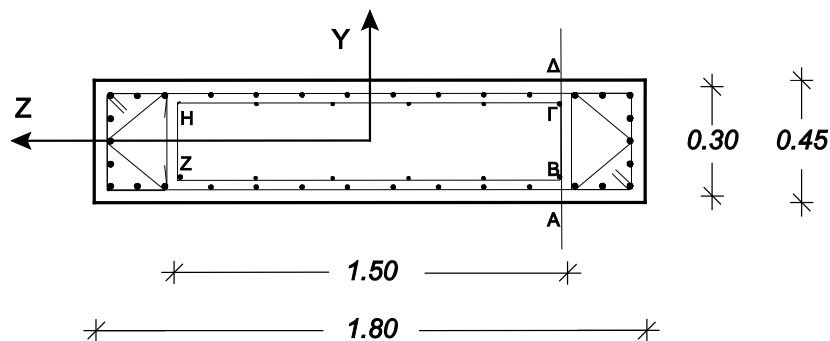
3

Τοποθέτηση βλήτρων σε τοίχωμα.

3.1 Παρουσίαση του τοιχώματος

Το παλιό τοίχωμα έχει διαστάσεις 1500x300 ενώ οι συνολικές διαστάσεις του ενισχυμένου τοιχείου είναι 1800x450. Το καθαρό ύψος του υποστυλώματος είναι $h_{καθ} = 3.02\text{m}$. Το στατικό ύψος στην μεγάλη πλευρά του τοιχείου είναι:

$$z = 1800 - 125 - 125 = 1550 \text{ mm}$$



Σχήμα 3.1: Διατομή τοιχώματος

Οι αντοχές του παλαιού και του νέου σκυροδέματος παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 3.1.

Παλαιό σκυρόδεμα	Νέο σκυρόδεμα (Μανδύας)	Χάλυβας βλήτρων
$f_{cm}= 24 \text{ Mpa}$	$f_{ck}=25 \text{ Mpa}$	$f_{yk}=500 \text{ Mpa}$
$f_{ck}=24-8= 16 \text{ Mpa}$	$f_{ctm}=2.56 \text{ Mpa}$	

Πίνακας 3.1: Αντοχές παλαιού, νέου σκυροδέματος καθώς και των βλήτρων.

3.2 Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος

Τα εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιήσουμε για να υπολογίσουμε τα βλήτρα που απαιτούνται παρέχονται από το FespaR, στους πίνακες δυσμενέστερων εντάσεων. Μετά την επίλυση Pushover ή Pushover & Time History, οι «Πίνακες δυσμενέστερων εντάσεων» τυπώνονται στο «Τευχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί».

Στάθμη επιτελεστικότητας SD

Μέλος [']	Άκρο [']	Κρίσιμη Ανάλυση	NG [kN]	NE [kN]	NRd [kN]	Διεύθ. ροπήs	MG [kNm]	ME [kNm]	MRd [kNm]
K12(0)	Αρχή	PO	-290.73	-20.75	-	y	-2.56	-43.48	-
						z	-1.20	0.03	-
	Τέλος	PO	-280.23	-20.75	-	y	4.36	32.46	-
						z	2.35	-0.62	-
K12(1)	Αρχή	PO	-124.78	-4.05	-	y	-3.55	-1.69	-
						z	-2.85	-30.77	-
	Τέλος	PO	-114.28	-4.05	-	y	0.48	1.61	-
						z	2.15	31.56	-
K13(0)	Αρχή	PO	-296.44	42.10	-	y	8.46	831.86	-
						z	-1.87	6.86	-
	Τέλος	PO	-233.44	42.10	-	y	-44.20	-94.62	-
						z	9.50	-1.05	-
K13(1)	Αρχή	PO	-112.06	12.27	-	y	19.36	161.21	-
						z	-5.78	-2.06	-
	Τέλος	PO	-77.93	-15.70	-	y	-23.07	-4.59	-
						z	7.35	26.42	-

Εικόνα 3.1: Δυσμενέστερες εντάσεις τοιχώματος

3.3 Πορεία υπολογισμού βλήτρων

3.3.1 Αντοχή βλήτρου

Θα χρησιμοποιηθούν βλήτρα Φ18. Η αντόχη του βλήτρου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§6.1.2.2.α) είναι:

$$F_{ud} = 0.65d_b^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$= 0.65 * 18^2 * \sqrt{\frac{16}{1.5} * \frac{500}{1.15}} = 14341N = 14.34KN$$

$$\leq \frac{\frac{3.14 * 18^2}{4} * \frac{500}{1.15}}{\sqrt{3}} = 63.8KN$$

Άρα αντοχή βλήτρου Φ18 → $F_{ud} = 14.34KN$

3.3.2 Θλίβουσα δύναμη

Το υπάρχον τοιχείο δεν έχει υποστεί βλάβες, οπότε παραλαμβάνει όλα τα κατακόρυφα (μόνιμα και κινητά) φορτία και ως εκ τούτου τα φορτία που αναλαμβάνει ο μανδύας είναι τα σεισμικά.

Η θλίβουσα δύναμη του μανδύα στον πόδα του τοιχείου είναι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5.στ :

$$F_{cm1} = \frac{N_v + N_E}{2} + \frac{M_n}{z} = \frac{0 + 42.10}{2} + \frac{831}{1.55} = 557.18 KN$$

Ενώ η θλίβουσα δύναμη του μανδύα στην κορυφή του τοιχείου είναι:

$$F_{cm2} = \frac{0 + 42.10}{2} - \frac{94.62}{1.55} = -40.00 KN$$

$$F_{cmo\lambda} = 557.18 - (-40.00) = 597.18 KN$$

3.3.3 Συνδετήρες μανδύα

Η επιφάνεια που ασκείται η F_{cm} είναι η ΑΒΓΔ άρα ως βλήτρα δρούν και οι συνδετήρες του μανδύα.

$$V_{ud} = 0.65 * d_b^2 \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} = 0.65 * 8^2 * \sqrt{\frac{25}{1.5} * \frac{500}{1.15}} = 3.54KN$$

Θεωρώντας ότι ο πρώτος και ο τελευταίος συνδετήρας του μανδύα είναι τοποθετημένοι σε απόσταση 50mm από τ' άκρα και οι υπόλοιποι ανά 100mm τότε ο αριθμός των συνδετήρων του τοιχείου είναι:

$$n_w = \frac{3020 - 50 - 50}{100} + 1 = 30.2 \rightarrow 60 \text{ σκέλη συνδετήρα}$$

Άρα η δύναμη που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες είναι:

$$F_{ud}^w = 60 * 3.54 = 212.4KN$$

3.3.4 Αριθμός βλήτρων

Η δύναμη που πρέπει να αναλάβουν τα βλήτρα είναι:

$$F_{ud}^{\beta} = F_{cmol} - F_{ud}^w = 597.18 - 212.4 = 384.78 KN$$

Ο αριθμός των βλήτρων που απαιτούνται είναι:

$$n^{\beta} = \frac{384.78}{14.34} = 27 \text{ βλήτρα}$$

3.3.5 Έλεγχος ελαχίστων

Για την εξασφάλιση αξιόπιστης διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας ΒΓ απαιτείται η τοποθέτηση ενός ελαχίστου ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού (KAN.ΕΠΕ. §8.2.1.3.β.ν):

$$\rho_{\delta.min} = 1.2\text{‰}$$

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * A_{c\delta}$$

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * 300 * 3020 = 1087mm^2 \simeq 5\Phi 18$$

Θα πρέπει όμως $S \leq \min(6d_{\mu\alpha\nu}, 800) = \min(1500, 800) = 800 \text{ mm}$

Άρα τελικά θα τοποθετηθούν στην παρειά ΒΓ του τοιχείου 25Φ18 και άλλα τόσα στην παρειά ΖΗ

Στις δύο μεγάλες πλευρές του τοιχείου θα τοποθετηθούν τα ελάχιστα: .

$$\rho_{\delta.min} = 1.2\text{‰}$$

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * A_{c\delta}$$

$$A_{s\delta} = 1.2\text{‰} * 1500 * 3020 = 5436mm^2 \simeq 22\Phi 18$$

3.3.6 Έλεγχος μήκους έμπηξης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §6.1.2.2.δ το μήκος έμπηξης πρέπει να είναι $8d_b$. Άρα $8d_b = 8 * 18 = 144 \text{ mm}$

4

Βιβλιογραφία

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- [2] Στέφανος Η. Δρίτσος, Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Πάτρα 2011
- [3] <http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/wp-content/uploads/2015/07/M15-Άσκηση-Καμπτική-Ενίσχυση-με-Πρόσθετες-Στρώσεις-Σκυροδέματος.pdf>