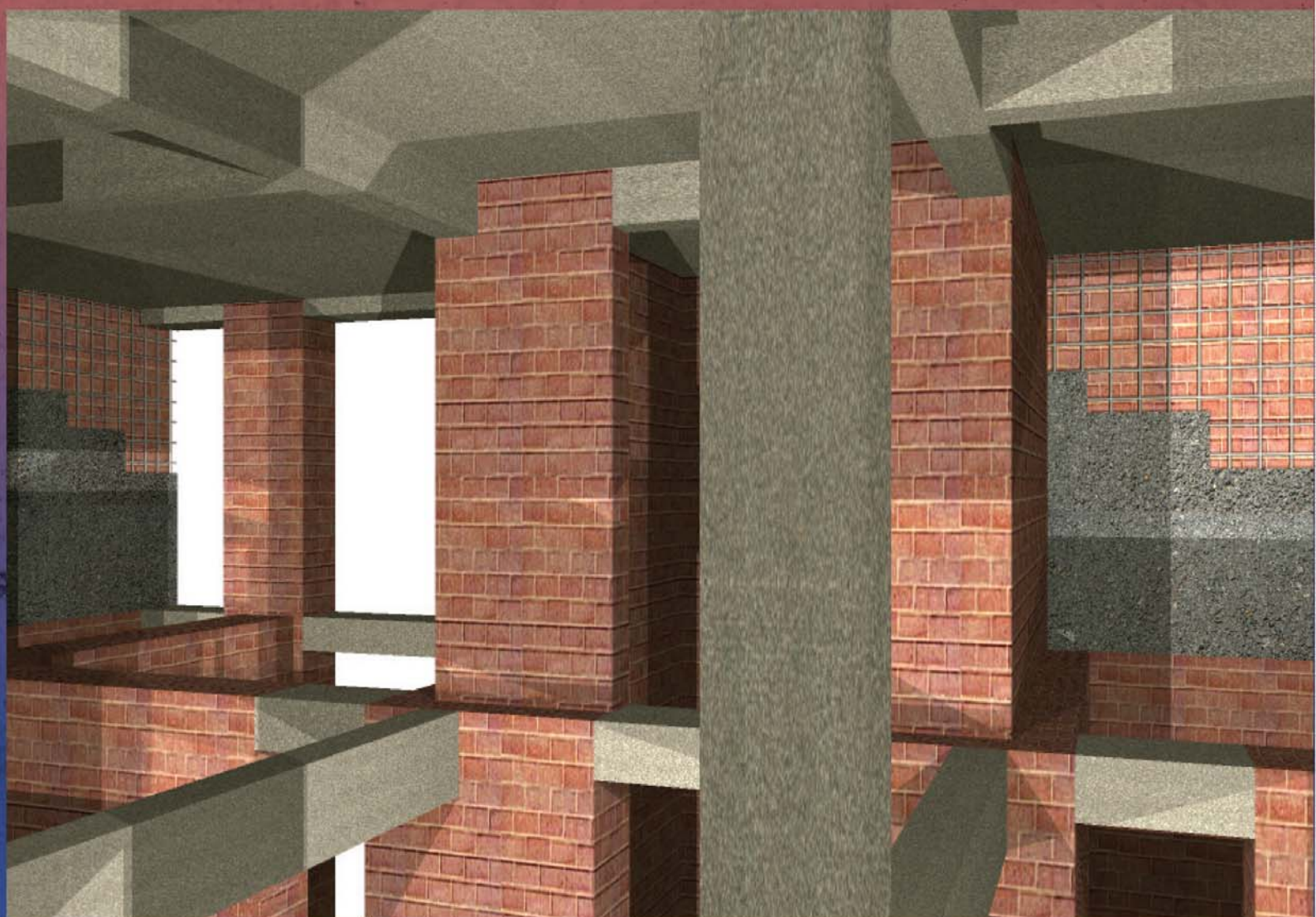


FESPAC
+ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

FESPAR
+ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ

**Παράδειγμα Μελέτης Στατικής Επάρκειας
Μικτού Κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία
και Οπλισμένο Σκυρόδεμα**



Fespa C & Fespa R

For Windows

Παράδειγμα Μελέτης Στατικής Επάρκειας Μικτού Κτιρίου από Φέρουσα
Τοιχοποιία και Οπλισμένο Σκυρόδεμα



Αθήνα, Μάιος 2018

Version 1.1.13

Πίνακας περιεχομένων

1	Παράδειγμα αποτίμησης	4
1.1	Ο φορέας του παραδείγματος	4
1.2	Τα στάδια της μελέτης	6
2	Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα	8
2.1	Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.)	8
2.2	Φορτία	9
2.3	Αντοχές υλικών	10
	2.3.1 Φέρουσα τοιχοποιία	10
	2.3.2 Οπλισμένο σκυρόδεμα	10
3	Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου και επίλυση.....	11
3.1	Τα βήματα της μελέτης με το Fespa C & Fespa R.....	11
	3.1.1 Αποτίμηση μελών από Φέρουσα Τοιχοποιία	11
	3.1.2 Αποτίμηση μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα	12
3.2	Εισαγωγή φορέα στο Fespa C – Περιγραφή προσομοιώματος φέρουσας τοιχοποιίας (Βήμα 1)	12
3.3	Επίλυση & Έλεγχος φέρουσας τοιχοποιίας στο Fespa C (Βήματα 2 – 10)	14
	3.3.1 Ορισμός παραμέτρων μελέτης.....	14
	3.3.2 Επίλυση και έλεγχοι επάρκειας.....	23
3.4	Ενίσχυση πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας με μανδύες (Βήμα 11)	25
3.5	Τοποθέτηση οπλισμών υποστυλωμάτων και δοκών και απενεργοποίηση σενάζ (Βήματα 12 και 13).....	28
3.6	Επίλυση & Έλεγχος μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στο Fespa R (Βήματα 14 – 18).....	29
	3.6.1 Ορισμός παραμέτρων μελέτης.....	29
	3.6.2 Επίλυση και έλεγχοι επάρκειας.....	34
4	Ερμηνεία αποτελεσμάτων	37
4.1	Αποτελέσματα ελέγχων επάρκειας Φέρουσας Τοιχοποιίας ..	37
	4.1.1 Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών	38

4.1.2	Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ οπλισμένων πεσσών/ υποστυλωμάτων	40
4.1.3	Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας (λ) ανά όροφο	41
4.1.4	Αναλυτικά αποτελέσματα ενισχυμένης τοιχοποιίας	43
4.2	Αποτελέσματα ελέγχων επάρκειας μελών Οπλισμένων Σκυροδέματος	46
4.2.1	Αποτελέσματα ανάλυσης Χρονοϊστορίας.....	47
4.2.2	Αναλυτικός υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας σε κάμψη ...	47
4.2.3	Αναλυτικός υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας σε τέμνουσα	49
5	Παράρτημα Α	52
5.1	Υπολογισμός χαρακτηριστικών αντοχών κατά EC6.....	52
5.2	Αναγωγή σε μέσες τιμές	56
5.3	Πορεία εργασίας στο Fespa	57
6	Παράρτημα Β	60
7	Βιβλιογραφία	61

1

Παράδειγμα αποτίμησης

1.1 Ο φορέας του παραδείγματος

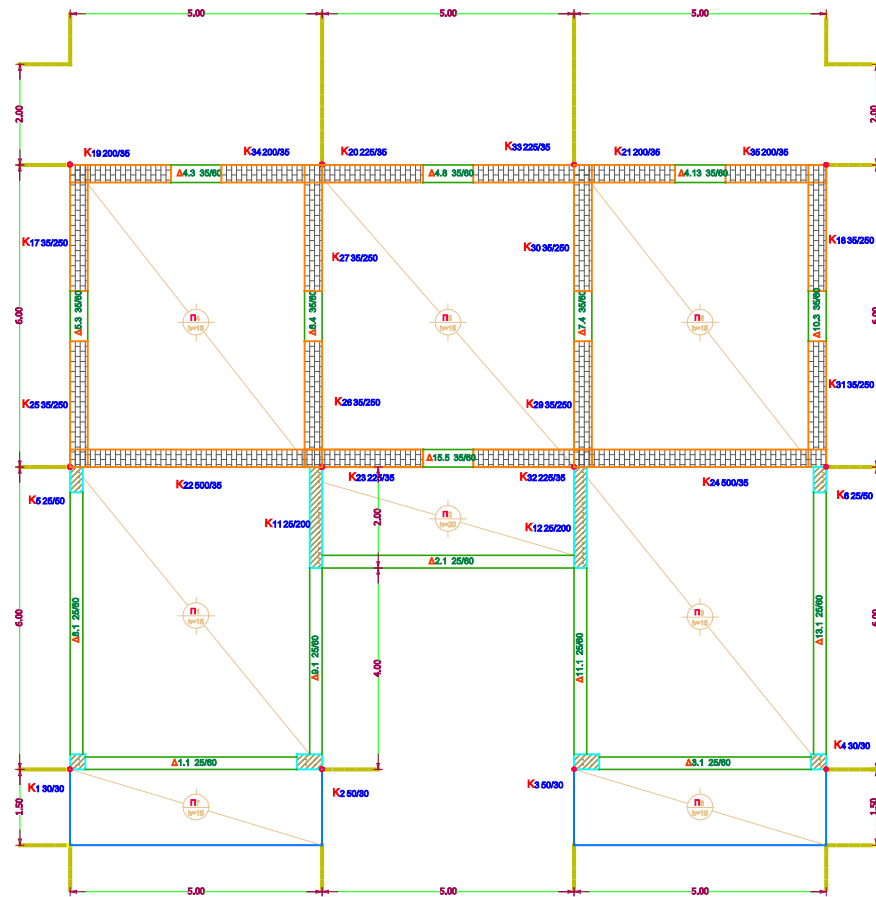
Η μελέτη αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου μικτού κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία και Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Αρχικά προ-υπήρχε το κτίριο από Φέρουσα Τοιχοποιία το οποίο μελετήθηκε χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, ενώ το τμήμα από Ο/Σ αποτελεί αυθαίρετη μεταγενέστερη προσθήκη κατ' επέκταση χωρίς αντισεισμικό αρμό, η οποία κατασκευάστηκε το 1986. Η συνολική κατασκευή είναι επαρκώς συνδεδεμένη έτσι ώστε η στατική της λειτουργία να είναι συζευγμένη και αποτελείται από ισόγειο και 1^ο όροφο. Ζητούμενο, λοιπόν, είναι η μελέτη στατικής επάρκειας του συνόλου του φορέα έπειτα από την προσθήκη.

Δεδομένα Φέρουσας τοιχοποιίας

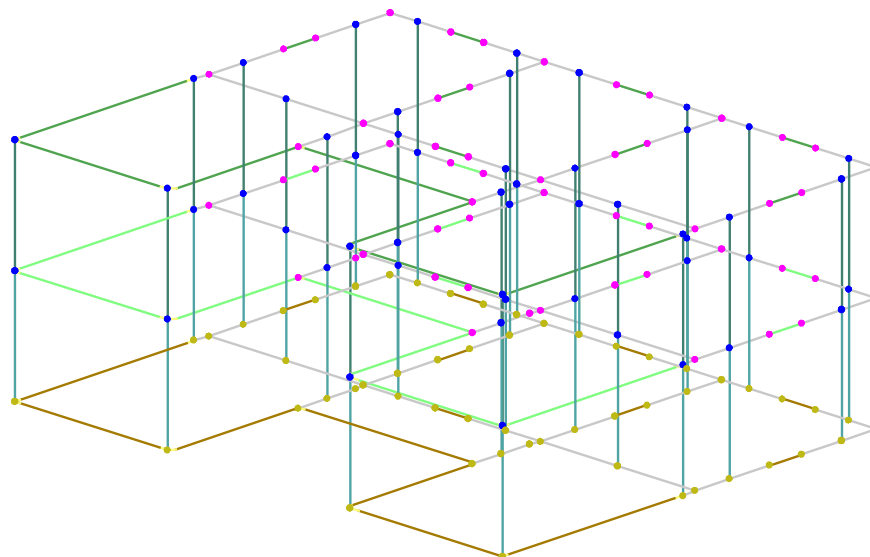
- Μπατικοί τοίχοι από οπτοπλινθοδομή πάχους 35 cm
- Πλάκες από Ο/Σ B160
- Περιμετρικό σενάζ από Ο/Σ B160
- Χωρίς αντισεισμικό υπολογισμό

Δεδομένα Οπλισμένου Σκυροδέματος

- Κανονισμός σκυροδέματος: Παλαιός '54, Αντισεισμικός κανονισμός: Παλαιός '85
- Ποιότητα σκυροδέματος B225
- Ποιότητα χάλυβα StIII



Σχήμα 1.1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου και ορόφου, υψόμετρο οροφής ισογείου=3.00 m, υψόμετρο οροφής ορόφου=6.00 m



Εικόνα 1.1: Τρισδιάστατο προσομοίωμα υφιστάμενου κτιρίου στο 3DV.

1.2 Τα στάδια της μελέτης

Η μελέτη αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας μικτού κτιρίου περιλαμβάνει δύο κύρια στάδια. Για τη διενέργεια των ελέγχων επάρκειας θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος η τόσο στον EC8-3 όσο και στον ΚΑΝΕΠΕ. Αρχικά επιλύεται το κτίριο στο FespaC όπου πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας των πεσσών από φέρουσα τοιχοποιία κατά EC8-3 και ακολουθεί το 2^ο στάδιο της μελέτης στο οποίο επιλύεται το κτίριο στο FespaR, όπου πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας των μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ.

Τα βήματα που ακολουθούνται για τη μελέτη είναι τα εξής:

FespaC (Έλεγχος επάρκειας μελών από φέρουσα τοιχοποιία, EC8-3)

- Περιγραφή μελέτης: Νέα Οικοδομή, Διαστασιολόγηση
- Επιλογή Σ.Α.Δ. ανάλογα με το επίπεδο γνώσης
- Επιλογή **στάθμης επιτελεστικότητας**. (Γ1 για σπουδαιότητα II)
- Επιλογή σεισμικής επιτάχυνσης a_g για 10%/50 χρόνια ($a_g = a_{gR} = 0.16g$ για Z1)
- Επιλογή **συντελεστή συμπεριφοράς** η
- Επιλογή συντελεστή γ_m

- Εισαγωγή μέσων αντοχών πεσσών
- Επίλυση και έλεγχος σε όρους λωρόφου
- Απόκρυψη από τα φίλτρα του Τεύχους του πίνακα «Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών κατά EC8-1.

FespaR (Έλεγχος επάρκειας μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, ΚΑΝΕΠΕ)

- Περιγραφή μελέτης: Προσθήκες – Ενισχύσεις – Αποτίμηση, Αποτίμηση Φ.Ι.
- Εισαγωγή οπλισμών υφιστάμενων μελών από Ο/Σ.
- Απενεργοποίηση από τους ελέγχους των δοκών Ο/Σ που έχουν το ρόλο του σενάζ
- Ορισμός της ίδιας Σ.Α.Δ. που έχει οριστεί προηγουμένως
- Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας που έχει οριστεί προηγουμένως
- Ορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q και συντελεστή υπεραντοχής q_u
- Εισαγωγή μέσων τιμών σκυροδέματος και χάλυβα (οι χαρακτηριστικές υπολογίζονται αυτόματα)
- Επίλυση P-K και ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας και έλεγχος επάρκειας σε επίπεδο μελών

2

Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα

2.1 Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.)

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) επιλέγεται να είναι «Ανεκτή» καθώς οι αντοχές των μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα θα βασιστούν στις «ερήμην» τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παράρτημα 3.1).

Συμπέρασμα:

Επίπεδο γνώσης για τον υφιστάμενο φορέα **KL3**: Περιορισμένη γνώση (ανεκτή), άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1, EC8-3 το $CF=1,30$.

	Συντελεστές εμπιστοσύνης CF		Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας			
			Σκυρ/μα γ'c		Χάλυβας γ's	
	GR	CY	GR	CY	GR	CY
KL1 Περιορισμένη γνώση	1.30	1.35	1.65	1.50	1.25	1.15
KL2 Κανονική γνώση	1.20		1.50		1.15	
KL3 Πλήρης γνώση	1.10	1.00	1.35		1.05	

Πίνακας 2.1: Συντελεστές εμπιστοσύνης τοιχοποιίας CF, σκυροδέματος CFc και χάλυβα CFs και επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'c και γ's για υφιστάμενα υλικά ανάλογα με το Επίπεδο Γνώσης (Σ.Α.Δ.) για εθνικό προσάρτημα Ελλάδας και Κύπρου. Βλ. EC8-3 §2.2.1(7)A & §3.3.1(4).

2.2 Φορτία

- **Φορτία μόνιμα:** Με διεξοδική επί τόπου αποτύπωση.

Τροποποιούμε κατάλληλα την τιμή του πρόσθετου μόνιμου φορτίου στο δώμα, αλλά και στους υπόλοιπους ορόφους όπου κρίνεται απαραίτητο.

Είδος τοιχοπλήρωσης	Μπατική	Δρομική
Πλήρης	9,0 kN/m	6,0 kN/m
Με ανοιγόμενη πόρτα	5,0 kN/m	3,0 kN/m

Πίνακας 2.2: Τιμές πρόσθετου μόνιμου φορτίου τοιχοπλήρωσης ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι ανοίγματος.

- **Φορτία κινητά:** Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό φορτίσεων (EC1), 200kg γενικώς, 350kg κλιμάκων, 400kg προβόλων.

Τροποποιούμε κατάλληλα τα κινητά φορτία των πλακών ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του ορόφου (βλ. EC1-1-1 πιν. 6.1-6.9).

- **Χρήση ορόφου**

Τροποποιούμε κατάλληλα για κάθε στάθμη την τιμή του συντελεστή ϕ_i («Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \phi \cdot \psi_2$) $\phi = \dots$ »).

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \phi_i \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	ϕ
Κατηγορίες A-C	Δώμα	1,0
	Συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0,8
	Μη-συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0,5
Κατηγορίες D-F και αρχεία		1,0

Πίνακας 2.3: (EC8-1 πιν. 4.2) Τιμές του ϕ βάσει της κατηγορίας χρήσης του ορόφου (βλ. EC0 πιν. A1.1) και της συσχέτισης των χρήσεων των ορόφων.

Για το δώμα:

- «Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \phi \cdot \psi_2$) $\phi = 1.0$ »

Για τους υπόλοιπους ορόφους (όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις):

- «Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \varphi \cdot \psi_2$) $\varphi = 0.5$ »

Σημείωση

Εάν εξασφαλιστεί η **Σ.Α.Δ. γεωμετρικών δεδομένων** υψηλή, τότε $\gamma_{g,q} = 1,00$ και άρα $\gamma_{sd} \cdot \gamma_{g,q} = 1,00$, ενώ για ΣΑΔ ικανοποιητική ισχύει $\gamma_{sd} \cdot \gamma_{g,q} = 1,10$, μία επιθυμητή ελάφρυνση των σεισμικών φορτίων.

2.3 Αντοχές υλικών

2.3.1 Φέρουσα τοιχοποιία

Κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κατασκευής χρησιμοποιούνται οι **μέσες τιμές των αντοχών** για τους υφιστάμενους πεσσούς σύμφωνα με τον Πίνακα 4.3 του EC8-3. Εκτιμώνται οι μέσες τιμές αντοχών της φέρουσας τοιχοποιίας:

- Μέση θλιπτική αντοχή οπτοπλίνθου $f_b = 8.0 \text{ MPa}$
- Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_m = 4.0 \text{ MPa}$
- Μέση διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{vm0} = 0.3 \text{ MPa}$

2.3.2 Οπλισμένο σκυρόδεμα

Στο Fespa, κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής εισάγονται οι **μέσες «ερήμην» τιμές των αντοχών** για το υφιστάμενο σκυρόδεμα και τον υφιστάμενο χάλυβα, και όχι οι χαρακτηριστικές. Οι χαρακτηριστικές αντοχές, έπειτα, υπολογίζονται **αυτόματα** από το πρόγραμμα και υπεισέρχονται στην κατασκευή των σκελετικών διαγραμμάτων συμπεριφοράς M-θ. Για το συγκεκριμένο κτίριο που είναι κατασκευής 1986 ισχύουν οι παρακάτω «ερήμην» τιμές σύμφωνα με το παράρτημα 3.1 του ΚΑΝΕΠΕ.:

- Μέση αντοχή σκυροδέματος $f_{cm} = 16.0 \text{ MPa}$
- Μέση αντοχή χάλυβα Stahl III $f_{ym} = 450 \text{ MPa}$
- Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων $f_{ywm} = 450 \text{ MPa}$
- Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού $es_{u_e}[\%] = 6.000$

3

Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου και επίλυση

3.1 Τα βήματα της μελέτης με το FespaC & FespaR

Η μελέτη στατικής επάρκειας θα πραγματοποιηθεί σε 2 φάσεις. Αρχικά, θα πραγματοποιηθεί η επίλυση και ο έλεγχος των πεσσών από Φέρουσα Τοιχοποιία και έπειτα θα ακολουθήσει ο έλεγχος των μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.

3.1.1 Αποτίμηση μελών από Φέρουσα Τοιχοποιία

Βήμα 1: Εισαγωγή των **προσομοιωμάτων** (γεωμετρικό, φορτιστικό, κτλ.) της κατασκευής.

Βήμα 2: Γενική περιγραφή εργασίας: **Νέα Οικοδομή**. Στόχος μελέτης: **Διαστασιολόγηση**

Βήμα 3: Επιλογή **στάθμης επιτελεστικότητας**. (Γ1 για σπουδαιότητα II).

Βήμα 4: Επιλογή a_g για στάθμη επιτελεστικότητας NC ($a_{g,N}=0.16g$ για Z1).

Βήμα 5: Επιλογή **συντελεστή συμπεριφοράς q** για στάθμη επιτελεστικότητας NC.

Βήμα 6: Ορισμός $CF=1.3$ για Σ.Α.Δ. «Ανεκτή».

Βήμα 7: Επιλογή συντελεστή γ_m .

Βήμα 8: Εισαγωγή **μέσων αντοχών πεσσών**.

Βήμα 9: **Επίλυση και έλεγχος** σε όρους καθολικών λόγων ανεπάρκειας $\lambda_{ορόφου}$.

Βήμα 10: Απόκρυψη από τα **φίλτρα του Τεύχους** του πίνακα «Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών κατά EC8-1.

Βήμα 11: **Ενίσχυση πεσσών** που αστοχούν.

Σημείωση

Τα βήματα 1-11 αφορούν τη μελέτη επάρκειας των μελών από φέρουσα τοιχοποιία. Σε κτίριο αμιγώς από τοιχοποιία η μελέτη επάρκειας θα ολοκληρωνόταν εδώ. Τα επόμενα βήματα 12-18 αφορούν τους ελέγχους για τα μέλη από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.

3.1.2 Αποτίμηση μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Βήμα 12: Τοποθέτηση οπλισμών ώστε αυτοί να ανταποκρίνονται στα σχέδια της μελέτης και στην επί τόπου επιθεώρηση και αποτύπωση.

Βήμα 13: Απενεργοποίηση από τους ελέγχους των δοκών Ο/Σ που έχουν το ρόλο του **σενάζ**.

Βήμα 14: Ορισμός $CF_c = CF_s = 1.3$ για ΣΑΔ «ανεκτή».

Βήμα 15: Απενεργοποίηση των σταθμών επιτελεστικότητας DL και SD

Βήμα 16: Ορισμός **συντελεστή συμπεριφοράς** q_{NC} και **συντελεστή υπεραντοχής** $q_{u,NC}$.

Βήμα 17: Καθορισμός **ποιότητας σκυροδέματος & χάλυβα**

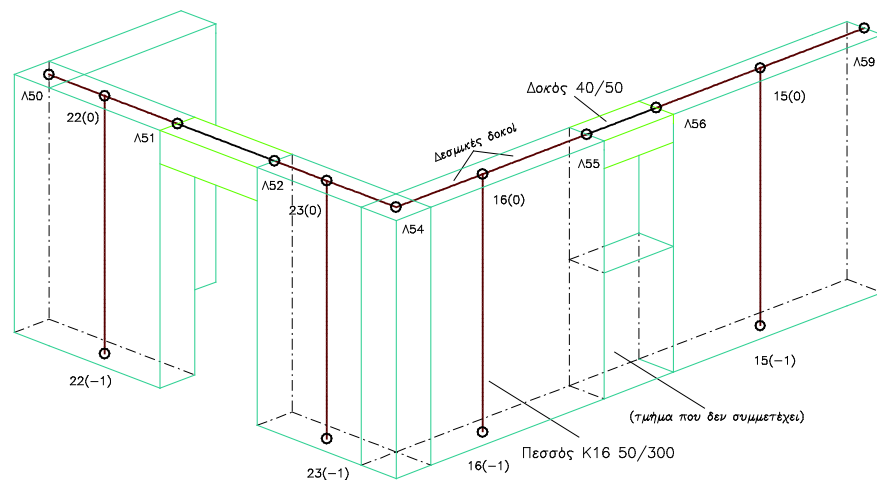
Βήμα 18: Επίλυση P-K και **ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας** με 7 τεχνητούς σεισμούς και έλεγχος επάρκειας σε επίπεδο μελών.

3.2 Εισαγωγή φορέα στο FespaC – Περιγραφή προσομοιώματος φέρουσας τοιχοποιίας (Βήμα 1)

Αρχικά περιγράφεται το μαθηματικό προσομοίωμα του κτιρίου. Ειδικότερα, για την εισαγωγή των πεσσών ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- Περιγραφή **καννάβου**.
- **Εισαγωγή πεσσών** ως υποστυλώματα με την παράμετρο «Υποστύλωμα > Διατομή > Είδος υλικού = Τοιχοποιία»). Διακόπτονται εκεί που υπάρχουν ανοίγματα. Οι πεσσοί θα πρέπει να δίνονται επικαλυπτόμενοι στις γωνίες. Να αποφεύγεται η εισαγωγή υποστυλωμάτων ή πεσσών σε επαφή (έτσι δημιουργούνται δοκοί μηδενικού μήκους). (Σχήμα 3.1)
- **Προσθήκη λοιπών κόμβων**, με την εντολή «Κόμβοι τοιχώματος» του «Λοιπού κόμβου», σε κάθε πεσσοί με λόγο πλευρών $l_w/b_w \geq 4$ (l_w η μεγαλύτερη και b_w η μικρότερη διάσταση του πεσσού).

- **Εισαγωγή δοκών** ορθογωνικής διατομής, με την εντολή «Εξυπνη εισαγωγή» της «Δοκού». Το πρόγραμμα εισάγει αυτόματα δύο **δεσμικές δοκούς** στο εσωτερικό κάθε πεσσού.
- **Ευθυγράμμιση των λοιπών κόμβων** ως προς τις στατικές δοκούς, κάνοντας χρήση της εντολής «Κίνηση» του «Λοιπού κόμβου» και των κατάλληλων έλξεων. Για να μην μεταβληθεί η ευθυγράμμιση κατά τις προσαρμογές δίνεται η εξής παράμετρος: «Παραγωγές > Προσαρμογή δοκών-στύλων > Αυτόματη μετακίνηση λοιπού κόμβου = Όχι»
- Εισαγωγή **πλακών**.
- Παραγωγή **θεμελίωσης** (πεδιλοδοκοί).
- «Παραγωγές > Όλοι οι όροφοι» ή «Παραγωγές > Προσαρμογή δοκών/Προσαρμογή δοκών-υποστυλωμάτων» (σε κάθε όροφο).



Σχήμα 3.1: Τρισδιάστατο στατικό προσομοίωμα φέρουσας τοιχοποιίας

Σημείωση

Σε αυτό το σημείο δεν είναι αναγκαία η εισαγωγή των οπλισμών των μελών από Ο/Σ παρά μόνο οι διαστάσεις των διατομών, καθώς στη μέθοδο q τα μέλη συμμετέχουν στην ανάλυση μέσω των δυσκαμψιών τους υπολογιζόμενες ως ποσοστό της αρηγμάτωτης διατομής. Οι οπλισμοί θα εισαχθούν στη συνέχεια, αφού ολοκληρωθεί η 1^η φάση της αποτίμησης φέρουσας ικανότητας των πεσσών.

3.3 Επίλυση & Έλεγχος φέρουσας τοιχοποιίας στο FespaC (Βήματα 2 – 10)

3.3.1 Ορισμός παραμέτρων μελέτης

Αφού εισαχθεί το γεωμετρικό και το φορτιστικό προσομοίωμα του κτιρίου στο Fespa, ακολουθεί ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας των πεσσών από φέρουσα τοιχοποιία σύμφωνα με τον EC8-3.

Εικόνα 3.1: Ορισμός γενικών παραμέτρων κτιρίου για την αποτίμηση των πεσσών από φέρουσα τοιχοποιία.

Καθορίζονται οι παράμετροι:

- «Κτίριο > Γενικά > Γενική περιγραφή εργασίας = Νέα Οικοδομή»
- «Κτίριο > Γενικά > Στόχος = Διαστασιολόγηση»
- «Κτίριο > Γενικά > Κύριο υλικό κτιρίου = Τοιχοποιία»

■ «Κτίριο > Γενικά > Δευτερεύον υλικό κτιρίου = Σκυρόδεμα»

3.3.1.1 Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας

Πρόκειται για συμβατικό κτίριο κατοικιών σπουδαιότητας II, οπότε επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 (βλ. Πίνακα 3.1) η οποία αντιστοιχεί σύμφωνα με τον πίνακα 2.1 του ΚΑΝΕΠΕ σε πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια.

Στόχοι αποτίμησης

Σπουδαιότητα	Ελάχιστος	Συνιστώμενος	Προαιρετικός
I	Γ2	Γ2	Β3
II	Γ1	Γ1, Β2	Α3
III και άνω	Β1	Α2, Β1	Γ0

Πίνακας 3.1: Ελάχιστοι στόχοι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

3.3.1.2 Υπολογισμός εδαφικής επιτάχυνσης a_g

Η επιλογή της εδαφικής επιτάχυνσης εξαρτάται άμεσα από τη στάθμη επιτελεστικότητας και τη σεισμική ζώνη. Σύμφωνα με την §2.1(4) του EC8-1 καθώς και το Παράρτημα Α του EC8-2 καθορίζεται η σχέση της ζητούμενης εδαφικής επιτάχυνσης συναρτήσει της επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} .

$$\frac{\alpha_{g,NC}}{\alpha_{gR}} = \left(\frac{P(\alpha_{gR})}{P(\alpha_{g,NC})} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0.1}{0.1} \right)^{\frac{1}{3}} = 1$$

Όπου:

$P(a_{gR}) = PLR = 10\%$ η πιθανότητα υπέρβασης του σεισμού αναφοράς

$P(a_{g,NC}) = 10\%$ η πιθανότητα υπέρβασης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Συνεπώς ισχύει: $a_{g,NC} = a_{gR} = 0.16 g$

Η εδαφική επιτάχυνση που υπολογίστηκε ορίζεται στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα > Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR}[*g] = 0.16$ ».

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | **Φάσμα** | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Σύμμικτα | **Ε**

Αντισεισμικός κανονισμός	?	EC8
Εθνικό προσάρτημα	?	GR - Ελλάδα
Σεισμική δράση		
Σεισμική ζώνη	?	Z1
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_g [g]	?	0.160
Σπουδαιότητα κτιρίου	?	II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής σπουδαιότητας I	?	1.000
Συντελεστής τοπογραφίας S _T	?	1.000
Παράμετροι φάσματος		
Φάσμα	?	Φάσμα σχεδιασμού
Εδαφικός τύπος	?	B
Συντελεστής εδάφους S	?	1.000
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος	?	...
Συντελεστής απόσβεσης [%]	?	5.00
Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού	?	0.200
Απλοποιημένη φασματική μέθοδος		
Συντελεστής διάρθρωσης η_x	?	1.000
Συντελεστής διάρθρωσης η_z	?	1.000
Εκτίμηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T _{a,x}	?	C _t *h ^{0.75}
Εκτίμηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T _{a,z}	?	C _t *h ^{0.75}
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου T _{a,x} : C _t *h=...	?	0.050
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου T _{a,z} : C _t *h=...	?	0.050
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T _{a,x}	?	0.500
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T _{a,z}	?	0.500

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.2: Ορισμός εδαφικής επιτάχυνσης a_g για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχοποιίας.

3.3.1.3 Επιλογή συντελεστή συμπεριφοράς q

Στον πίνακα 9.1 του EC8-1 και στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα δίνονται οι τιμές για το βασικό συντελεστή συμπεριφοράς q' που αντιστοιχεί στη στάθμη SD.

Τοιχοδομές	Συντελεστής συμπεριφοράς q
Αοπλη τοιχοποιία	1.5
Διαζωματική τοιχοποιία	2.0
Οπλισμένη τοιχοποιία	2.5

Πίνακας 3.2: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας SD.

■ q' από EC8-1., Πίνακας 9.1:

$q'=1.5$ είναι ο καθολικός συντελεστής συμπεριφοράς που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας SD για άοπλες τοιχοποιίες χωρίς βλάβες

Στη συνέχεια προσδιορίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q^* που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας NC (Γ1).

■ q^* από ΚΑΝΕΠΕ, Πίνακας 4.1:

q^* είναι ο καθολικός συντελεστής συμπεριφοράς της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας (DL, SD, NC)

$S_{DL} = q^*/q' = 0.6$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας DL (με $1.0 < q^* < 1.5$)

$S_{SD} = q^*/q' = 1.0$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD

$S_{NC} = q^*/q' = 1.4$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC

Από τα παραπάνω προκύπτει:

Για τη στάθμη Αποφυγή κατάρρευσης NC

$$q_{NC} = q' \cdot S_{NC} = 1.5 \cdot 1.40 = 2.10$$

Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q που υπολογίστηκε ορίζεται σε όλες τις διευθύνσεις ($q = q_x = q_z = q_y = 2.1$) στην καρτέλα:

- «Κτίριο > Συντελεστής q > Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια $q_x = 2.1$ »
- «Κτίριο > Συντελεστής q > Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια $q_z = 2.1$ »
- «Κτίριο > Συντελεστής q > Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια $q_y = 2.1$ »

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | **Συντελεστής q** | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας

Συντελεστής q $q=q_0 \cdot k_w$

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_k	?	2.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_z	?	2.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q_v	?	2.100

Στατικό Σύστημα

Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	?	Τοιχοποιία
Κατηγορία ηλαστικότητας	?	ΚΠ Μ
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]	?	Άσπλη τοιχοποιία
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]	?	Άσπλη τοιχοποιία

au/a1

Ο λόγος υπεραντοχής $au/a1$ καθορίζεται από pushover	?	Όχι
Λόγος υπεραντοχής $[au/a1]_x$	?	1.000
Λόγος υπεραντοχής $[au/a1]_z$	?	1.000
Κανονικότητα σε κάτοψη	?	Όχι
Τελική τιμή λόγου $[au/a1]_x$	?	1.000
Τελική τιμή λόγου $[au/a1]_z$	?	1.000

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.3: Ορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχοποιίας.

3.3.1.4 Επιλογή ΣΑΔ

Εξαρτάται από το επίπεδο γνώσης (KL) ή Στάθμη αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) (EC8-3 §3.3.1). Ανάλογα με τη Σ.Α.Δ. οι τιμές του συντελεστή CF εμφανίζονται στον Πίνακα 3.3.

	Συντελεστής εμπιστοσύνης CF	
	GR	CY
KL1 Περιορισμένη γνώση	1.30	1.35
KL2 Κανονική γνώση	1.20	
KL3 Πλήρης γνώση	1.10	1.00

Πίνακας 3.3: Συντελεστές εμπιστοσύνης φέρουσας τοιχοποιίας ανάλογα με το Επίπεδο Γνώσης (Σ.Α.Δ.) για εθνικό προσάρτημα Ελλάδας και Κύπρου.

Στο παρόν παράδειγμα οι αντοχές της φέρουσας τοιχοποιίας δεν τεκμηριώνονται μέσω εργαστηριακών δοκιμών, συνεπώς επιλέγεται ΣΑΔ «Περιορισμένη/Ανεκτή». Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.3 ορίζεται συντελεστής εμπιστοσύνης $CF=1.3$.

Ο συντελεστής εμπιστοσύνης που υπολογίστηκε ορίζεται στην καρτέλα «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Συντελεστής εμπιστοσύνης CF EC8-3 = 1.3».

Κτίριο	Εδαφος	Υλικά - Αποτίμηση	Δομικός χάλυβας	Σύμμικτα	Αποτίμηση	Φάσμα - Αποτίμηση	Φέρουσα τοιχοποιία	Τοιχοπήλωση
Τύπος τοίχου	?	Άσπλη τοιχοποιία						
Επιμέρους συντελεστής υλικού τοίχου (στατικές δράσεις) γM	?	2.000						
Συντελεστής εμπιστοσύνης CF EC8-3	?	1.300						
Συντ. ασφαλείας χάλυβα (σεισμικές δράσεις) γS,e	?	1.000						
Μέτρο ελαστικότητας καθαρής άσπλης τοιχοποιίας [kN/m²]	?	4.0E+06						
Λιθασώματα								
Τύπος λιθασώματος	?	Οπτόπλινθος						
Ομάδα	?	Ομάδα 2						
Σκαφοειδή λιθασώματα	?	Όχι						
Πλήρωση κατακόρυφων αρμών	?	Ναι						
Διαμήκης αρμός	?	Όχι						
Μέση θλιπτική αντοχή λιθασμάτων fb [MPa]	?	8.000						
Κονιάματα								
Κονίαμα	?	Γενικής εφαρμογής						
Θλιπτική αντοχή κονιάματος M fmort [MPa]	?	5.000						
Αντοχή τοιχοποιίας								
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	?	Όχι						
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή fk [MPa]	?	4.000						
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή fvk0 [MPa]	?	0.300						
Χαρακτ. καμπτική αντοχή παράλληλα στους αρμούς fvk1 [MPa]	?	0.100						
Παραμόρφωση διαρροής τοιχοποιίας em1 [%]	?	0.15						
Οριακή παραμόρφωση τοιχοποιίας emu [%]	?	0.20						

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.4: Ορισμός συντελεστή εμπιστοσύνης CF για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχοποιίας.

3.3.1.5 Επιλογή συντελεστή γM

Ο επιμέρους συντελεστής τοιχοποιίας γM επιλέγεται από τον αντίστοιχο Πίνακα του Εθνικού Προσαρτήματος του EN 1996-1-1 ανάλογα με την κατηγορία των λιθασωμάτων, το είδος κονιάματος και τη στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής. Από τον συντελεστή γM για τις στατικές δράσεις προκύπτει ο συντελεστής υλικού του τοίχου γm για τις σεισμικές δράσεις (EC8-1 §9.6). Η τιμή του είναι τα 2/3 της τιμής γM, όχι όμως λιγότερο από 1.5. Συνεπώς η τελική τιμή του γm προκύπτει ως:

$$\gamma_m = \max(2/3 \cdot \gamma_M, 1.5)$$

Στο παρόν παράδειγμα, σύμφωνα με την §2.4.3 του EC6 προκύπτει τιμή $\gamma_M=2.0$, οπότε $\gamma_m=1.5$.

Ο επιμέρους συντελεστής υλικού τοίχου γ_M ορίζεται στην καρτέλα «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Επιμέρους συντελεστής υλικού τοίχου (στατικές δράσεις) $\gamma_M = 2.0$ ».

Παράμετρος	Τιμή
Επιμέρους συντελεστής υλικού τοίχου (στατικές δράσεις) γ_M	2.000
Συντελεστής εμπιστοσύνης CF EC8-3	1.300
Συντ. ασφαλείας χάλυβα (σεισμικές δράσεις) $\gamma_{s,e}$	1.000
Μέτρο ελαστικότητας καθαρής άσπληης τοιχοποιίας [kN/m²]	4.0E+06
Λιθασώματα	
Τύπος λιθασώματος	Οπτόπλινθος
Ομάδα	Ομάδα 2
Σκαφοειδή λιθασώματα	Όχι
Πλήρωση κατακόρυφων αρμών	Ναι
Διαμήκης αρμός	Όχι
Μέση θλιπτική αντοχή λιθασωμάτων f_b [MPa]	8.000
Κονιάματα	
Κονίαμα	Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική αντοχή κονιάματος $M f_{mort}$ [MPa]	5.000
Αντοχή τοιχοποιίας	
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	Όχι
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_k [MPa]	4.000
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή f_{vk0} [MPa]	0.300
Χαρακτ. κομπτική αντοχή παράλληλα στους αρμούς f_{vk1} [MPa]	0.100
Παραμόρφωση διαρροής τοιχοποιίας ϵ_{m1} [%]	0.15
Οριακή παραμόρφωση τοιχοποιίας ϵ_{mu} [%]	0.20

Εικόνα 3.5: Ορισμός συντελεστή υλικού τοίχου γ_M για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχοποιίας.

Σημείωση

Στο Fespa αρκεί να δοθεί μόνο ο συντελεστής γ_M για τις στατικές δράσεις. Ο αντίστοιχος συντελεστής γ_m για τις σεισμικές υπολογίζεται, έπειτα, αυτόματα από το πρόγραμμα

3.3.1.6 Εισαγωγή μέσων αντοχών πεσσών

Ορίζεται η μέση θλιπτική αντοχή f_m και η μέση διατμητική αντοχή υπό μηδενική θλιπτική τάση f_{vm0} της τοιχοποιίας. Έπειτα, στους υπολογισμούς ελέγχου επάρκειας οι αντίστοιχες τιμές διαιρούνται αυτόματα με τους μειωτικούς

συντελεστές CF ή γ_m . Επίσης, για τον υπολογισμό της τελικής διατμητικής αντοχής (βλ. §4.1.1) πρέπει να εισαχθεί και η μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων f_b .

Οι μέσες τιμές των αντοχών ορίζονται έπειτα από τις παρακάτω ενέργειες:

- «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Αυτόματος υπολογισμός αντοχών = ΟΧΙ»
- «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_k [MPa] = 4.0»
- «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή f_{vk0} [MPa] = 0.3»
- «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Μέση θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων f_b [MPa] = 8.0»

Παράλληλα, εισάγεται το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, το οποίο σύμφωνα με την §3.7.2 του EC6 ισούται με:

$$E = 1000 \cdot f_m$$

Το μέτρο ελαστικότητας ορίζεται στην καρτέλα «Κτίριο > Φέρουσα τοιχοποιία > Μέτρο ελαστικότητας καθαρής άοπλης τοιχοποιίας [KN/m²] = 4.0E+06».

Παράμετρος	Τύπος	Τιμή
Τύπος τοίχου	?	Άσπη τοιχοποιία
Επιμέρους συντελεστής υλικού τοίχου (στατικές δράσεις) γM	?	2.000
Συντελεστής εμπιστοσύνης CF EC8-3	?	1.300
Συντ. ασφαλείας χάλυβα (σεισμικές δράσεις) γs_e	?	1.000
Μέτρο ελαστικότητας καθαής άσπης τοιχοποιίας [kN/m²]	?	4.0E+06
Λιθασμάτα		
Τύπος λιθασμάτος	?	Οπτόπλινθος
Ομάδα	?	Ομάδα 2
Σκαφοειδή λιθασμάτα	?	Όχι
Πλήρωση κατακόρυφων αρμών	?	Ναι
Διαμήκης αρμός	?	Όχι
Μέση θλιπτική αντοχή λιθασμάτων fb [MPa]	?	8.000
Κονιάματα		
Κονίαμα	?	Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική αντοχή κονιάματος M fmoit [MPa]	?	5.000
Αντοχή τοιχοποιίας		
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	?	Όχι
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή fk [MPa]	?	4.000
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή fvk0 [MPa]	?	0.300
Χαρακτ. καμπτική αντοχή παράλληλα στους αρμούς ftk1 [MPa]	?	0.100
Παραμόρφωση διαρροής τοιχοποιίας εm1 [%]	?	0.15
Οριακή παραμόρφωση τοιχοποιίας εmu [%]	?	0.20

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.6: Ορισμός μέσης θλιπτικής και διατμητικής αντοχής για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχοποιίας καθώς και μέτρου ελαστικότητας.

Στην προκειμένη μελέτη είναι γνωστές οι μέσες αντοχές της τοιχοποιίας και γι' αυτό δίνονται απευθείας. Σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμες μπορούν να εκτιμηθούν με βάση τις χαρακτηριστικές. Βλέπε λεπτομέρειες για την εκτίμηση μέσων τιμών από τις χαρακτηριστικές στο κεφάλαιο 5 – «Παράρτημα Α». Παράλληλα, παρατίθενται ενδεικτικές μέσες τιμές αντοχών, ανάλογα με το είδος της τοιχοποιίας στο κεφάλαιο 6 – «Παράρτημα Β».

Παρατήρηση

Παράλληλα με τους ελέγχους επάρκειας κατά τον EC8-3 το Fespa εκτελεί και όλους τους ελέγχους κατά τον EC6 και EC8-1, θεωρώντας ότι πρόκειται εναλλακτικά για νέα κατασκευή. Τα δεδομένα της μελέτης διαφοροποιούνται σε κάθε περίπτωση μόνο ως προς το είδος των αντοχών. Έτσι, στην περίπτωση υφιστάμενου κτιρίου πρέπει να δίνονται από τον μελετητή οι μέσες αντοχές, ενώ στην περίπτωση νέου οι χαρακτηριστικές.

3.3.2 Επίλυση και έλεγχοι επάρκειας

3.3.2.1 Επίλυση



Στην εργαλειογραμμή «Στατικά» επιλέξτε «Επίλυση» και στη συνέχεια την εντολή «Επίλυση και οπλισμός κτιρίου», για να πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι επάρκειας των μελών από φέρουσα τοιχοποιία.

3.3.2.2 Έλεγχος επάρκειας

Τα αποτελέσματα των ελέγχων επάρκειας θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Υποστυλώματα > Συγκεντρωτικός πίνακας υποστυλωμάτων > Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-3 >».

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται σε όρους καθολικών μεγεθών του κτιρίου με βάση το λόγο ανεπάρκειας ορόφου ($\lambda_{\text{ορόφου}}$). Συνεπώς το τελικό συμπέρασμα επάρκειας ή ανεπάρκειας του κτιρίου εξάγεται από τον παρακάτω πίνακα:

Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας λ ανά διεύθυνση και όροφο κατά EC8-3 (Γ.4.1.3)

Όροφος [l]	ΣA_l [cm ²]	$\Sigma(A_l)Z$ [cm ²]	$\Sigma(A_l)X$ [cm ²]	$\Sigma(A_l/A_l)$ [cm ²]	$\Sigma(A_l/A_l)Z$ [cm ²]	$\Sigma(A_l/A_l)X$ [cm ²]	λ (ορόφου) [l]	λ_Z (ορόφου) [l]	λ_X (ορόφου) [l]
0	181800	84300	97500	336526	175059	161467	0,54	0,48	0,60
1	181800	84300	97500	559403	284869	274534	0,32	0,30	0,36

$$\lambda_{\text{ορόφου}} = \frac{\sum A_l}{\sum (A_l / \lambda_l)} \quad \lambda_{Z,\text{ορόφου}} = \frac{\sum (A_l)_Z}{\sum (A_l / \lambda_l)_Z} \quad \lambda_{X,\text{ορόφου}} = \frac{\sum (A_l)_X}{\sum (A_l / \lambda_l)_X}$$

Πίνακας 3.4: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα καθολικών λόγων ανεπάρκειας στο Τεύχος αποτελεσμάτων - Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων

Συμπεραίνεται ότι το κτίριο καθολικά παρουσιάζει επάρκεια στη δεδομένη σεισμική απαίτηση. Στο κεφάλαιο 4.1 του παρόντος περιγράφεται αναλυτικά η ερμηνεία των αποτελεσμάτων. Για το συγκεκριμένο κτίριο, όπως θα δούμε και στη συνέχεια, αστοχούν σε διάτμηση οι δύο γωνιακοί πεσσοί [K17(0), K18(0)] όπως φαίνεται στον **Πίνακα 3.5**. («Τεύχος > Υποστυλώματα > Συγκεντρωτικός πίνακας υποστυλωμάτων > Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-3 > Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών κατά EC8-3 (Γ.4.2)».)

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών κατά EC8-3(Γ.4.2)

Όνομα [/]	Διστομή [/]	Φόρτιση [/]	Θέση [/]	Vsd [kN]	Vf [kN]	Vn [kN]	Έλεγχος από	λI [/]	AI [cm ²]	Διεύθυνση [/]
K 17(0)	35/250	ΣΣ5	17(0)	54,61	44,20	16,02	τάμνουσα	3,41	8750	Z
K 17(1)	35/250	ΣΣ6	17(0)	27,33	58,89	101,38	κάμψη	0,46	8750	Z
K 18(0)	35/250	ΣΣ22	18(0)	54,70	44,38	14,96	τάμνουσα	3,66	8750	Z
K 18(1)	35/250	ΣΣ21	18(0)	27,31	59,25	138,35	κάμψη	0,46	8750	Z
K 19(0)	200/35	ΣΣ4	19(0)	27,27	36,44	92,87	κάμψη	0,75	7000	X
K 19(1)	200/35	ΣΣ20	19(0)	19,15	48,38	127,14	κάμψη	0,40	7000	X
K 20(0)	225/35	ΣΣ19	20(0)	39,88	64,77	119,28	κάμψη	0,62	7875	X
K 20(1)	225/35	ΣΣ3	20(0)	24,14	57,78	138,30	κάμψη	0,42	7875	X
K 21(0)	200/35	ΣΣ19	21(0)	31,08	51,19	105,66	κάμψη	0,61	7000	X
K 21(1)	200/35	ΣΣ20	21(0)	18,90	47,35	127,21	κάμψη	0,40	7000	X
K 22(0)	500/35	ΣΣ10	22(0)	154,26	250,33	316,12	κάμψη	0,62	17500	X
K 22(1)	500/35	ΣΣ26	22(0)	92,16	309,78	336,25	κάμψη	0,30	17500	X
K 23(0)	225/35	ΣΣ18	23(0)	41,90	59,65	97,22	κάμψη	0,70	7875	X
K 23(1)	225/35	ΣΣ26	23(0)	27,91	57,68	126,91	κάμψη	0,48	7875	X
K 24(0)	500/35	ΣΣ25	24(0)	154,29	249,13	314,52	κάμψη	0,62	17500	X
K 24(1)	500/35	ΣΣ17	24(0)	89,43	300,28	335,33	κάμψη	0,30	17500	X
K 25(0)	35/250	ΣΣ1	25(0)	48,98	54,87	80,82	κάμψη	0,89	8750	Z
K 25(1)	35/250	ΣΣ30	25(0)	45,78	67,04	100,51	κάμψη	0,68	8750	Z
K 26(0)	35/250	ΣΣ5	26(0)	47,53	73,84	126,20	κάμψη	0,64	8750	Z
K 26(1)	35/250	ΣΣ6	26(0)	32,27	88,39	169,97	κάμψη	0,37	8750	Z
K 27(0)	35/250	ΣΣ5	27(0)	44,78	79,01	153,50	κάμψη	0,57	8750	Z
K 27(1)	35/250	ΣΣ30	27(0)	54,53	102,29	145,24	κάμψη	0,53	8750	Z
K 29(0)	35/250	ΣΣ22	29(0)	47,48	72,37	123,60	κάμψη	0,66	8750	Z
K 29(1)	35/250	ΣΣ21	29(0)	32,10	89,24	171,35	κάμψη	0,36	8750	Z
K 30(0)	35/250	ΣΣ22	30(0)	45,00	78,73	151,96	κάμψη	0,57	8750	Z
K 30(1)	35/250	ΣΣ13	30(0)	54,23	102,45	145,99	κάμψη	0,53	8750	Z
K 31(0)	35/250	ΣΣ18	31(0)	49,02	54,76	80,28	κάμψη	0,90	8750	Z
K 31(1)	35/250	ΣΣ13	31(0)	45,69	66,98	100,63	κάμψη	0,68	8750	Z
K 32(0)	225/35	ΣΣ1	32(0)	41,92	59,23	95,92	κάμψη	0,71	7875	X
K 32(1)	225/35	ΣΣ9	32(0)	27,96	57,82	127,03	κάμψη	0,48	7875	X
K 33(0)	225/35	ΣΣ4	33(0)	39,90	64,75	119,18	κάμψη	0,62	7875	X
K 33(1)	225/35	ΣΣ20	33(0)	24,13	57,73	138,26	κάμψη	0,42	7875	X
K 34(0)	200/35	ΣΣ4	34(0)	31,09	51,20	105,63	κάμψη	0,61	7000	X
K 34(1)	200/35	ΣΣ3	34(0)	18,91	47,41	127,30	κάμψη	0,40	7000	X
K 35(0)	200/35	ΣΣ19	35(0)	27,26	36,44	92,90	κάμψη	0,75	7000	X
K 35(1)	200/35	ΣΣ3	35(0)	19,15	48,35	127,10	κάμψη	0,40	7000	X

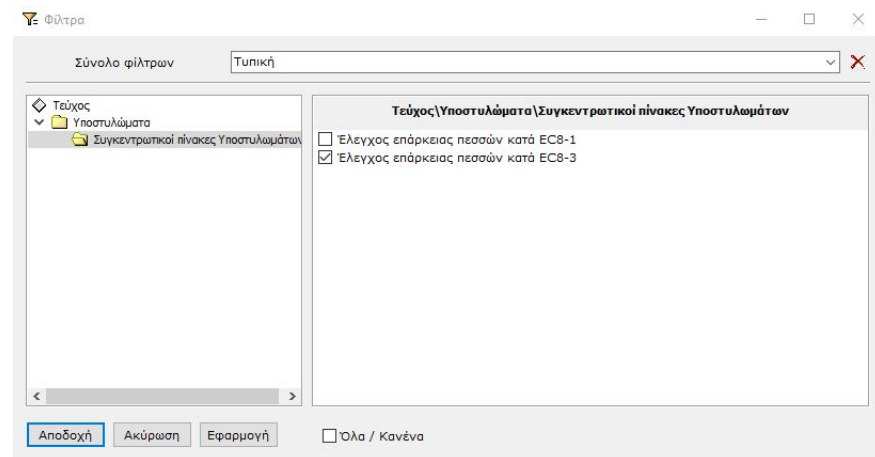
Πίνακας 3.5: Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών

Ωστόσο η καθολική ικανότητα του κτιρίου παρουσιάζει επάρκεια, καθώς οι υπόλοιποι πεσσοί και τα μέλη από Ο/Σ αναλαμβάνουν το μέρος της έντασης που μεταβιβάζεται σε αυτά κατά την αστοχία των 2 πεσσών. Παρ' όλα αυτά, επειδή οι δύο πεσσοί εμφανίζουν αυξημένους λόγους ανεπάρκειας ($\lambda > 2.5$), επιλέγεται να γίνει ενίσχυση των μελών με αμφίπλευρους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, έτσι ώστε να αποφευχθούν πιθανοί τοπικοί μηχανισμού κατάρρευσης του κτιρίου (βλέπε κεφάλαιο 3.4 του παρόντος).

3.3.2.3 Τακτοποίηση Τεύχους Μελέτης (Βήμα 10)

Για να ολοκληρωθεί η φάση του ελέγχου επάρκειας των πεσσών από φέρουσα τοιχοποιία θα πρέπει να αποκρυφθεί από το Τεύχος ο συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας πεσσών κατά EC8-1, έτσι ώστε να μην υπάρχει σύγχυση. Μέσω της επιλογής «Φίλτρα» στο menu «Επιλογές» της κεντρικής εργαλειογραμμής του Τεύχους, ο μελετητής αποφασίζει ποια αποτελέσματα θα εκτυπωθούν και για ποιους ορόφους και ποια όχι. Επιλέγονται διαδοχικά:

- «Φίλτρα > Συγκεντρωτικοί πίνακες υποστυλωμάτων > Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-3»



Εικόνα 3.7: Παράθυρο επιλογής αποτελεσμάτων προς εκτύπωση.

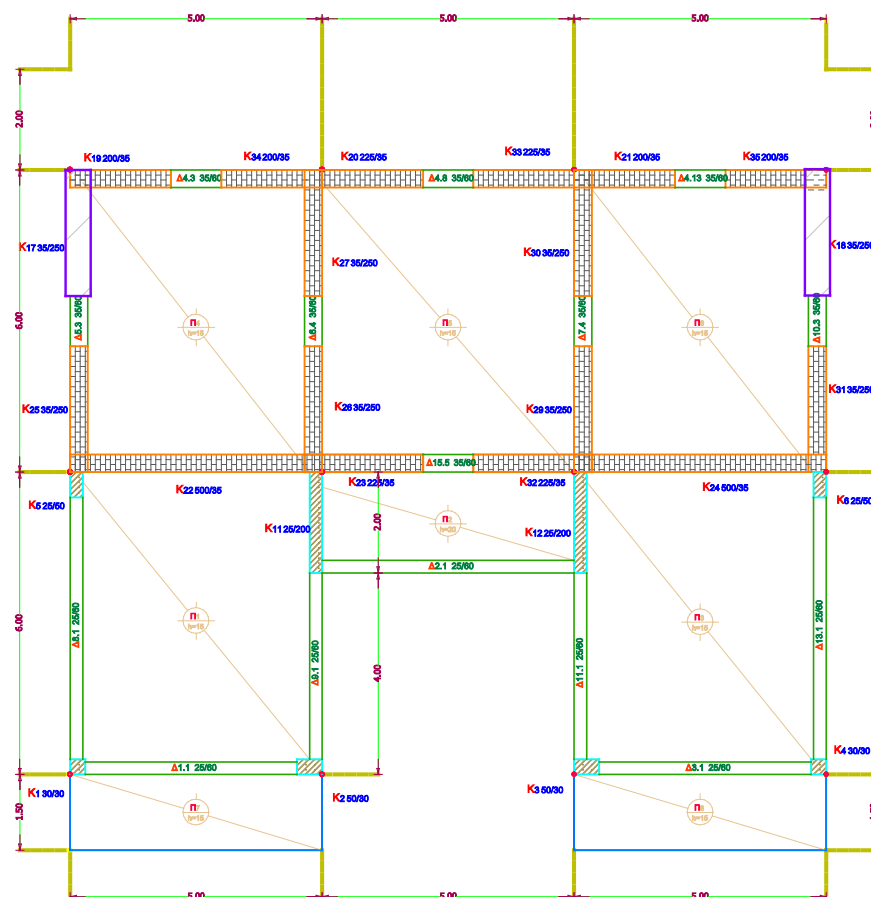
Παρατήρηση

Οι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC8-1 είναι αρκετά δυσμενέστεροι καθώς είναι προσανατολισμένοι σε νέες και σύγχρονες κατασκευές και απαγορεύουν την παραμικρή αστοχία οποιουδήποτε πεσσού. Αντίθετα, στο πνεύμα του EC8-3 βρίσκεται η ανακατανομή της έντασης μετά την αστοχία ενός ή περισσότερων πεσσών, διενεργώντας τους ελέγχους σε όρους καθολικών λόγων ανεπάρκειας ορόφων.

3.4 Ενίσχυση πεσσών φέρουσας τοιχοποιίας με μανδύες (Βήμα 11)

Επιλέγεται η ενίσχυση των πεσσών K17 και K18 και στους δύο ορόφους με αμφίπλευρους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος συνολικού πάχους 15 cm με οριζόντια και κατακόρυφη εσχάρα οπλισμού Φ10/30 (Σχήμα 3.2).

Αρχικά, εισάγουμε τις νέες διαστάσεις των ενισχυμένων πεσσών στην καρτέλα «Υποστυλώμα > Γενικά > b [m] = 0.50», καθώς το νέο πλάτος τους, έπειτα από την προσθήκη του μανδύα ισούται με $b=35+15=50$ cm.



Σχήμα 3.2: Ξυλότυπος οροφής ισογείου και ορόφου έπειτα από την ενίσχυση των πεσσών K17 και K18

Ενίσχυση του κάθε πεσσού πραγματοποιείται με τις παρακάτω εντολές της καρτέλας «Υποστύλωμα»:

- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Τύπος τοίχου = Οπλισμένη τοιχοποιία (μανδύας/πυρήνας σκυροδέματος)»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Τύπος όπλισης τοιχοποιίας = Αμφίπλευρος μανδύας»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Συνολικό πάχος μανδύα Στml [m] = 0.15»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Διάμετρος κατακόρυφου οπλισμού Φν [mm] = 10.0»

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έπειτα από την ενίσχυση παρουσιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 4.1.

3.5 Τοποθέτηση οπλισμών υποστυλωμάτων και δοκών και απενεργοποίηση σενάζ (Βήματα 12 και 13)

Αφού έχει ολοκληρωθεί η 1^η φάση της αποτίμησης των μελών από φέρουσα τοιχοποιία, ακολουθεί η τοποθέτηση οπλισμών των υποστυλωμάτων και δοκών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Κατά την επίλυση με Ευρωκώδικες για τον έλεγχο επάρκειας των πεσσών, τοποθετήθηκαν και οι οπλισμοί των στύλων και δοκών. Για την τροποποίηση τους, έτσι ώστε να ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα διαβάστε το «Παράδειγμα προσθήκης ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή με ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας και ανελαστική ανάλυση Pushover (Κεφάλαιο 11)». Για επιτάχυνση της διαδικασίας μπορεί να παρεμβληθεί επίλυση με παλαιούς κανονισμούς (Παλαιός '54, Αντισεισμικός κανονισμός: Παλαιός '85) έτσι ώστε οι δοκιμαστικοί οπλισμοί προς τροποποίηση να είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα.

Επίσης, οι δοκοί που προσομοιώνουν το σενάζ πάνω από τους πεσσούς καλό είναι να αφαιρεθούν από τους ελέγχους επάρκειας της ελαστικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας. Αυτό ορίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραμέτρους στην καρτέλα «Στατικά» της «Δοκού»:

- «Δοκός > Στατικά > Εκτύπωση αποτελεσμάτων = Όχι»
- «Δοκός > Στατικά > Διαστασιολόγηση, αποτίμηση = Όχι»

Παράμετρος	Τύπος	Μονάδα	Αποτίμηση
Ελαστική άρθρωση αρχής y(2)	?		Όχι
Ελαστική άρθρωση τέλους y(2)	?		Όχι
Ελαστική άρθρωση αρχής z(3)	?		Όχι
Ελαστική άρθρωση τέλους z(3)	?		Όχι
Συντελεστής ελαστικών αρθρώσεων	?		
Συντελεστής αξονικής δυσκαμψίας	?	1.000	
Άκαμπτες απολήξεις	?		
Αυτόματος υπολογισμός άκαμπτων απολήξεων	?	Ναι	
Πρόβολος	?	Αυτόματο	
Παραλαβή φορτίων ανέμου (στέγη)	?	Όχι	
Παραλαβή φορτίων χιονιού (στέγη)	?	Όχι	
Συντελεστής σχήματος μ	?	0.000	
Εκτύπωση αποτελεσμάτων	?	Όχι	
Διαστασιολόγηση, αποτίμηση	?	Όχι	
Αναλυτικά αποτελέσματα	?	Ναι	
Εκτύπωση αποτελεσμάτων χρονοϊστορίας	?	Όχι	
ΣΠΕΜ δοκών (nr)	?	1.000	

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.9: Ορισμός παραμέτρων δοκών για την εξαίρεσή τους από τους ελέγχους επάρκειας της ελαστικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας.

3.6 Επίλυση & Έλεγχος μελών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στο FespaR (Βήματα 14 – 18)

3.6.1 Ορισμός παραμέτρων μελέτης

Για να είναι δυνατή η πραγματοποίηση των ελέγχων επάρκειας των μελών από Ο/Σ σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ πρέπει αρχικά να αλλάξει η γενική περιγραφή εργασίας καθορίζοντας τις παραμέτρους:

- «Κτίριο > Γενικά > Γενική περιγραφή εργασίας = Προσθήκες-Ενισχύσεις-Αποτίμηση»
- «Κτίριο > Γενικά > Στόχος = Αποτίμηση Φ.Ι.»

Εικόνα 3.10: Ορισμός γενικών παραμέτρων κτιρίου για την αποτίμηση των μελών από Ο/Σ.

3.6.1.1 Επιλογή ΣΑΔ και καθορισμός ποιότητας σκυροδέματος και χάλυβα

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, δεν ελήφθησαν δοκίμια σκυροδέματος για την εξακρίβωση της πραγματικής αντοχής των δοκών και υποστυλωμάτων. Για το λόγο αυτό θα χρησιμοποιηθούν «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών, ενώ στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. θεωρείται «ανεκτή».

Εφαρμοσθέντες κανονισμοί μελέτης & κατασκευής	«Ονομαστική» μέση τιμή f_{cm} (MPa)	Χαρακτηριστική τιμή f_{ck} (MPa)
... < 1954	10	6
1954 < ... < 1985	12	8
1985 < ... < 1995	16	12
1995 < ...	20	16

Πίνακας 3.6: «Ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος (ΚΑΝΕΠΕ 2017, Παράρτημα 3.1, Πίνακας Ι).

Κατηγορία χάλυβα οπλισμού	«Ονομαστική» μέση τιμή f_{ym} (MPa)	Χαρακτηριστική τιμή f_{yk} (MPa)
S220 & StI	280	240
S400 & StIII	450	410
S500 & StIV	520	500

Πίνακας 3.7: «Ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού (ΚΑΝΕΠΕ 2017, Παράρτημα 3.1, Πίνακας 2).

Σύμφωνα με τη χρονολογία κατασκευής της προσθήκης κατ' επέκταση (1986) και της κατηγορίας χάλυβα του οπλισμού, λαμβάνονται από τον **Πίνακα 3.6** και τον **Πίνακα 3.7** οι αντοχές:

- Μέση αντοχή σκυροδέματος $f_{cm} = 16.0$ MPa
- Μέση αντοχή χάλυβα Stahl III $f_{ym} = 450$ MPa

Σημείωση

Στο Fespa εισάγονται οι μέσες τιμές αντοχών και οι χαρακτηριστικές που χρησιμοποιούνται στη μέθοδο q υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Στην καρτέλα «Υλικά – Αποτίμηση» του «Κτιρίου» δίνουμε τις παρακάτω τιμές στις παραμέτρους:

- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή σκυροδέματος f_{cm} [MPa] = 16.0»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} [MPa] = 450»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού $\epsilon_{su_e}[\%] = 6.000$ ».
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywm} [MPa] = 450»
- «Κτίριο > Υλικά - Αποτίμηση > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) σκυροδέματος = KL1 – Περιορισμένη (ανεκτή)»
- «Κτίριο > Υλικά - Αποτίμηση > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) χάλυβα οπλισμού = KL1 – Περιορισμένη (ανεκτή)»

Κτίριο	
Γενικά Αντισεισμικός Φάσμα Συντελεστής q Σκυρόδεμα Οπλισμός Έδαφος Υλικά - Αποτίμηση Δομικός χάλυβας Σ	
Χαρακτηρισμός μελών	? Υφιστάμενα
Οπλισμοί μελών	? Νέα & ενισχυόμενα με μανδύα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	? Ναι
Νέο σκυρόδεμα	
Ποιότητα σκυροδέματος	? C16/20
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f _{ck} [MPa]	? 16
Νέος οπλισμός	
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f _{yk} [MPa]	? 450
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού ε _{su_n} [%]	? 6.000
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f _{ywk} [MPa]	? 450
Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός	
Μέση αντοχή σκυροδέματος f _{cm} [MPa]	? 16.0
Μέση αντοχή χάλυβα f _{ym} [MPa]	? 450.0
Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού ε _{su_e} [%]	? 6.000
Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f _{ywm} [MPa]	? 450.0
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμεν υλικών - Σ.Υ.Τ. ασφαλείας	
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος	? KL1 - Περιορισμένη (ανεκτή)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος C _{Fc}	? 1.300
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ' _c	? 1.650
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού	? KL1 - Περιορισμένη (ανεκτή)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα C _{Fs}	? 1.300
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ' _s	? 1.250
Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία	

Εικόνα 3.11: Ορισμός ΣΑΔ και αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα για την αποτίμηση των μελών από Ο/Σ.

3.6.1.2 Ορισμός στάθμης επιτελεστικότητας

Προκειμένου να είναι συμβατός ο έλεγχος των μελών από Ο/Σ με τους πεσσούς θα χρησιμοποιηθεί μόνο η στάθμη επιτελεστικότητας NC (Γ1) με εδαφική επιτάχυνση $\alpha_{g,NC}=0.16$ g. Συνεπώς στην καρτέλα «Φάσμα – Αποτίμηση» του «Κτιρίου» απενεργοποιούμε τις στάθμες DL και SD με βάση τις παρακάτω παραμέτρους:

- «Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση > Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση α_{gR} [*g] = 0.16»
- «Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση > Στάθμη επιτελεστικότητας DL= OXI»
- «Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση > Στάθμη επιτελεστικότητας SD= OXI»
- «Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση > Στάθμη επιτελεστικότητας NC= 1^η αστοχία υποστ/τος ή κύριας δοκού*»

Κτίριο

Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Σύμμικτα | Αποτίμηση | **Φάσμα - Αποτίμηση** | Φέρουσα

Χαρακτηριστικά φάσματος

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR [%] ? 0.160

Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ? 1.000

Παράμετροι φάσματος - Τιμές αναφοράς (Σπουδαιότητα II)

Συμβατικός χρόνος ζωής T_L [έτη] ? 50

Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει... ? Πιθανότητας υπέρβασης PR

Πιθανότητα υπέρβασης PLR [%] ? 9.99

Περίοδος επαναφοράς T_{LR} [έτη] ? 475.0

Εκθέτης k ? 3.000

DL - Περιορισμός βλαβών

Στάθμη επιτελεστικότητας DL ? Όχι

DL - Περίοδος επαναφοράς T_{DLR} [έτη] ? 72.1

DL - Πιθανότητα υπέρβασης P_{DLR} [%] ? 50.00

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot agR$)_DL ? 0.085

SD - Σημαντικές βλάβες

Στάθμη επιτελεστικότητας SD ? Όχι

SD - Περίοδος επαναφοράς T_{SDR} [έτη] ? 474.6

SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_{SDR} [%] ? 10.00

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot agR$)_SD ? 0.160

NC - Οικονομική κατάρρευση

Στάθμη επιτελεστικότητας NC ? 1η αστοχία υποστ/τος ή κύριας δοκού*

NC - Περίοδος επαναφοράς T_{NCR} [έτη] ? 474.6

NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_{NCR} [%] ? 10.00

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I \cdot agR$)_NC ? 0.160

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.12: Ορισμός στάθμης επιτελεστικότητας για την αποτίμηση των μελών από Ο/Σ.

3.6.1.3 Επιλογή συντελεστή συμπεριφοράς q

Λόγω συμβατότητας της ανάλυσης με τον έλεγχο επάρκειας των πεσσών, θα χρησιμοποιηθεί κοινός ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς $q=2.1$, αν και σε περίπτωση αμιγώς κτιρίου από Ο/Σ ενδεχομένως να προέκυπτε διαφορετική τιμή συντελεστή. Ο συντελεστής q ορίζεται στην καρτέλα «Αποτίμηση» του «Κτιρίου» σύμφωνα με τις παρακάτω παραμέτρους:

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση = Μέθοδος συντελεστή q »
- «Κτίριο > Αποτίμηση > Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς $q_{NC}=2.1$ »

Παράμετρος	Μονάδα	Τύπος	Αποτίμηση
Τυχματική εκκεντρότητα		?	Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση
Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ)		?	Ναι
Πλήθος Αξονικών (Αλληλεπίδραση N-My-Mz)		?	5
Γωνία στρέψης χορδής θu για ορθογωνικές διατομές		?	Εμπειρικό μοντέλο (EC8-3 (A.1))
γel για VR [KANEPΕ ΠΑΡ. 7Γ, ή EC8 A3.3.1]		?	1.000
Επιρροή περίσφιγξης στα διαγράμματα αντοχής		?	Ναι
Γωνία στρέψης χορδής BSD (BB) βάσει		?	EC8
Έλεγχος διάτμησης κόμβου		?	Ναι
Pushover			
A' Κατανομή φόρτισης		?	Ομοιόμορφη
B' Κατανομή φόρτισης		?	Ιδιομορφική
Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]		?	30.0
Άοπλες τοικοπήρωσεις ενεργές		?	Ναι
Ενισχυμένες τοικοπήρωσεις ενεργές		?	Ναι
Τοικοματοποιήσεις πλαισίων ενεργές		?	Ναι
Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης		?	Ναι
Έλεγχος διάτμησης		?	Ναι
Μέθοδος m, q			
Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση		?	Μέθοδος συντελεστή q
Αύξηση m, q		?	Όχι
Συντελεστής αύξησης m, q		?	1.250
Συντ. υπεραντοχής qDL		?	1.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qDL		?	1.100
Συντ. υπεραντοχής qSD		?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qSD		?	1.700
Συντ. υπεραντοχής qNC		?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qNC		?	2.100
Μέγιστη τιμή συντελεστών m, m _{max} ≤ q ≤ k, k = ...		?	10.000
Έλεγχος διάτμησης υποστ/των, τοιχ/των		?	Ναι
Έλεγχος διάτμησης δοκών		?	Ναι
Λόγος C1 = δinel/δel		?	1.000

Εικόνα 3.13: Ορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q για την αποτίμηση των μελών από Ο/Σ.

3.6.2 Επίλυση και έλεγχοι επάρκειας

3.6.2.1 Επίλυση

Γίνεται χρήση 7 τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων, προκειμένου οι έλεγχοι επάρκειας να πραγματοποιηθούν με την ευνοϊκή συνθήκη του μέσου όρου των μεγίστων λόγων επάρκειας κάθε σεισμού (KANEPΕ §5.6.3.3(γ)).

Ο αριθμός των παραγόμενων τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων ορίζεται στην καρτέλα «Κτίριο > Αποτίμηση > Αριθμός τεχνητών σεισμικών διεγέρσεων= 7».

Εικόνα 3.14: Ορισμός παραμέτρων Χρονοϊστορίας για την αποτίμηση των μελών από Ο/Σ.



Έπειτα, για να ξεκινήσει η ελαστική ανάλυση (Χρονοϊστορία) κάντε κλικ στην εντολή «Διαγράμματα P.K. – Ανάλυση χρονοϊστορίας», της «Επίλυσης».

3.6.2.2 Έλεγχος επάρκειας

Αρχικά, ελέγχονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με βάση την §5.5.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως παρουσιάζονται στο «Τεύχος > Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας > Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης».

Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, ($q=1$, $ag(10\%/50)=0.160$)

Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.γ]

Όροφος k	Υψόμετρο [m]	Μέσο λ_k [l]	λ_k/λ_{k-1} [l]	Όριο [l]	λ_k/λ_{k+1} [l]	Όριο [l]
1	3.00	0.65	($\lambda_k < 1$)	-	($\lambda_k < 1$)	-
2	6.00	0.25	($\lambda_k < 1$)	-	($\lambda_k < 1$)	-

Σημείωση: Το κτίριο δεν περιέχει καμποδοδιαστημικά ασθενή όροφο. Για τον έλεγχο μορφολογικής κανονικότητας πρέπει να εξεταστούν και οι συνθήκες α,β,δ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2)

Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1]

Όροφος k	Υψόμετρο [m]	Υποστ. [$\lambda \leq 2.5$]	Υποστ. [$\lambda > 2.5$]	Δοκοί [$\lambda \leq 2.5$]	Δοκοί [$\lambda > 2.5$]	Σύνολο [$\lambda \leq 2.5$]	Σύνολο [$\lambda > 2.5$]
1	3.00	8 100.0%	0 0.0%	15 100.0%	0 0.0%	23 100.0%	0 0.0%
2	6.00	8 100.0%	0 0.0%	15 100.0%	0 0.0%	23 100.0%	0 0.0%
Σύνολο	-	16 100.0%	0 0.0%	30 100.0%	0 0.0%	46 100.0%	0 0.0%

Πίνακας 3.8: Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης στο Τεύχος αποτελεσμάτων - Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας)

Σημείωση

Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών εφαρμογής αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς της αποτίμησης μόνο, η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενώ ταυτόχρονα πρέπει να αυξηθεί ο συντελεστής ασφαλείας προσομοιώματος γsd κατά 0.15 [KAN.ΕΠΕ. §5.5.2(β)] «Κτίριο > Δράσεις > Ενιαίος συντ. οιονεί μονίμων δράσεων γsd*γq,q (Αποτίμηση)=1.15».

Για την έλεγχο επάρκειας του κτιρίου μεταβαίνουμε στα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Χρονοϊστορία (χωρίς άοπλες τ/π) > Πίνακες δοκών» και «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Χρονοϊστορία (χωρίς άοπλες τ/π) > Πίνακες υποστυλωμάτων».

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ11.1(0)	Κύριο	0.34

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	Δ1.1(0)	Κύριο	0.28

Πίνακας 3.9: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας δοκών για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	K3(1)	Κύριο	0.33

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
NC	K11(0)	Κύριο	0.85

Πίνακας 3.10: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για την εξεταζόμενη στάθμη NC στο Τεύχος.

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τον Πίνακα 3.9 και τον Πίνακα 3.10 ότι ο κρισιμότερος λόγος ανεπάρκειας παρατηρείται στο υποστύλωμα K11(0) σε διάτμηση ($\lambda_v=0.85$), οπότε το κτίριο παρουσιάζει καθολική επάρκεια.

4

Ερμηνεία αποτελεσμάτων

4.1 Αποτελέσματα ελέγχων επάρκειας Φέρουσας Τοιχοποιίας

Παρακάτω περιγράφονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της επίλυσης μετά την ενίσχυση στο «Τεύχος > Υποστυλώματα > Συγκεντρωτικός πίνακας υποστυλωμάτων > Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-3».

4.1.1 Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών κατά EC8-3(Γ.4.2)

Όνομα [/]	Διατομή [/]	Φόρτιση [/]	Θέση [/]	V _{sd} [kN]	V _f [kN]	V _n [kN]	Έλεγχος από	λ _i [/]	λ _i [σπ2]	Διεύθυνση [/]
K 19(0)	200/35	ΣΣ4	19(0)	25,95	35,39	95,97	κάμψη	0,73	7000	X
K 19(1)	200/35	ΣΣ20	19(0)	19,19	47,48	125,13	κάμψη	0,40	7000	X
K 20(0)	225/35	ΣΣ19	20(0)	38,61	65,09	122,79	κάμψη	0,59	7875	X
K 20(1)	225/35	ΣΣ3	20(0)	23,16	57,90	141,55	κάμψη	0,40	7875	X
K 21(0)	200/35	ΣΣ19	21(0)	30,01	51,26	108,89	κάμψη	0,59	7000	X
K 21(1)	200/35	ΣΣ20	21(0)	18,17	47,12	129,23	κάμψη	0,39	7000	X
K 22(0)	500/35	ΣΣ10	22(0)	156,28	250,56	314,07	κάμψη	0,62	17500	X
K 22(1)	500/35	ΣΣ26	22(0)	93,97	309,06	335,93	κάμψη	0,30	17500	X
K 23(0)	225/35	ΣΣ18	23(0)	42,46	59,57	95,34	κάμψη	0,71	7875	X
K 23(1)	225/35	ΣΣ26	23(0)	28,38	57,78	125,65	κάμψη	0,49	7875	X
K 24(0)	500/35	ΣΣ25	24(0)	156,33	249,37	312,43	κάμψη	0,63	17500	X
K 24(1)	500/35	ΣΣ9	24(0)	93,89	309,41	335,94	κάμψη	0,30	17500	X
K 25(0)	35/250	ΣΣ29	25(0)	64,03	67,19	41,01	τέμνουσα	1,56	8750	Z
K 25(1)	35/250	ΣΣ30	25(0)	48,60	65,02	86,49	κάμψη	0,75	8750	Z
K 26(0)	35/250	ΣΣ5	26(0)	45,85	74,73	131,56	κάμψη	0,61	8750	Z
K 26(1)	35/250	ΣΣ6	26(0)	31,82	88,41	170,97	κάμψη	0,36	8750	Z
K 27(0)	35/250	ΣΣ5	27(0)	42,81	79,12	158,55	κάμψη	0,54	8750	Z
K 27(1)	35/250	ΣΣ30	27(0)	53,03	101,89	147,49	κάμψη	0,52	8750	Z
K 29(0)	35/250	ΣΣ22	29(0)	45,80	73,25	129,07	κάμψη	0,63	8750	Z
K 29(1)	35/250	ΣΣ21	29(0)	31,66	89,26	172,34	κάμψη	0,35	8750	Z
K 30(0)	35/250	ΣΣ22	30(0)	43,03	78,85	157,05	κάμψη	0,55	8750	Z
K 30(1)	35/250	ΣΣ13	30(0)	52,73	102,05	148,23	κάμψη	0,52	8750	Z
K 31(0)	35/250	ΣΣ14	31(0)	64,08	67,06	40,24	τέμνουσα	1,59	8750	Z
K 31(1)	35/250	ΣΣ13	31(0)	48,51	64,96	86,60	κάμψη	0,75	8750	Z
K 32(0)	225/35	ΣΣ1	32(0)	42,49	59,14	94,01	κάμψη	0,72	7875	X
K 32(1)	225/35	ΣΣ9	32(0)	28,44	57,92	125,77	κάμψη	0,49	7875	X
K 33(0)	225/35	ΣΣ4	33(0)	38,63	65,07	122,70	κάμψη	0,59	7875	X
K 33(1)	225/35	ΣΣ20	33(0)	23,15	57,85	141,52	κάμψη	0,40	7875	X
K 34(0)	200/35	ΣΣ4	34(0)	30,02	51,27	108,86	κάμψη	0,59	7000	X
K 34(1)	200/35	ΣΣ3	34(0)	18,18	47,18	129,31	κάμψη	0,39	7000	X
K 35(0)	200/35	ΣΣ19	35(0)	25,94	35,38	96,00	κάμψη	0,73	7000	X
K 35(1)	200/35	ΣΣ3	35(0)	19,19	47,45	125,09	κάμψη	0,40	7000	X

Πίνακας 4.1: Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσσών

Όνομα Το όνομα του άοπλου πεσσού.

Διατομή

Οι διαστάσεις της διατομής του πεσσού

Φόρτιση

Είδος της κρίσιμης φόρτισης (Φ), στατικού συνδυασμού φορτίσεων (ΣΦ) ή σεισμικών συνδυασμών (ΣΣ).

Θέση Η θέση καθ' ύψος του πεσσού όπου σημειώθηκε ο κρίσιμος έλεγχος επάρκειας (βάση, κορυφή, ή στο μέσον πεσσού).

V_{sd} Η δρώσα τέμνουσα εντός επιπέδου της κρίσιμης φόρτισης

V_f Η ικανοτική διατμητική αντοχή εντός επιπέδου του πεσσού που προκύπτει με βάση την κάμψη (EC8-3, σχέση Γ.1):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{D \cdot t \cdot \frac{f_m}{CF}}$$

$$V_f = \frac{D \cdot N_{Ed}}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_d)$$

V_v Η διατμητική αντοχή εντός επιπέδου του πεσσού που προκύπτει με βάση τη διάτμηση (EC8-3, σχέση Γ.2):

$$f_{vd} = \min \left[\left(\frac{f_{vm0}}{CF \cdot \gamma_m} + 0.4 \cdot \frac{N_{Ed}}{D \cdot t} \right), 0.065 \cdot \frac{f_b}{CF \cdot \gamma_m} \right]$$

$$V_v = f_{vd} \cdot D \cdot t$$

Έλεγχος από

$V_f < V_v$: Ο πεσσός ελέγχεται από κάμψη
 $V_f > V_v$: Ο πεσσός ελέγχεται από τέμνουσα

λ_i Ο λόγος ανεπάρκειας του άοπλου πεσσού:

$$\lambda_i = \frac{V_{sd}}{\min(V_f, V_v)}$$

A_i Το εμβαδόν της διατομής του πεσσού

Παρατήρηση

Στην περίπτωση που στη στήλη λ_i τυπωθεί θαυμαστικό «!» σημαίνει ότι η εκκεντρότητα $e=M/N$ της φόρτισης είναι αρκετά μεγάλη με συνέπεια να μην υπάρχει θλιβόμενη περιοχή στη διατομή έτσι ώστε να αναπτυχθεί διατμητική αντίσταση. Ισχύει δηλαδή $V_v=0$ και συνεπώς ο συγκεκριμένος λόγος ανεπάρκειας δεν μπορεί να υπολογιστεί (πρακτικώς απειρίζεται). Παρ' όλα αυτά, συμμετέχει κανονικά στον υπολογισμό του καθολικού λ ορόφου, καθώς βρίσκεται στον παρονομαστή της σχέσης υπολογισμού του λ_{ορόφου}. (βλέπε §4.1.3)

Σημείωση

Όταν $\lambda_i > 1$ και $\lambda_i < (2 \div 2.5)$ για μεμονωμένους πεσσούς δε σημαίνει κατ' ανάγκη την καθολική ανεπάρκεια του κτιρίου, καθώς ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά EC8-3 πραγματοποιείται σε όρους συνολικής τέμνουσας ορόφων. Συνεπώς, το τελικό συμπέρασμα επάρκειας ή ανεπάρκειας του κτιρίου εξάγεται από τον πίνακα: Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας (λ) ανά όροφο.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 παρατηρούμε δύο μικρές αστοχίες ($\lambda < 2.5$) για τους πεσσούς K25(0) και K31(0), έπειτα από την ενίσχυση των πεσών K17 και K18. Συνεπώς, εκτιμούμε ότι πλέον δεν κινδυνεύουμε από τοπική κατάρρευση.

4.1.2 Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ οπλισμένων πεσών/υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ οπλισμένων πεσών/υποστυλωμάτων κατά EC8-3

Όνομα [/]	Διατομή [/]	Τύπος [/]	λ_{NM} [/]	λ_V [/]	Έλεγχος από	λ_I [/]	λ_I [cm ²]	Διεύθυνση [/]
K 1(0)	30/30	Ω. Σ.	0,26	-	κάμψη	0,26	900	Z
K 1(1)	30/30	Ω. Σ.	0,21	-	κάμψη	0,21	900	Z
K 2(0)	50/30	Ω. Σ.	0,20	-	κάμψη	0,20	1500	X
K 2(1)	50/30	Ω. Σ.	0,19	-	κάμψη	0,19	1500	X
K 3(0)	50/30	Ω. Σ.	0,20	-	κάμψη	0,20	1500	X
K 3(1)	50/30	Ω. Σ.	0,18	-	κάμψη	0,18	1500	X
K 4(0)	30/30	Ω. Σ.	0,26	-	κάμψη	0,26	900	Z
K 4(1)	30/30	Ω. Σ.	0,21	-	κάμψη	0,21	900	Z
K 5(0)	25/50	Ω. Σ.	0,14	-	κάμψη	0,14	1250	Z
K 5(1)	25/50	Ω. Σ.	0,06	-	κάμψη	0,06	1250	Z
K 6(0)	25/50	Ω. Σ.	0,14	-	κάμψη	0,14	1250	Z
K 6(1)	25/50	Ω. Σ.	0,06	-	κάμψη	0,06	1250	Z
K 11(0)	25/200	Ω. Σ.	0,15	-	κάμψη	0,15	5000	Z
K 11(1)	25/200	Ω. Σ.	0,11	-	κάμψη	0,11	5000	Z
K 12(0)	25/200	Ω. Σ.	0,15	-	κάμψη	0,15	5000	Z
K 12(1)	25/200	Ω. Σ.	0,11	-	κάμψη	0,11	5000	Z
K 17(0)	50/250	Τοιχοποιία με μανδύα	0,12	0,14	τέμνουσα	0,14	12500	Z
K 17(1)	50/250	Τοιχοποιία με μανδύα	0,06	0,07	τέμνουσα	0,07	12500	Z
K 18(0)	50/250	Τοιχοποιία με μανδύα	0,12	0,14	τέμνουσα	0,14	12500	Z
K 18(1)	50/250	Τοιχοποιία με μανδύα	0,06	0,07	τέμνουσα	0,07	12500	Z

Πίνακας 4.2: Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ υποστυλωμάτων

Όνομα Το όνομα του οπλισμένου/ενισχυμένου πεσσού ή υποστυλώματος.

Διατομή

Οι διαστάσεις της διατομής του πεσσού

Τύπος Το είδος του μέλους, αν δηλαδή είναι πεσσός από φέρουσα τοιχοποιία ή υποστυλώμα από Ο/Σ και το είδος της ενίσχυσης του πεσσού (κατασκευή διαζωμάτων, μανδύα από Ο/Σ ή συνδυασμό τους)

λ_{NM} Ο λόγος ανεπάρκειας του μέλους από διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη

λ_v Ο λόγος ανεπάρκειας του μέλους σε διάτμηση

Έλεγχος από

$\lambda_{NM} < \lambda_v$: Ο πεσσός ελέγχεται από κάμψη

$\lambda_{NM} > \lambda_v$: Ο πεσσός ελέγχεται από τέμνουσα

λ_i Ο τελικός λόγος ανεπάρκειας του μέλους:

$$\lambda_i = \min(\lambda_{NM}, \lambda_v)$$

A_i Το εμβαδόν της διατομής του μέλους

Διεύθυνση

Η κύρια διεύθυνση του μέλους στην οποία συμμετέχει στον καθορισμό του καθολικού ελέγχου ανά όροφο

Σημείωση

Όσον αφορά τα μέλη από Ο/Σ, δεν μπορούν να εξαχθούν συμπεράσματα για την επάρκεια τους από τον Πίνακα 4.2. Ο έλεγχος αυτών των μελών προσδιορίζεται αποκλειστικά από την ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας.

4.1.3 Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας (λ) ανά όροφο

Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας λ ανά διεύθυνση και όροφο κατά EC8-3 (Γ.4.1.3)

Όροφος [f]	ΣA_i [cm ²]	$\Sigma(A_i)Z$ [cm ²]	$\Sigma(A_i)X$ [cm ²]	$\Sigma(A_i/\lambda_i)$ [cm ²]	$\Sigma(A_i/\lambda_i)Z$ [cm ²]	$\Sigma(A_i/\lambda_i)X$ [cm ²]	λ (ορόφου) [f]	λ_Z (ορόφου) [f]	λ_X (ορόφου) [f]
0	189300	91800	97500	507702	345046	162655	0,37	0,27	0,60
1	189300	91800	97500	857063	583218	273845	0,22	0,16	0,36

$$\lambda_{\text{ορόφου}} = \frac{\sum_i A_i}{\sum (A_i / \lambda_i)} \quad \lambda_{Z,\text{ορόφου}} = \frac{\sum_i (A_i)Z}{\sum (A_i / \lambda_i)Z} \quad \lambda_{X,\text{ορόφου}} = \frac{\sum_i (A_i)X}{\sum (A_i / \lambda_i)X}$$

Πίνακας 4.3: Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας ανά όροφο

Όροφος

Ο όροφος του κτιρίου στον οποίο γίνεται ο έλεγχος επάρκειας

ΣA_i Το άθροισμα των εμβαδών των πεσσών του ορόφου

$\Sigma(A_i)Z$

Το άθροισμα των εμβαδών των πεσσών του ορόφου κατά τη διεύθυνση Z

$\Sigma(A_i)X$

Το άθροισμα των εμβαδών των πεσσών του ορόφου κατά τη διεύθυνση X

$\Sigma A_i/\lambda_i$ Το άθροισμα των λόγων εμβαδού προς λόγου ανεπάρκειας των πεσσών του ορόφου

$\Sigma(A_i/\lambda_i)Z$

Το άθροισμα των λόγων εμβαδού προς λόγου ανεπάρκειας των πεσσών του ορόφου κατά τη διεύθυνση Z

$\Sigma(A_i/\lambda_i)X$

Το άθροισμα των λόγων εμβαδού προς λόγου ανεπάρκειας των πεσσών του ορόφου κατά τη διεύθυνση X

λ (ορόφου)

Ο τελικός καθολικός λόγος ανεπάρκειας του ορόφου. Η απόδειξή του περιγράφεται παρακάτω:

- Σύμφωνα με την § Γ.4.1.3 του EC8-3 ο λόγος ανεπάρκειας σε όρους δυνάμεων για κάθε όροφο δίνεται από τη σχέση:

$$\lambda_{\text{ορόφου}} = \frac{V_b}{\sum V_{Ri}}$$

Όπου V_b είναι η δρώσα τέμνουσα στη στάθμη του ορόφου και $\sum V_{Ri}$ είναι το άθροισμα των διατμητικών αντοχών των πεσσών του ορόφου.

- Η αντοχή σε τέμνουσα του εκάστοτε πεσσού προκύπτει συναρτήσει του λόγου ανεπάρκειας λ_i από τη σχέση:

$$V_{Ri} = \frac{V_{Ei}}{\lambda_i}$$

- Η συνολική δρώσα τέμνουσα V_b κατανέμεται στους επιμέρους πεσσούς αναλογικά ως προς το εμβαδόν τους. Συνεπώς η τέμνουσα του μεμονωμένου πεσσού προκύπτει:

$$V_{Ei} = \frac{A_i}{\sum A_i} \cdot V_b$$

- Ο λόγος επάρκειας του ορόφου μπορεί να εκφραστεί με βάση τις δύο προηγούμενες σχέσεις ως εξής:

$$\lambda_{\text{ορόφου}} = \frac{V_b}{\sum V_{R_i}} = \frac{V_b}{\sum \left[\frac{A_i}{\sum A_i \cdot \lambda_i} \cdot V_b \right]} = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{\lambda_i}}$$

λ_Z (ορόφου)

Ο τελικός καθολικός λόγος ανεπάρκειας του ορόφου κατά τη διεύθυνση Z

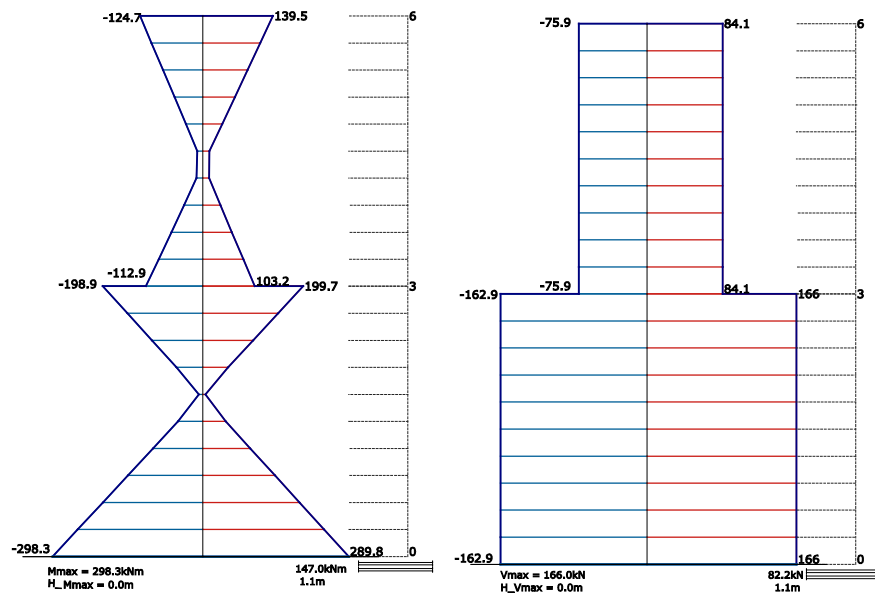
λ_X (ορόφου)

Ο τελικός καθολικός λόγος ανεπάρκειας του ορόφου κατά τη διεύθυνση X

4.1.4 Αναλυτικά αποτελέσματα ενισχυμένης τοιχοποιίας

4.1.4.1 Διαγράμματα καθ' ύψος

«Τεύχος > Αναλυτικά αποτελέσματα > K17 - Διαγράμματα» τυπώνονται τα διαγράμματα της περιβάλλουσας των δράσεων της ροπής M_{Edy} και τέμνουσας εντός επιπέδου V_{Edz} για τον πεσσό K17(0).



Σχήμα 4.1: Διαγράμματα περιβάλλουσας ροπής M_{Edy} και τέμνουσας V_{Edz} εντός επιπέδου

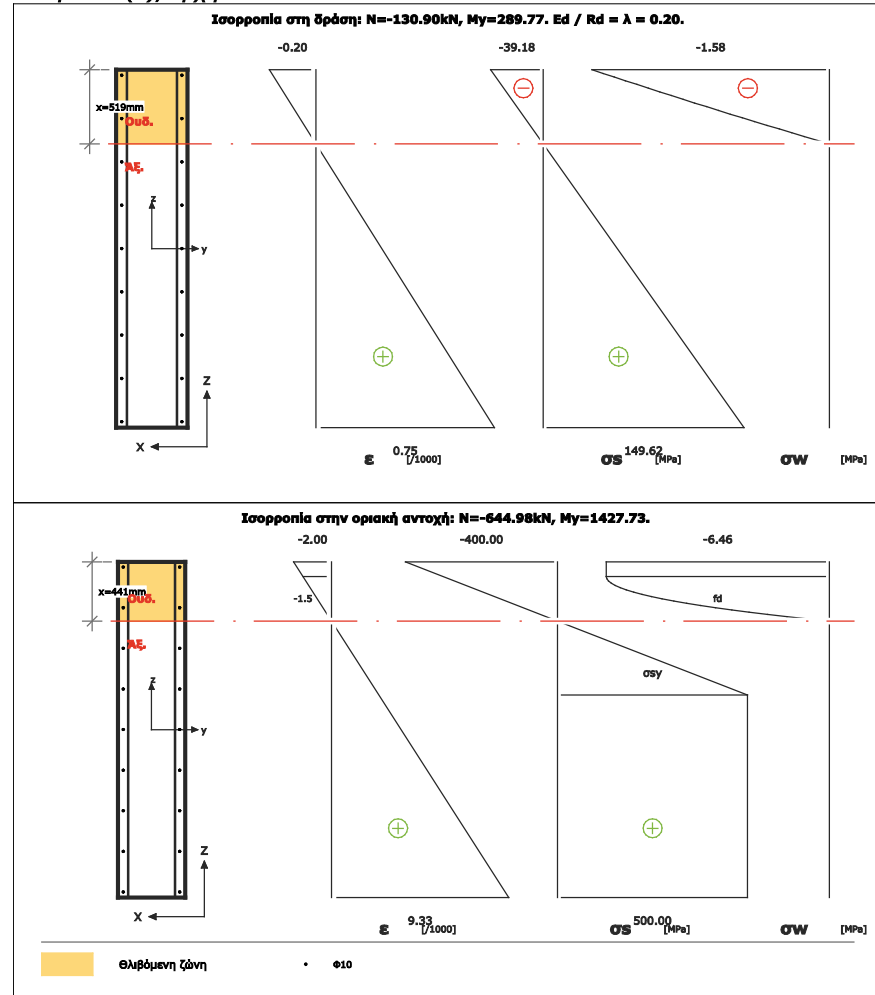
4.1.4.2 Ισορροπίας διατομής στην κρίσιμη φόρτιση

Στο «Τεύχος > Αναλυτικά αποτελέσματα > K17(0)» παρουσιάζεται ο υπολογισμός της αντοχής της διατομής για την κρίσιμη φόρτιση που προέκυψε κατά την ανάλυση. Στο **Σχήμα 4.2** φαίνεται η ισορροπία των εσωτερικών δυνάμεων τόσο για τις εξωτερικές δράσεις όσο και για την αντοχή του. Πιο συγκεκριμένα στο πάνω μέρος του σχήματος σχεδιάζεται η θλιβόμενη ζώνη και κατ' επέκταση ο ουδέτερος άξονας της διατομής για την κρίσιμη δράση της ανάλυσης, ενώ σημειώνονται επίσης οι θέσεις των θλιβόμενων και εφελκυσμένων ράβδων. Παράλληλα, το σχήμα της διατομής το συνοδεύουν τα διαγράμματα των παραμορφώσεων και των τάσεων τοιχοποιίας, σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών καθ' ύψος. Έπειτα, υπολογίζεται η μέγιστη αντοχή της διατομής και τα αντίστοιχα διαγράμματα τάσεων και παραμορφώσεων καθ' ύψος. Ο υπολογισμός των εσωτερικών εντατικών μεγεθών αντοχής για αξονική δύναμη N_{Rd} και ροπή M_{Rdy} εντός επιπέδου προκύπτει:

$$N_{Rd} = \sum_A (\sigma_w) dA + \sum_{i=1}^{n \text{ ράβδων}} \sigma_{si} \cdot A_i$$

$$M_{Rdy} = \sum_A (\sigma_w \cdot z) dA + \sum_{i=1}^{n \text{ ράβδων}} \sigma_{si} \cdot z_i \cdot A_i$$

Ισορροπία διατομής κρίσιμης φόρτισης: ΣΣ5: $G+\psi 2Q+0.3(EI+e_{max})+(EII+e_{max})$, ε Θέση: K 17(0), αρχή.



Σχήμα 4.2: Ισορροπία διατομής αρχής του K17(0) στην κρίσιμη φόρτιση

Παράλληλα, αναγράφεται το κρίσιμο υλικό που φτάνει σε αστοχία, καθώς και η συνολική αντοχή της διατομής.

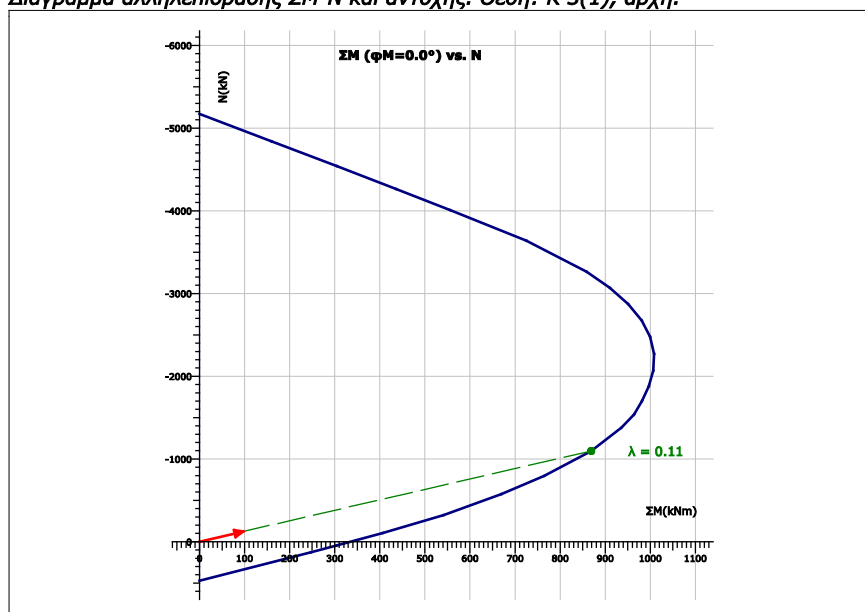
Ο κρίσιμος λόγος ανεπάρκειας υπολογίζεται ως ο λόγος των διανυσμάτων δράσης προς αντοχής, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\lambda = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{EdY}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{RdY}^2}}$$

4.1.4.3 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ΣΜ-Ν και αντοχής

Τέλος, τυπώνεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για κάμψη στην ισχυρή διεύθυνση με αξονική δύναμη Μ-Ν για τον ενισχυμένο πεσσό, καθώς επίσης και το διάνυσμα της κρίσιμης δράσης (κόκκινο χρώμα). Η προέκταση του διανύσματος τέμνει την καμπύλη αλληλεπίδρασης και στο σημείο τομής ορίζεται ο λόγος ανεπάρκειας ως ο λόγος των μέτρων των διανυσμάτων της δράσης προς την αντοχή.

Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ΣΜ-Ν και αντοχής. Θέση: Κ 3(1), αρχή.



Σχήμα 4.3: Εποπτικός έλεγχος επάρκειας διατομής ενισχυμένου πεσσού.

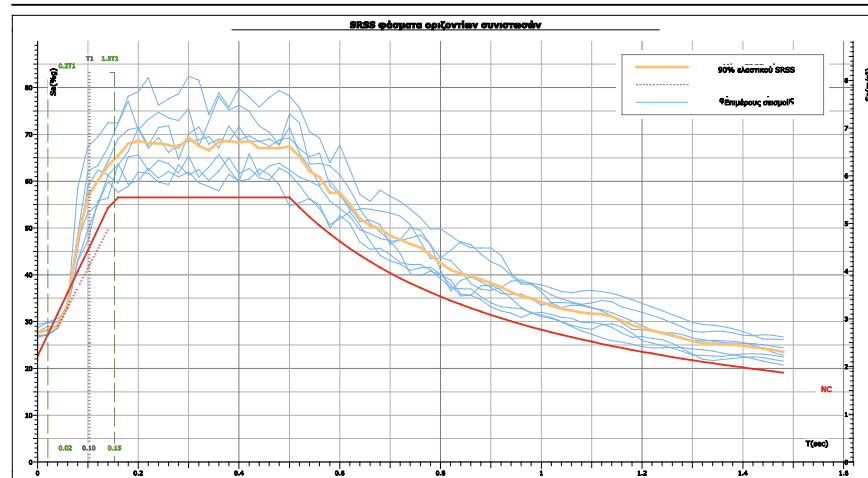
4.2 Αποτελέσματα ελέγχων επάρκειας μελών Οπλισμένων Σκυροδέματος

Ακολουθεί η παρουσίαση των αναλυτικών αποτελεσμάτων των ελέγχων επάρκειας για τα υποστυλώματα και τις δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για περισσότερες εξηγήσεις διαβάστε και το «Παράδειγμα προσθήκης ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή με ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας και ανελαστική ανάλυση Pushover».

4.2.1 Αποτελέσματα ανάλυσης Χρονοϊστορίας

Αρχικά, παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.4** τα γενικά αποτελέσματα της ανάλυσης Χρονοϊστορίας. Στο «Τεύχος > Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας > Μέσα φάσματα απόκρισης και έλεγχος κλιμάκωσης» παρουσιάζονται γραφικά τα SRSS φάσματα των δύο οριζόντιων συνιστωσών των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων που παρήχθησαν στο Fespa.

Μέσα φάσματα απόκρισης και έλεγχος κλιμάκωσης [EC8-2, §3.2.3]



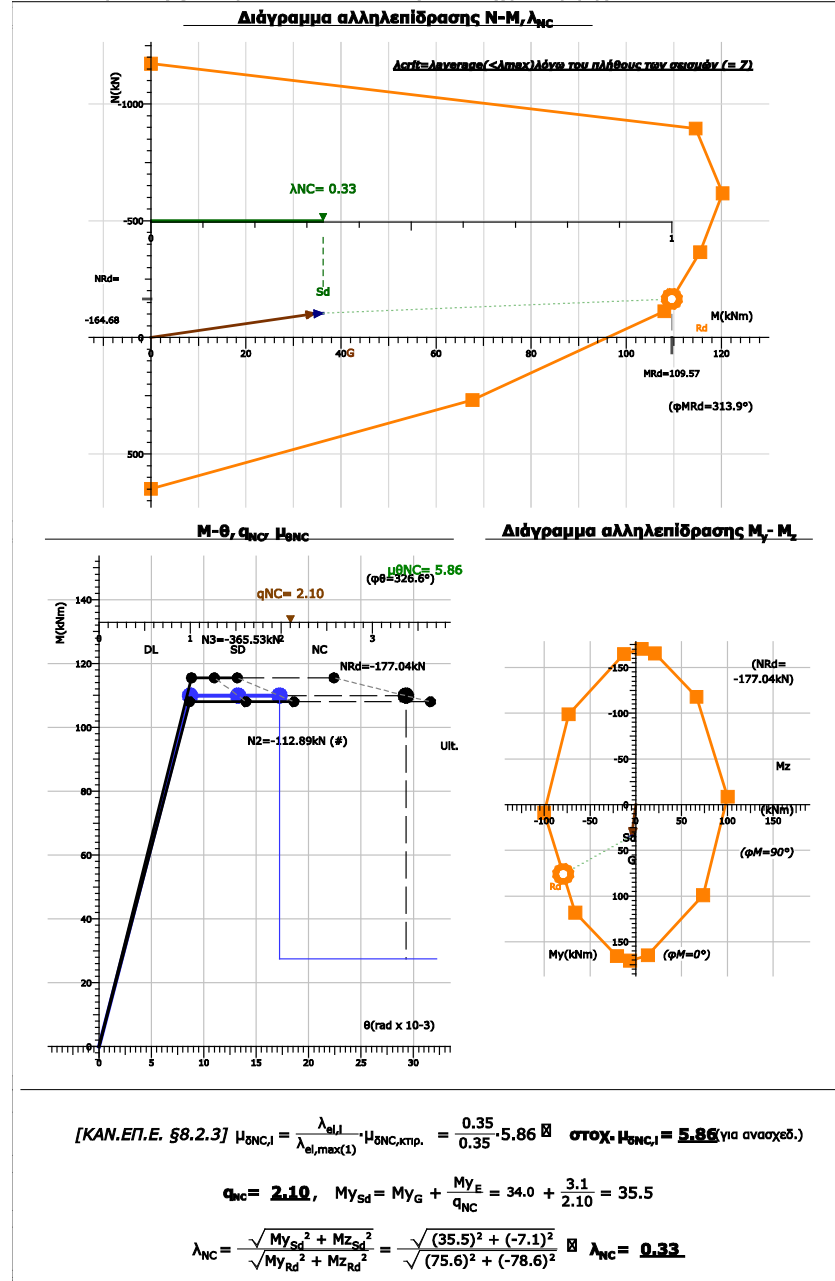
Σχήμα 4.4: Εκτύπωση SRSS φασμάτων των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων και έλεγχος κλιμάκωσης, στο Τεύχος αποτελεσμάτων.

Παρατηρείται ότι, επειδή το κτίριο είναι αρκετά δύσκαμπτο ($T_1=0.10$ sec), το εύρος κλιμάκωσης βρίσκεται όλο στον κλάδο του φάσματος πριν το T_B , προκαλώντας υπέρβαση από το μέσο φάσμα (πορτοκαλί γραμμή) του φάσματος σχεδιασμού (κόκκινη γραμμή) για μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους.

4.2.2 Αναλυτικός υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας σε κάμψη

Στη συνέχεια, στα διαγράμματα της αναλυτικής εκτύπωσης που βλέπετε στο **Σχήμα 4.5** παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού του κρίσιμου καμπτικού λόγου επάρκειας όπως προκύπτει για το υποστυλώμα K3(1) για την υπό εξέταση στάθμη επιτελεστικότητας NC. Τα διαγράμματα αυτά θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Κάμψη υποστυλωμάτων». Στη θέση αυτή του τεύχους μπορείτε να μεταβείτε αυτόματα μέσω του συνδέσμου στους συγκεντρωτικούς λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων.

Υποστυλώμα K3(1) - κύριο, 50/30, άνω άκρο: Έλεγχος κάμψης NC.



Σχήμα 4.5: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης N-M, M_y - M_z , διάγραμμα M- θ του κρίσιμου υποστυλώματος K3(1).

Όπως είναι εμφανές από το **Σχήμα 4.5** τα υποστυλώματα αναλαμβάνουν μικρό ποσοστό της σεισμικής δύναμης, εξαιτίας της ύπαρξης των ισχυρών πεσσών και αυτό έχει ως συνέπεια την εμφάνιση αρκετά μικρού κρίσιμου λόγου ανεπάρκειας ($\lambda_{cr}=0.33$).

Παράλληλα, στον **Πίνακα 4.4** παρουσιάζεται ο αναλυτικός υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε κάμψη για την κρίσιμη δοκό Δ6.4(0) στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, δοκών > Κάμψη δοκών». Στη θέση αυτή του τεύχους μπορείτε να μεταβείτε αυτόματα μέσω του συνδέσμου στους συγκεντρωτικούς λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων.

Χρονοϊστορία - Κάμψη δοκών

$\lambda = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{M_G + M_E / q}{M_{Rd}}$	στοχ.μ $\mu_{δ,1} = \mu_{δ,κτρ.}$	Σεισμός
Δοκός Δ11.1(0) - κύριο, 25/60/90/15/3,7 [cm]. Έλεγχοι κάμψης άκρου: Λ 16(0)		
$\lambda = \frac{-33.3\text{kNm} - 23.1\text{kNm} / 2.10}{-132.0\text{kNm}} \Rightarrow \lambda_{NC} = \mathbf{0.34}$	στοχ.μ $\mu_{δ NC} = \mathbf{5.86}$	6, +X 3.85s

Πίνακας 4.4: Αναλυτικός υπολογισμός λόγου ανεπάρκειας σε κάμψη της κρίσιμης δοκού Δ6.4(0)

4.2.3 Αναλυτικός υπολογισμός λόγων ανεπάρκειας σε τέμνουσα

Τα αναλυτικά αποτελέσματα της διάτμησης, όσον αφορά τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα, (**Πίνακας 4.5**) θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Διάτμηση υποστυλωμάτων» και «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Διάτμηση τοιχωμάτων». Στη θέση αυτή του τεύχους μπορείτε να μεταβείτε αυτόματα μέσω του συνδέσμου στους συγκεντρωτικούς λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων. Τα αναλυτικά αποτελέσματα διάτμησης τυπώνονται για κάθε μέλος και για κάθε κύρια διεύθυνση για τις υπό εξέταση στάθμες επιτελεσματικότητας σύμφωνα με ικανοτική θεώρηση.

Έλεγχος έναντι τέμνουσας υποστυλωμάτων

Μέλος Κ/Δ	Διε.	λν/ρν	MRd1 [KNm]	MRd2 [KNm]	VEd,E [KN]	Vsd [KN]	VRd [KN]	Σεισμός t sec
K1(0)	Y	0.05	66.77	-67.66	-5.01	-7.65 "E"	151.45	7- 2.18
Κύριο	Z	0.04	52.01	-52.15	-4.34	-6.34 "E"	151.45	1- 5.02
K1(1)	Y	0.06	59.88	-59.26	-3.58	-9.73 "E"	151.45	1- 5.03
Κύριο	Z	0.05	50.33	-51.15	-3.22	-7.41 "E"	151.45	1- 5.02
K2(0)	Y	0.04	64.05	-73.10	-6.28	-7.69 "E"	199.86	1- 5.02
Κύριο	Z	0.09	168.77	-162.62	-15.61	-24.20 "E"	258.30	7- 2.18
K2(1)	Y	0.04	81.48	-75.65	-5.67	-8.53 "E"	199.86	1- 5.02
Κύριο	Z	0.11	121.61	-132.15	-6.29	-27.34 "E"	258.30	1- 5.03
K3(0)	Y	0.08	112.76	-116.49	-5.94	-7.36 "E"	91.32	7- 1.31
Κύριο	Z	0.16	-183.67	183.59	15.68	24.27 "E"	151.65	7- 2.18
K3(1)	Y	0.10	101.28	-100.01	-5.48	-8.36 "E"	85.72	7- 1.31
Κύριο	Z	0.18	-121.96	133.34	6.29	27.32 "E"	151.65	1- 5.03
K4(0)	Y	0.05	-66.71	67.60	5.00	7.64 "E"	151.45	7- 2.18
Κύριο	Z	0.04	52.00	-52.13	-4.34	-6.34 "E"	151.45	1- 5.02
K4(1)	Y	0.06	-59.87	59.25	3.58	9.74 "E"	151.45	1- 5.03
Κύριο	Z	0.05	50.38	-51.20	-3.23	-7.41 "E"	151.45	1- 5.02
K5(0)	Y	0.02	37.38	-36.01	-2.89	-2.89 "E"	160.94	7- 2.69
Κύριο	Z	0.07	-71.62	69.14	16.04	16.51 "E"	227.51	1- 5.02
K5(1)	Y	0.01	-17.01	16.93	1.83	1.83 "E"	160.94	1- 5.03
Κύριο	Z	0.05	-86.04	84.59	10.68	11.80 "E"	227.51	1- 5.02
K6(0)	Y	0.02	20.09	-19.07	-2.91	-2.92 "E"	160.94	7- 2.69
Κύριο	Z	0.07	-71.86	69.24	16.05	16.51 "E"	227.51	1- 5.02
K6(1)	Y	0.01	16.85	-16.73	-1.83	-1.84 "E"	160.94	1- 5.03
Κύριο	Z	0.05	-86.54	85.09	10.77	11.87 "E"	227.51	1- 5.02

Σημείωση: Χρησιμοποιήθηκαν 7 σεισμοί και οι τελικοί λόγοι επάρκειας προκύπτουν ως ο μέσος όρος των μεγίστων όλων των σεισμών (KAN,ΕΠΕ 5.6.3.3(γ)). Τα συναφή εντατικά μεγέθη αναφέρονται στο σεισμό με τον κοντινότερο μέγιστο λόγο ανεπάρκειας στο μέσο.
 Σημείωση: Στα υποστυλώματα τα συναφή εντατικά μεγέθη αναφέρονται στον μεγαλύτερο λόγο επάρκειας των 2 άκρων.
 Σημείωση: Η δράση τέμνουσας Vsd προκύπτει από την ελαστική ένταση "G+ψ2Q+E" ή από την ικανοτική "C". Σε περίπτωση ικανοτικής έντασης σημειώνεται μαζί με το λόγο επάρκειας λν ο λόγος της ελαστικής τέμνουσας προς την τέμνουσα αντοχής (ρν=VEd/VRd)

Έλεγχος έναντι τέμνουσας τοιχωμάτων

Μέλος Κ/Δ	Διε.	λν	MRw [KNm]	MEw [KNm]	VEd,E [KN]	Vsd [KN]	VRd [KN]	Σεισμός t sec
K11(0)-Κύριο	Z	0.85	1680.60	611.27	-343.29	-349.42 "E"	412.10	6- 3.85
K11(1)-Κύριο	Z	0.42	1680.60	611.27	-160.59	-174.00 "E"	412.10	6- 3.85
K12(0)-Κύριο	Z	0.82	1648.33	602.59	-331.56	-336.47 "E"	412.10	6- 3.85
K12(1)-Κύριο	Z	0.38	1648.33	602.59	-145.98	-157.17 "E"	412.10	6- 3.85

Σημείωση: Χρησιμοποιήθηκαν 7 σεισμοί και οι τελικοί λόγοι επάρκειας προκύπτουν ως ο μέσος όρος των μεγίστων όλων των σεισμών (KAN,ΕΠΕ 5.6.3.3(γ)). Τα συναφή εντατικά μεγέθη αναφέρονται στο σεισμό με τον κοντινότερο μέγιστο λόγο ανεπάρκειας στο μέσο.
 Σημείωση: Η δράση τέμνουσας Vsd προκύπτει από την ελαστική ένταση "G+ψ2Q+E" ή από την ικανοτική "C".

Πίνακας 4.5: Αναλυτικός πίνακας ελέγχου υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων έναντι τέμνουσας.

Παρατηρείται ότι μόνο τα μεγάλα δίμετρα τοιχώματα K11(0) και K12(0) παρουσιάζουν αυξημένους λόγους ανεπάρκειας, καθώς τα μικρότερα υποστυλώματα δεν αναλαμβάνουν σημαντικό μέρος της έντασης, λόγω της ύπαρξης των ισχυρών πεσσών και τοιχωμάτων από Ο/Σ.

Παρομοίως τυπώνεται στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, δοκών > Διάτμηση δοκών» (Πίνακας 4.6)

Έλεγχος έναντι τέμνουσας δοκών

Μέλος Κ/Δ	Αρχή/ Τέλος	Lc [m]	ΛV/ρV	MRd1 [KNm]	MRd2 [KNm]	VG [KN]	VEd,E [KN]	Vsd [KN]	VRd [KN]	Σεισμός t sec
Δ1.1(0) Κύριο	1(0) 2(0)	4.20 -	0.23 0.28	-103.40 64.21	138.68 -148.24	53.07 -65.76	9.64 -9.87	62.71 "E" -75.63 "E"	267.55 267.55	1- 5.03 1- 5.03
Δ2.1(0) Κύριο	Λ 14(0) Λ 16(0)	5.00 -	0.16 0.16	-123.07 48.18	48.18 -123.07	37.56 -37.97	3.92 -4.33	41.48 "E" -42.30 "E"	259.19 259.19	5- 6.64 1- 5.03
Δ3.1(0) Κύριο	3(0) 4(0)	4.20 -	0.28 0.23	-148.24 138.68	64.21 -103.40	65.75 -53.07	9.87 -9.79	75.63 "E" -62.87 "E"	267.55 267.55	1- 5.03 1- 5.03
Δ8.1(0) Κύριο	1(0) 5(0)	5.20 -	0.14 0.21	-77.49 49.05	94.28 -186.96	33.89 -51.63	3.56 -3.70	37.45 "E" -55.33 "E"	259.19 259.19	1- 3.09 6- 3.85
Δ9.1(0) Κύριο	2(0) Λ 14(0)	3.70 -	0.16 0.21	-77.49 48.70	48.81 -131.96	28.81 -44.59	11.67 -10.74	40.48 "E" -55.32 "E"	259.19 259.19	1- 5.02 1- 5.02
Δ11.1(0) Κύριο	3(0) Λ 16(0)	3.70 -	0.16 0.22	-77.49 48.70	48.81 -131.96	28.85 -44.55	12.27 -12.27	41.12 "E" -56.81 "E"	259.19 259.19	1- 5.02 1- 5.02
Δ13.1(0) Κύριο	4(0) 6(0)	5.20 -	0.14 0.21	-77.49 49.05	94.28 -186.96	33.88 -51.63	3.59 -3.85	37.47 "E" -55.48 "E"	259.19 259.19	5- 6.64 7- 1.31
Δ1.1(1) Κύριο	1(1) 2(1)	4.20 -	0.22 0.26	-103.40 64.21	138.68 -148.24	54.76 -64.07	3.83 -4.16	58.59 "E" -68.24 "E"	267.55 267.55	7- 2.17 1- 5.04
Δ2.1(1) Κύριο	Λ 14(1) Λ 16(1)	5.00 -	0.15 0.15	-123.07 48.18	48.18 -123.07	37.50 -38.03	1.98 -2.04	39.48 "E" -40.06 "E"	259.19 259.19	5- 6.64 7- 2.17
Δ3.1(1) Κύριο	3(1) 4(1)	4.20 -	0.25 0.22	-148.24 138.68	64.21 -103.40	64.07 -54.76	3.99 -3.69	68.06 "E" -58.45 "E"	267.55 267.55	7- 2.18 7- 2.50
Δ8.1(1) Κύριο	1(1) 5(1)	5.20 -	0.14 0.21	-77.49 49.05	94.28 -186.96	32.86 -52.66	2.32 -1.85	35.18 "E" -54.51 "E"	259.19 259.19	7- 1.31 7- 1.30
Δ9.1(1) Κύριο	2(1) Λ 14(1)	3.70 -	0.13 0.20	-77.49 48.70	48.81 -131.96	27.49 -45.91	6.77 -7.21	34.26 "E" -53.12 "E"	259.19 259.19	1- 5.02 1- 5.02
Δ11.1(1) Κύριο	3(1) Λ 16(1)	3.70 -	0.14 0.20	-77.49 48.70	48.81 -131.96	27.53 -45.87	7.60 -6.84	35.13 "E" -52.71 "E"	259.19 259.19	1- 5.02 1- 5.01
Δ13.1(1) Κύριο	4(1) 6(1)	5.20 -	0.13 0.21	-77.49 49.05	94.28 -186.96	32.85 -52.67	2.12 -2.35	34.97 "E" -55.02 "E"	259.19 259.19	7- 1.30 1- 5.02

Σημείωση: Χρησιμοποιήθηκαν 7 σεισμοί και οι τελικοί λόγοι επάρκειας προκύπτουν ως ο μέσος όρος των μεγίστων όλων των σεισμών (KAN.ΕΠΙΕ 5.6.3.3(γ)). Τα συναφή εντατικά μεγέθη αναφέρονται στο σεισμό με τον κοντινότερο μέγιστο λόγο ανεπάρκειας στο μέσο
 Σημείωση: Η δράση τέμνουσας Vsd προκύπτει από την ελαστική ένταση "G+ψ2Q+E" ή από την ικανοτική "C". Σε περίπτωση ικανοτικής
 έντασης σημειώνεται μαζί με το λόγο επάρκειας λV ο λόγος της ελαστικής τέμνουσας προς την τέμνουσα αντοχής (ρV=VEd/VRd)

Πίνακας 4.6: Αναλυτικός πίνακας ελέγχου δοκών έναντι τέμνουσας.

5

Παράρτημα Α

Προσδιορισμός μέσων αντοχών φέρουσας τοιχοποιίας από χαρακτηριστικές.

5.1 Υπολογισμός χαρακτηριστικών αντοχών κατά EC6

Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τον τύπο του λιθοσώματος και υπολογίζεται για σκαφοειδή και μη σκαφοειδή λιθοσώματα ως εξής:

- τοιχοποιία με κονίαμα γενικής εφαρμογής ή με ελαφροκονίαμα [EC6 (3.2)]:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$$

- τοιχοποιία με κονίαμα λεπτής στρώσεως κατασκευασμένη από [EC6-1 (3.3)]:
 - οπτοπλίνθους των Ομάδων 1 και 4
 - λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου
 - λιθοσώματα σκυροδέματος με αδρανή
 - αυτόκλειστους κυψελωτούς τσιμεντόλιθους

$$f_k = K \cdot f_b^{0.85}$$

- σε άλλη περίπτωση, δηλαδή για τοιχοποιία από κονίαμα λεπτής στρώσεως και οπτόπλινθους των Ομάδων 2 και 3 ή τεχνητούς λίθους:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7}$$

Στις παραπάνω σχέσεις f_b και f_m είναι η ανοιγμένη μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος αντίστοιχα και K είναι ένας μειωτικός συντελεστής ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με την ομάδα του λιθοσώματος και τον τύπο του κονιάματος σύμφωνα με τον **Πίνακα 5.1**. (Πίνακας 3.3 του EC6).

Λιθόσωμα		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (οριζόντιος αρμός ≥ 0,5 mm και ≤ 3 mm)	Ελαφροκονίαμα πυκνότητας	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d \leq 1300 \text{ kg/m}^3$
Οπτόπλινθος	Ομάδα 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Ομάδα 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Από πυρπικό ασβέστιο	Ομάδα 1	0,55	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,65	‡	‡
Από σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,50	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Από αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡
‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται, οπότε δεν δίδεται σχετική τιμή					

Πίνακας 5.1: Τιμές συντελεστή K .

Ενδεικτικές τιμές θλιπτικής αντοχής λιθοσωμάτων παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες, ανάλογα με τον τύπο του υλικού.

Πέτρωμα	Ελάχιστη f_b (MPa)
Ασβεστόλιθοι, τραβερτίνης, ηφαιστειακοί τόφφοι	20
Μαλακοί ψαμμίτες (μετ' αργιλικής συνδετικής ύλης)	30
Συμπαγείς ασβεστόλιθοι και δολομίτες (περιλαμβανομένου του μαρμάρου), βασαλτική λάβα	50
Χαλαζιακοί ψαμμίτες, γραουβάκης κλπ.	80
Γρανίτης, συηνίτης, διορίτης, χαλαζιακός πορφυρίτης, διαβάσης κλπ.	120

Πίνακας 5.2: Ελάχιστη θλιπτική αντοχή φυσικών πετρωμάτων.

Ποσοστό κενών %	Αντοχή κάθετα στις οπές (MPa)		Αντοχή παράλληλα στις οπές (MPa)
	Παράλληλα στο ύψος	Παράλληλα στο πλάτος	
25	3.74	2.26	13.18
26	3.44	4.76	8.09
32	3.56	2.98	6.3
33	2.85	3.58	13.7
34	6.55	7.84	10.65

Πίνακας 5.3: Αντοχή υγρών δωδεκάοπτων τούβλων (Fardis et al. 1996)

Διεύθυνση	Αντοχή κάθετα στις οπές							
	Παράλληλα στο ύψος				Παράλληλα στο πλάτος			
Καπέλωμα	Όχι		Ναι		Όχι		Ναι	
Υγρασία	Υγρά	Ξηρά	Υγρά	Ξηρά	Υγρά	Ξηρά	Υγρά	Ξηρά
f_b (MPa)	2.45	3.58	7.6	8.39	2.65	3.68	8.87	7.33

Πίνακας 5.4: Θλιπτική αντοχή εξάοπτων τούβλων (ΕΜΠ)

Επίσης, η θλιπτική αντοχή του κονιάματος ορίζεται στο Εθνικό προσάρτημα του EC6 ανάλογα με την αναλογία αναμίξεως της σύστασης του.

Κατηγορία κονιάματος	Μέση θλιπτική αντοχή (MPa)	Αναλογίες αναμίξεως (σε μέρη κατ' όγκον)		
		Τσιμέντο	Ασβέστης	Άμμος
M2.5	2.5	1	3	9
M5	5.0	1	2	6
M10	10.0	1	0.5	5
M20	20.0	1	-	3

Πίνακας 5.5: Κατηγορίες κονιαμάτων προδιαγεγραμμένης σύνθεσης

Επιπρόσθετα, υπολογίζεται η διατμητική αντοχή της αφόρτιστης τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση f_{vk0} (EC6, §3.6.2).

Υλικό λιθοσώματος	f_{ko} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, για τη δεδομένη Κατηγορία Αντοχής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως (οριζόντιος αρμός $\geq 0,5$ mm και ≤ 3 mm)	Ελαφροκονίαμα
Άργιλος	M10 - M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20		
	M1 - M2	0,10		
Πυριπικό ασβέστιο	M10 - M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 - M9	0,15		
	M1 - M2	0,10		
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10 - M20	0,20	0,30	0,15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5 - M9	0,15		
Τεχνητοί λίθοι Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1 - M2	0,10		

Πίνακας 5.6: Τιμές διατμητικής αντοχής της αφόρτιστης τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση f_{vk0}

5.2 Αναγωγή σε μέσες τιμές

Η αναγωγή των χαρακτηριστικών τιμών σε μέσες γίνεται χρησιμοποιώντας την τυπική απόκλιση, η οποία συνδέει τις δύο τιμές με τη σχέση:

$$\bar{X} = X_k + S$$

Όπου:

$\bar{X}$ είναι η μέση τιμή αντοχής (θλιπτικής αντοχής ή διατμητικής)

X_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του ίδιου μεγέθους

S είναι η τυπική απόκλιση του μεγέθους

Τιμές για την τυπική απόκλιση αντοχών δίνονται στον ΚΑΝΕΠΕ [Παράρτημα 4.1(β)] ανάλογα με το είδος του υφιστάμενου υλικού:

Είδος υλικού	s/f_m
Τοιχοπληρώσεις	0.20 ÷ 0.40
Σκυροδέματα	0.10 ÷ 0.20
Χάλυβας S220	0.10
Παλαιότεροι νευροχάλυβες	0.08
Νεότεροι νευροχάλυβες	0.06

Πίνακας 5.7: Λόγοι τυπικής απόκλισης προς θλιπτικής αντοχής s/f_m στον ΚΑΝΕΠΕ

Αν και στον ΚΑΝΕΠΕ δεν αναφέρονται ρητά τιμές για υλικά φέρουσας τοιχοποιίας, μπορούμε να βασιστούμε στην κατηγορία των τοιχοπληρώσεων και να επιλέξουμε σαν τιμή: $s/f_m = 0.40$.

Σύμφωνα με τα παραπάνω υπολογίζουμε τη μέση θλιπτική και διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας ως εξής:

$$f_m = f_k + 0.4 \cdot f_m \Rightarrow f_m = \frac{f_k}{0.6}$$

$$f_{vm0} = f_{vk0} + 0.4 \cdot f_{vm0} \Rightarrow f_{vm0} = \frac{f_{vk0}}{0.6}$$

5.3 Πορεία εργασίας στο Fespa

Η εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας μπορεί να εκτελεστεί στο Fespa με τις παρακάτω εντολές:

Αρχικά υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές αντοχές των πεσσών από την καρτέλα «Υποστύλωμα» δίνοντας τιμές στις παραμέτρους των παρακάτω κατηγοριών:

- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Λιθοσώματα»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Κονιάματα»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Αυτόματος υπολογισμός αντοχών= Ναι»

The screenshot shows the 'Υποστύλωμα' (Substructure) window in the Fespa software. The 'Φέρουσα τοιχοποιία' (Load-bearing masonry) tab is selected. The 'Λιθοσώματα' (Masonry units) section is expanded, showing parameters like 'Τύπος τοίχου' (Wall type), 'Πρωτεύων τοίχος' (Primary wall), and 'Σταθερές υλικού' (Material constants). The 'Κονιάματα' (Mortar) section is also expanded, showing parameters like 'Κονίαμα' (Mortar) and 'Επιπλέον αντοχή κονιάματος' (Additional mortar strength). The 'Αυτόματος υπολογισμός αντοχών' (Automatic strength calculation) checkbox is checked, and the 'Ενότητα' (Unit) is set to 'Νέες/Καμία' (New/None).

Εικόνα 5.1: Αυτόματος υπολογισμών χαρακτηριστικών αντοχών.

Στη συνέχεια κάνουμε μία δοκιμαστική επίλυση του κτιρίου και μεταβαίνουμε στο Τεύχος στη θέση «Τεύχος > Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων > Υποστύλωμα op.» όπου και αναγράφεται η χαρακτηριστική θλιπτική και διατμητική τιμή των αντοχών όπως έχουν υπολογιστεί ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του πεσσού.

Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 17(-1)	Τέλος: 17(0)	Μέλος: 17	
Διατομή	Ορθογωνική: D= 250, t= 35 [cm]			Υψος = 3,00 [m]
Υλικά	Τοιχοποιία	$f_k = 3,13$ [MPa]	$f_{kd} = 0,200$ [MPa]	
Λιθόσωμα	Οπτοπλινθός	Ομάδα 2	$f_k = 8,00$ [MPa]	
Κονίαμα	Γενικής εφαρμογής	Θλιπ. αντοχής: $f_k = 5,00$ [MPa]	Πιν.1: K = 0,450	
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ	Άοπλη τοιχοποιία	Πρωτεύων τοίχος = Ναι	
ΣΠΕΜ	[X]= 1,00	[Z]= 1,00		

Πίνακας 5.8: Τιμές διατμητικής αντοχής της αφόρτιστης τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση f_{vk0}

Έπειτα, υπολογίζουμε τις μέσες τιμές των αντοχών, διαιρώντας τις χαρακτηριστικές με το συντελεστή 0.6 και μεταβαίνουμε ξανά στην καρτέλα του υποστυλώματος όπου τις τοποθετούμε στις εξής θέσεις:

- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Αυτόματος υπολογισμός αντοχών = OXI»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_k [MPa]»
- «Υποστύλωμα > Φέρουσα τοιχοποιία > Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή f_{vk0} [MPa]»

Υποστυλώμα

Στατικά | Φορτία | Σκυρόδεμα | Οπλισμοί | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Συνδετήρες | **Φέρουσα τοιχοποιία** | Σχεδίαση

☒	Τύπος τοίχου	?	Άσπρη τοιχοποιία
☒	Πρωτεύων τοίχος	?	Ναι
☒	Σταθερές υλικού	?	...
Λιθοσώματα			
☒	Τύπος λιθοσώματος	?	Οπτόληινθος
☒	Ομάδα	?	Ομάδα 2
☒	Σκαφοειδή λιθοσώματα	?	Όχι
☒	Πλήρωση κατακόρυφων αρμών	?	Ναι
☒	Διαμήκης αρμός	?	Όχι
☒	Μέση θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων f_b [MPa]	?	8.000
Κονιάματα			
☒	Κονίαμα	?	Γενικής εφαρμογής
☒	Θλιπτική αντοχή κονιάματος M_{fmot} [MPa]	?	5.000
Αντοχή τοιχοποιίας			
☒	Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	?	Όχι
☒	Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_k [MPa]	?	4.000
☒	Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή f_{vk1} [MPa]	?	0.300
☒	Χαρακτ. καμπτική αντοχή παράλληλα στους αρμούς f_{k1} [MPa]	?	0.100
☒	Παραμόρφωση διαρροής τοιχοποιίας ϵ_{m1} [%]	?	0.15
☒	Όριακή παραμόρφωση τοιχοποιίας ϵ_{mu} [%]	?	0.20

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 5.2: Ορισμός μέσης θλιπτικής και διατμητικής αντοχής για την τελική επίλυση

Ακολουθεί η τελική επίλυση του κτιρίου από όπου και εξάγουμε τα αποτελέσματα και το τελικό συμπέρασμα για την επάρκεια του φορέα.

6

Παράρτημα Β

Ενδεικτικές μέσες τιμές αντοχών λιθοσωμάτων.

Σύμφωνα με τα όσα περιγράφησαν στο κεφάλαιο 5 μπορούμε να εξάγουμε κάποιες ενδεικτικές μέσες τιμές ανάλογα με το είδος της τοιχοποιίας. Τέτοιες τιμές για τη μέση θλιπτική f_m και διατμητική f_{vm0} αντοχή αναγράφονται στις δύο τελευταίες στήλες του **Πίνακα 6.1**.

	f_b	f_m	K	f_k	f_{vk0}	Μέση θλιπτική αντοχή f_m	Μέση διατμητική αντοχή f_{vm0}
Σχιστόλιθος	30	2	0.45	6.0	0.1	10.0	0.17
Συμπαγής ασβεστόλιθος	50	2	0.45	8.5	0.1	14.0	0.17
Οπτόπλινθος	5	2	0.45	1.7	0.1	2.8	0.17
		5	0.45	2.25	0.2	3.75	0.33
		10	0.45	2.8	0.3	4.7	0.50
Κυψελωτός τσιμεντόλιθος	5	-	0.55	2.1	0.1	3.5	0.17
Σκυρόδεμα με αδρανή	20	-	0.4	5.1	0.2	8.5	0.33

Πίνακας 6.1: Ενδεικτικές μέσες τιμές θλιπτικής και διατμητικής αντοχής φέρουσας τοιχοποιίας (σε MPa)

7

Βιβλιογραφία

- [1] **ΕΛΟΤ** EN 1996-1-1, Ευρωκώδικας 6: Υπολογισμός Κατασκευών από Τοιχοποιία.
- [2] **ΕΛΟΤ** EN 1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.
- [3] **ΕΛΟΤ** EN 1998-3, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις.
- [4] **ΟΑΣΠ**, «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», Αθήνα, 2017
- [5] **ΟΑΣΠ**, «Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ)», Προσχέδιο
- [6] **ΛΗ Λογισμική**, «FespaR_Υπολογισμός στοχευόμενης μετατόπισης & μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης», 2016
- [7] **Φυλλίτσα Β. Καραντώνη**, "Κατασκευές από τοιχοποιία", Παπασωτηρίου, 2004
- [8] **Miha Tomazevic**, "Αντισεισμικός σχεδιασμός κτηρίων από τοιχοποιία", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004